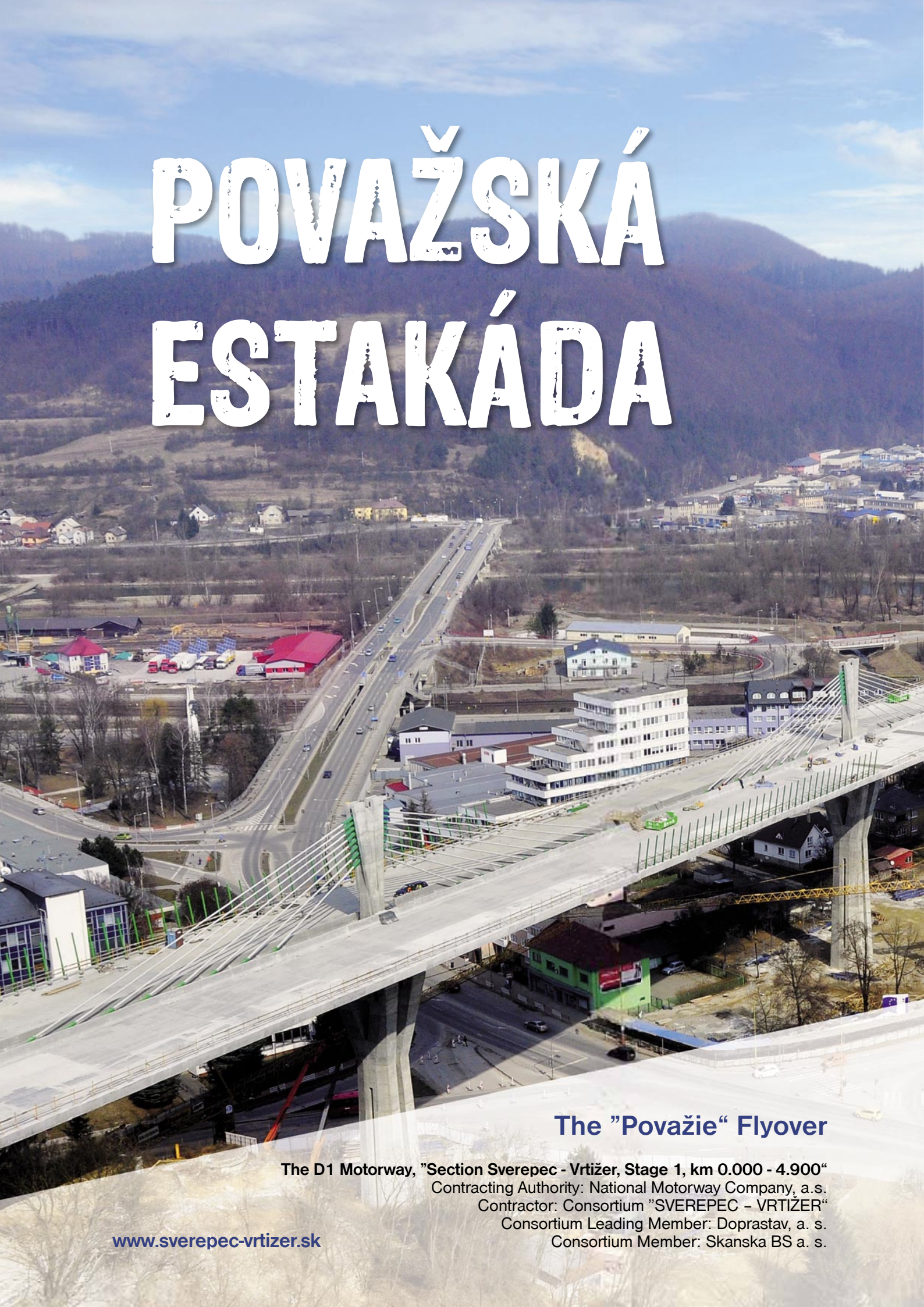
iS
Inžinierske stavby
Inženýrské stavby
2/2010, ročník 58, 2,29 €/69 Kč

The Third International *fib* Congress and Exhibition, WASHINGTON, D.C.



Správa slovenského NK *fib*
National Report of the Slovak Republic

JAGA



The "Považie" Flyover

The D1 Motorway, "Section Sverepec - Vrtižer, Stage 1, km 0.000 - 4.900"
Contracting Authority: National Motorway Company, a.s.
Contractor: Consortium "SVEREPEC – VRTIŽER"
Consortium Leading Member: Doprastav, a. s.
Consortium Member: Skanska BS a. s.

www.sverepec-vrtizer.sk



ALFA04

Doprastav

Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer, 1. úsek, 0,000 - 4,900 km
Investor stavby: Národná diaľničná spoločnosť, a. s.
Dodávateľ stavby: Združenie „SVEREPEC – VRTIŽER“
Vedúci člen združenia: Doprastav, a. s.
Člen združenia: Skanska BS a. s.

www.doprastav.sk

VÁHOSTAV - SK, a.s.













www.vahostav-sk.sk

DOPRAVOPROJEKT, a.s.

- design, consulting and engineering services for transport
- civil and water engineering projects
- geotechnical and environmental projects
- construction supervision



ISO 9001
ISO 14001
OHSAS 18001
BUREAU VERITAS
Certification

phone: +421 (2) 50 234 470
e-mail: director@dopravoprojekt.sk
www.dopravoprojekt.sk

Holcim betonárne v blízkosti vašich projektov!



Holcim región západ:
Bratislava: **0903/ 554 630,** Stará Ivánska cesta 7; Petržalka - Janíkove role; Žabí Majer - Staviteľská ulica; Prístavná 10, **Dunajská Streda: 031/551 91 75,** Železničná, Veľké Blahovo, **Senec: 0903 260 423,** Bratislavská cesta 61, **Pezinok: 0903 260 423,** Senecká cesta, **Malacky: 0903 797 754,** Kostolište, **Senica: 0903 797 754,** Železničná 354, **Stupava: 0903 242 118,** Cementárska 15, **Trnava: 033/553 26 32,** Zavar - Prílohy; Mikovíniho; TAZ; Orešanská

Holcim región stred:
Nové Zámky: 035/642 63 10, Dvorská cesta 24, **Komárno: 0902 607 776,** Ulica Slobody 1, **Prievidza: 046/542 69 26,** Košovská cesta 25, **Nitra:** Cabajská 23, **037/655 42 51**; Štúrova 140/a, **037/651 81 51**, **Tesárske Mlyňany: 0904 509 072, Partizánske: 0902 960 797,** Žabokreky nad Nitrou, **Levice: 036/630 40 38,** Mochovská 42/A, **Žiar nad Hronom: 045/672 70 58,** Ladomerská Vieska 390, **Banská Bystrica: 048/41 62 087,** Zvolenská cesta 39

Holcim región sever:
Trenčín: 032/744 41 53, Zlatovská 36, **Žilina:** Lietavská Lúčka, **0902 960 775,** Považský Chlmec, **Martin: 0902 960 775,** Na Bystričku 50, Bystrička, **Nové Mesto nad Váhom: 0902 960 753,** Zelená voda

Riaditeľstvo pre transportbetón:
Betonáreň Letisko, Stará Ivánska cesta 7, Bratislava; Tel.: 02/4822 4000, Fax: 02/4341 3379

www.holcim.sk

Holcim

ZAČNĚTE SEZÓNU S VOLVO!



BL71

- pilotní ovládání podkopu
- víceúčelová nakládací lopata s paletizačními vidlemi
- podkopové lopaty 300/600/900 mm
- hydraulický okruh na kladivo nebo svahovací lopatu
- BSS – odpružená zdvihová ramena nakládací lopaty
- záruka 2 roky nebo 3000 Mth

1 390 000 KČ

PŘI KOUPI SPOLEČNĚ SE STROJEM KLADIVO VOLVO HB440 ZA 208 000 KČ

ceny jsou uvedeny bez DPH

Více informací vám sdělí naši obchodní zástupci:

Michal Pavlíček:	+420 725 850 946 (Praha a Východní Čechy)
Miloš Veselý:	+420 602 296 652 (Praha, Střední a Východní Čechy)
Vratislav Homola:	+420 602 366 791 (Střední a Severní Čechy)
Kamil Zalabák:	+420 724 138 993 (Západní Čechy)
Tomáš Kálal:	+420 724 539 901 (Jižní Čechy)
Ondřej Malčík:	+420 602 257 295 (Jižní Morava)
Pavel Formánek:	+420 724 145 127 (Severní Morava)
Ing. Radek Pálenský:	+420 602 631 077 (Morava)

Volvo Stavební stroje Czech s.r.o.
Jeremiášova 870, 155 43 Praha 5 - Stodůlky
www.volvoce.cz

MORE CARE. BUILT IN.

Cena je platná pouze pro uvedenou konfiguraci stroje.
Pro jinou konfiguraci stroje kontaktujte obchodního zástupce Volvo ve svém regionu.
Nabídka platí do 30. 6. 2010 nebo do vyprodání zásob.

Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 2/2010
Ročník: 58
Vyšlo: 19. 5. 2010
Predplatiteľská cena: 2,29 €/69 Kč
www.casopisis.sk
www.casopisis.cz

Vydáva
JAGA GROUP, s. r. o.
P. O. Box 61, Imricha Karvaša 2
810 05 Bratislava 15
tel.: 02/50 200 200, fax: 02/50 200 210

Redakcia
inzinierske-stavby@jaga.sk
Šéfredaktorka
Magdaléna Lukáčová, 02/50 200 232
magdalena.lukacova@jaga.sk

Inzercia
Juraj Vilkovský – produktový manažér
02/50 200 222, 0903 246 321
juraj.vilkovsky@jaga.sk
Ľudmila Prekalová, 0903 592 378
ludmila.prekalova@jaga.sk
Robert Hošták, 0903 516 151
robert.hostak@jaga.sk
Jaroslav Chrťan, 0903 455 112
jaroslav.chrtan@jaga.sk
Katarína Landlová, 0911 099 225
katarina.landlova@jaga.sk
Katarína Lipovská, 0903 288 511
katarina.lipovska@jaga.sk
Marek Matisko, 0911 103 193
marek.matisko@jaga.sk
Martin Moravčík, 0903 873 005
martin.moravcik@jaga.sk
Daniel Čech, 0905 226 356
daniel.cech@jaga.sk

Produkcia
Alena Untermayerová
alena.untermayerova@jaga.sk

Grafická úprava, sken
Pavol Halász, Tibor Jantoška,
Karol Maco, Pavol Maco

Jazyková úprava
Jana Fábryová

Tlač
Kavka print a.s.

Predplatné v SR
L. K. Permanent, s. r. o.
pošt. prieč. 4, 834 14 Bratislava 34
Mária Škardová
skardova@lkpermanent.sk
tel.: 02/44 45 37 11, fax: 02/44 37 33 11

Predplatné v ČR
A. L. L. Production, P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
inzenyrskestavby@predplatne.cz
tel.: 840 30 60 90, fax: 23 409 28 13

Kopírovanie alebo rozširovanie ktorejkoľvek časti časopisu sa povoľuje výhradne so súhlasom vydavateľa. Články nemusia prezentovať stanovisko redakcie.

Ak nie je uvedené inak, použité fotografie a obrázky sú z archívov autorov článkov. Vydavateľ nezodpovedá za prípadné porušenie autorských práv voči tretím osobám.

Kopírovanie alebo rozširovanie ktorejkoľvek časti časopisu sa povoľuje výhradne so súhlasom vydavateľa. Články nemusia prezentovať stanovisko redakcie. Vydavateľstvo nemá právnu zodpovednosť za obsah inzercie a advertorialov.

Registrácia MK SR EV 175/08
ISSN 1335-0846

Registrácia MK ČR E 17738

Foto na titulnej strane
Stanislav Tevec

© JAGA GROUP, s. r. o.



30
Mosty na rýchlostných komunikáciách



46
Mosty na križovatkách diaľnice D1 Vrtižer, Bytča a Poprad



98
Mosty na diaľnici D1 v úseku Sverepec – Vrtižer



167
Prefabrikovaná konštrukcia – súčasť objektu Letisko Bratislava – terminál

Redakčná rada

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Juraj Dančišín
EUROVIA – Cesty, a. s.

Ing. Josef Fidler
SUDOP PRAHA, a. s.

prof. Ing. Ivan Gschwendt, DrSc.
Stavebná fakulta STU v Bratislave

Ing. Miroslav Hollý
Holcim (Slovensko), a. s.

prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc.
Stavebná fakulta STU v Bratislave

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.
Stavebná fakulta STU v Bratislave

Ing. Igor Choma
Národná diaľničná spoločnosť, a. s.

Ing. Jaroslav Jarábek
Inžinierske stavby, a. s.

Ing. Peter Štefány
Ministerstvo dopravy, pôšt a telekomunikácií SR

Ing. arch. Gabriel Koczkáš
DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Ing. Jan Komárek
Správa železniční dopravní cesty

Ing. Libor Mařík
IKP Consulting Engineers, s. r. o.

Ing. Miroslav Mataščík
ALFA 04, a. s.

Ing. Dušan Mráz
Doprastav, a. s.

prof. Ing. Ľudovít Naď, CSc.
ALFA 04, a. s.

Ing. Jiří Petrák
Mott MacDonald Praha, spol. s r. o.

Ing. Slavomír Podmanický
REMING Consult, a. s.

Ing. Jiří Pokorný
METROPROJEKT Praha, a. s.

doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc.
Stavební geologie GEOTECHNIKA, a. s.

prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.
Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Vlastislav Šlajs
STRABAG, s. r. o.

Ing. Roman Žembera
Slovenská správa ciest

Obsah

ÚVOD / INTRODUCTION

8 Transportbetón na Slovensku v rokoch 2006 – 2009
Ready Mixed Concrete in Slovakia During 2006 – 2009
(P. Kňaze)

MOSTY: PROJEKTY A REALIZÁCIE / BRIDGES: PROJECTS AND REALIZATIONS

16 Výstavba diaľničnej siete na Slovensku
Construction of Traffic Infrastructure of Road Network in Slovakia
(D. Minaroviech, A. H. Hidayat, P. Ďuriš, M. Račanský, M. Beniač, V. Magera)

30 Mosty na rýchlostných komunikáciách
Bridges on Motorways
(V. Šmátrala, P. Ďuriš, V. Jančiga)

36 Mostný objekt Estakáda na D3 nad svahom pozdĺž cesty I/18 – zakladanie a geotechnika
Bridge Object "Viaduct on D3 Over the Slope Along the Road I/18" – Foundation, Geotechnics
(M. Mydlo, J. Sikora)

40 Vysúvaný most v Štrbe – poznatky a skúsenosti z realizácie
Bridge Built by the Incremental Launching Technology near Štrba Village – Field Experience from Construction
(M. Búci, P. Paulík)

46 Mosty na križovatkách diaľnice D1 Vrtižer, Bytča a Poprad
Bridges at Interchanges Vrtižer, Bytča and Poprad on the D1 Motorway
(T. Michalka, M. Gašparíková)

52 Dlhá estakáda budovaná výsuvnou skružou na diaľnici D47 v Českej republike
The Long Flyover on the D47 Motorway in the Czech Republic Constructed by the Movable Falsework Construction Method
(M. Maťaščík, I. Masaryk)

58 Dva spriahnuté oceľobetónové mosty na diaľnici D1 pri Svite
Two Composite Steel – Concrete Bridges on the D1 Motorway at the Town of Svit
(M. Maťaščík, Z. Agócs)

62 Most cez Hron a potok Lutila na rýchlostnej ceste R1 Žarnovica – Šášovské Podhradie
Bridge over the Hron River and the Lutila Brook on the R1 Expressway in Section Žarnovica – Šášovské Podhradie
(J. Guoth, A. Chalupec, J. Kvasna)

66 Diaľnica D1 Fričovce – Prešov-západ, most na vetve č. 2 nad okružnou križovatkou
Motorway D1 Fričovce – Prešov-západ, Bridge on No. 2 Branch Over Roundabout
(J. Kopčák, V. Suchár, M. Timko)

70 Monitoring a experimentálne sledovanie napätosti a pretvorenia trámu s vonkajším predpätím veľkej excentricity
Monitoring and Experimental Research of Stress and Strain State of a Prestressed Beam with High Eccentricity External Tendons
(M. Chandoga, J. Sedlák, A. Jaroševič, E. Sedlák)

74 Experimentálne sledovanie napätosti a pretvorenia modelu spojitého nosníka estakády v Prešove
Experimental Research into Stress and Strain State of the Continuous Beam Model of the Viaduct in Prešov
(J. Sedlák, M. Chandoga)

78 Vybraté mosty na 2. a 3. úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce
Selected Bridges on the 2nd and 3rd Section of the D1 Motorway Mengusovce – Jánovce
(M. Pekár, J. Ehrenberger, R. Lenner, P. Masopust, M. Šístek)

88 Vysúvaný most a letmo betónovaný most na 2. úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer
Launched Bridge and Cantilevered Bridge on the 2nd Segment of Motorway D1 Sverepec – Vrtižer
(R. Vorschneider, R. Pisarčík, T. Meľová, P. Hurbánek, V. Engler, J. Blažek, R. Šafář)

98 **Mosty na diaľnici D1 v úseku Sverepec – Vrtižer**
Bridges on the D1 Motorway in Section Sverepec – Vrtižer
(J. Guoth, T. Kobela)

104 Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer. Most medzi korytom rieky Váh a Hričovským kanálom
D1 Motorway, Section Sverepec – Vrtižer. The Bridge between the Váh River Bed and the Hričovský kanál
(J. Guoth, R. Púček)

108 Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer. Konštrukcia z predpätých nosníkov
D1 Motorway, Sverepec – Vrtižer. Prestressed Girders Construction
(J. Ďugel, B. Kovalík, J. Motlík, L. Vrabec)

114 Návrh, výroba a testovanie predpätého prefabrikátu pre mostný objekt 207 na diaľnici D1 Sverepec – Vrtižer
Design, Production and Testing of Precast Prestressed Girder for the Bridge 207 on Highway D1 Sverepec – Vrtižer
(M. Moravčík, L. Vrabec, J. Ďugel, B. Kovalík, P. Bujňáková)

120 R3 Trstená, obchvat – mosty
R3 Trstená Expressway, By-Pass – Bridges
(M. Dziak)

124 Mestská estakáda v Považskej Bystrici
In-Town Flyover in Považská Bystrica
(M. Maťašík, K. Táborská, P. Ďuriš)

132 Betonárske vozíky pri letmej betonáži mosta v Považskej Bystrici
Form-travellers Used on the Cantilever Construction of the Bridge in Slovakia – Považská Bystrica
(G. Tevec)

134 Podrobný monitoring napätosti lán v závesoch extradosového mosta v Považskej Bystrici
Detailed Monitoring of State of Stress in Strands of Stay Cables of Extradosed Bridge in Považská Bystrica
(M. Chandoga, A. Jaroševič, P. Plotený, M. Repák)

140 Zaťažovacia skúška skúšobnej lamely extradosového mosta v Považskej Bystrici
Loading Test of Extradosed Bridge Segment – Extradosed Bridge in Považská Bystrica
(M. Chandoga, J. Sedlák, A. Prítula, J. Kucharík)

VÝSKUM, VÝVOJ, MONITORING / RESEARCH, DEVELOPMENT, MONITORING

145 Zosilňovanie stĺpov polymérmi vystuženými uhlíkovými vláknami
Columns Strenghtening with Carbon Fibre Reinforced Polymers
(J. Bilčík, K. Gajdošová, K. Olivová)

150 Cyklické namáhanie rámových segmentov železobetónových konštrukcií
Cyclic Loading of the Frame Segments of the Reinforced Concrete Structures
(M. Križma, M. Moravčík, M. Suchoň. T. Nürnbergerová)

156 Analýza odolnosti kompozitných nosných prvkov na báze GFRP
Resistance Analysis of Composite Structural Members Based on GFRP
(J. Vičan, P. Kotula, P. Koteš, F. Bahleda, Ľ. Naď)

162 Spriahnuté oceľobetónové stĺpy s použitím vysokopevnostného betónu
Composite Columns with the Use of High Strenght Concrete
(Š. Gramblička, S. Matiaško)

POZEMNÉ STAVBY / BUILDING CONSTRUCTIONS

167 Prefabrikovaná konštrukcia – súčasť objektu Letisko Bratislava – terminál
Prefabricated Structure – As Part of the Bratislava Airport Terminal Construction
(P. Tekula)

INFORMÁCIE **PRE PROFESIONÁLOV**

STAVEBNÉ MATERIÁLY

TECHNOLÓGIE • KONŠTRUKCIE • VÝROBKY

Zameranie: materiály, technológie, konštrukcie
Periodicita: osemkrát ročne

Časopis Stavebné materiály informuje svojich čitateľov o stavebných materiáloch, výrobkoch, konštrukciách a technológiách, ako i o aktuálnom ekonomickom stave stavebníctva na Slovensku. V každom čísle nájdete aktuálne analýzy, rozhovory a informácie o novinkách z oblasti pozemných stavieb.

aktuality | stavebný trh | zákazky | ekonomika | témy | profily | materiály a výrobky | konštrukcie a prvky | technológie | poruchy a opravy | stavebná technika | realizácia stavby







predplatné:
JAGA GROUP, s. r. o.
P. O. Box 61, 810 05 Bratislava 15
tel.: 02/50 200 283, **fax:** 02/50 200 210
e-mail: predplatne@jaga.sk
web: www.casopissm.sk

Realizace staveb

stavební materiály • výrobky • technologie • konstrukce

Zaměření: materiály, technologie, konstrukce
Periodicita: šestkrát ročně

Časopis Realizace staveb informuje čtenáře nejen o stavebních materiálech, výrobcích, konstrukcích a technologiích, ale přináší také aktuality o ekonomickém dění ve stavebnictví. V každém čísle se dočtete o změnách na stavebním trhu, o novinkách v oblasti pozemních staveb nebo o stavební technice.

aktuality | stavební trh | zakázky | ekonomika | téma | profily | materiály a výrobky | konstrukce a prvky | technologie | rekonstrukce a sanace | stavební technika | zelená úsporám | hrubá stavba







předplatné:
A.L.L. production, s. r. o.
P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
tel.: 840 30 60 90, **fax:** 234 092 813
e-mail: realizacestaveb@predplatne.cz
web: www.casopisrs.cz



Milan Chandoga

Predhovor
Preface

Národná správa Betón na Slovensku 2006 – 2010 je v poradí piatym príspevkom slovenských betonárov v hodnotení výsledkov z oblasti projekčnej, realizačnej a výskumno-vývojovej za obdobie štyroch rokov medzi svetovými kongresmi FIP, teraz *fib*.

Prvú národnú správu sme prezentovali v roku 1994 na kongrese FIP vo Washingtone, potom nasledovali kongres FIP v Amsterdame, 1. kongres *fib* v Osake a 2. kongres *fib* v Neapole. Vo všetkých prípadoch bola národná správa vydaná ako špeciálne dvojjazyčné číslo časopisu Inžinierske stavby.

Slovenský národný komitét (SNK) *fib* je dobrovoľné združenie slovenských inštitúcií, ktoré sa zaoberajú betónom. Sú nimi vysoké školy, projekčné a realizačné firmy pozemného a inžinierskeho staviteľstva, výskumné a investorské organizácie. V súčasnosti je v SNK *fib* združených 21 organizácii.

Slovenský národný komitét *fib* organizuje od roku 1994 v štvorročnom období pravidelne dve akcie. V kongresovom roku je to predkongresová konferencia Betón na Slovensku..., z ktorej sa potom vyberajú príspevky pre slovenskú národnú správu Betón na Slovensku...

Po kongrese organizujeme na Slovensku postkongresové kolokvium Poznatky z kongresu *fib*, na ktorom tím odborníkov tlmočí významné výsledky zo všetkých odborných oblastí prezentovaných na svetovom kongrese.

V tomto roku predchádzala 3. *fib* kongresu vo Washingtone mimoriadne úspešná celoslovenská konferencia Betón na Slovensku 2006 – 2010.

Pripraviť túto konferenciu v čase hospodárskej krízy, ktorá mimoriadne silno zasiahla najmä stavebníctvo, nebolo jednoduché. Vyžadovalo si to veľa práce a úsilia realizačného tímu, ale aj autorov odborných príspevkov. Dvojdňové rokovanie sa konalo v deviatich odborných sekciách, na ktorých odznelo 79 odborných príspevkov. Na konferencii sa zúčastnilo viac ako 300 účastníkov, svoje výrobky a práce predstavilo 13 vystavovateľov.

Pre národnú správu 3. kongresu *fib* vo Washingtone sme vybrali reprezentačnú vzorku príspevkov, ktorá odzrkadľuje súčasný stav v oblastiach výskumu a realizácie betónových konštrukcií a mostov na Slovensku.

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.
prezident SNK *fib*

National Report "Concrete in Slovakia 2006 – 2010" is the fifth consecutive contribution of Slovak concreters to the assessment of results from the area of designing, execution and research and development during the four years between world congresses FIP, now *fib*.

We presented our first National Report in 1994 at the FIP Congress in Washington, which was followed by the Amsterdam FIP Congress, the 1st *fib* Congress in Osaka and the 2nd *fib* Congress in Naples.

In all of these cases the National Report was published as a special bilingual issue of the magazine Engineering Constructions (Inžinierske stavby).

The Slovak National Committee (SNK) *fib* is a voluntary association of Slovak institutions which are dealing with concrete. Among them are universities, projecting and execution firms of above-ground and engineering construction, research and investment organizations. At present there are 21 associations united in SNK *fib*.

The Slovak National Committee *fib* has regularly been organizing, since 1994, two activities during each four year period. In the Congress year this takes the shape of a pre-Congress conference "Concrete in Slovakia…" from which contributions for the Slovak National Report "Concrete in Slovakia…"are selected.

Following the Congress we organize in Slovakia a post-Congress colloquium "Findings from *fib* Congress" at which a team of specialists reports the significant results from all the specialist areas presented at the world Congress. This year the 3rd *fib* Congress in Washington was preceded by an especially successful Slovak-wide conference, "Concrete in Slovakia 2006 – 2010".

Preparing this conference in a time of an economic crisis which hit the construction industry particularly strongly was not an easy task. It required a great deal of work and effort from the implementation team and from the authors of the specialist contributions. The two-day discussions were held in 9 specialist sections which included 79 specialist papers. More than 300 participants were present at the conference, and 13 exhibitors presented their products and work.

For the National Report to the 3rd *fib* Congress in Washington we have chosen a representative selection of contributions which reflect the current state in the areas of research and execution of concrete constructions and bridges in Slovakia.

Assoc. Prof., Dipl.-Eng. Milan Chandoga, PhD.
President SNK *fib*



Pavol Kňaze

Transportbetón na Slovensku v rokoch 2006 – 2009
Ready Mixed Concrete in Slovakia During 2006 – 2009

Príspevok informuje o vývoji výroby transportbetónu v rokoch 2005 až 2009 a výhľade na rok 2010. Porovnáva základné parametre výroby transportbetónu na Slovensku s úrovňou, ktorú dosahujú ostatní členovia Európskej asociácie výrobcov transportbetónu (ERMCO). Informácie sa týkajú aj činnosti Slovenskej asociácie výrobcov transportbetónu (SAVT) pri podpore rozvoja transportbetónu na Slovensku a charakteristiky jeho vývoja za posledné štyri roky.

Development of ready mixed concrete production in the years 2005–2009 and outlook for 2010. Comparison of basic parameters of the production of ready mixed concrete in Slovakia with the level attained in other members of the European Ready Mixed Concrete Organization (ERMCO). Activities of the Slovak Association of ready mixed concrete producers (SAVT) when supporting the development of ready mixed concrete in Slovakia and the characteristics of the development of ready mixed concrete industry in the last 4 years

Základné údaje o transportbetóne na Slovensku

Transportbetón je rozhodujúcim materiálom pri zhotovovaní monolitických betónových, železobetónových a predpätých stavebných konštrukcií. Vývoj v tomto odvetví priemyslu za posledné štyri roky možno podľa očakávania označiť ako obdobie najväčšieho rozvoja transportbetónu na Slovensku, ktorý dosiahol svoj vrchol v roku 2008. V tomto príspevku sa porovnávajú skutočné údaje o výrobe za roky 2005 až 2008, ďalej sa uvádza predbežná výroba za rok 2009 a odhad výroby na rok 2010.

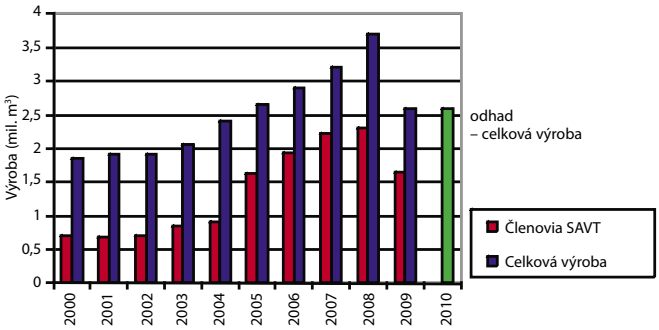
Celkový rozvoj výroby transportbetónu na Slovensku za posledných 10 rokov je uvedený v *obr. 1* (aj s odhadovanou výrobou transportbetónu v roku 2010). Možno konštatovať, že za desať rokov sa výroba transportbetónu na Slovensku zdvojnásobila, a to z 1,86 mil. m^3 v roku 2000 na 3,7 mil. m^3 v roku 2008. Najúspešnejším obdobím tohto desaťročia v rámci jeho rozvoja boli práve roky 2005 až 2008, keď výroba transportbetónu stúpla o 40 %. V tomto období výroba transportbetónu dosahovala vyššie medziročné nárasty, ako boli medziročné nárasty výkonov v stavebníctve. Dôvodom bolo čoraz častejšie nahrádzanie betónu vyrábaného na stavbe transportbetónom, a to aj pri malých stavbách a výstavbe rodinných domov.

K údajom uvedeným na *obr. 1* treba povedať, že oficiálne údaje o výrobe transportbetónu na Slovensku nie sú štatisticky sledované, môžeme vychádzať len z údajov o výrobe transportbetónu členov SAVT. Ostatná výroba na Slovensku sa len odhaduje, a to na základe údajov o spotrebe cementu a informácií od členov SAVT. Nárast podielu členov SAVT na celkovej výrobe transportbetónu umožňuje tieto údaje čoraz väčšími spresňovať. Najväčší výrobcovia transportbetónu na Slovensku sú uvedení na *obr. 2*.

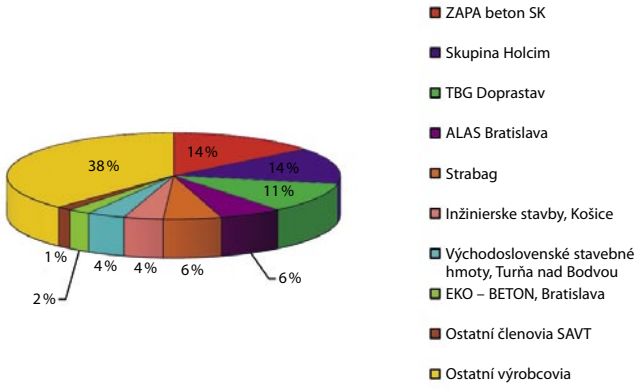
Basic data on ready mixed concrete in Slovakia

Ready mixed concrete is a critical material for the manufacture of monolithic concrete, and prestressed concrete building structures. Development of ready mixed concrete in the last 4 years can be designated as the period of its greatest development in Slovakia and it reached its peak in 2008. In this paper actual production figures for the years 2005 to 2008 are compared, hereinafter there can be found a reference for pre-production in the year 2009 and estimated production in 2010. The overall development of ready mixed concrete production in Slovakia over the past 10 years is shown in *figure 1* (with estimated production of ready mixed concrete in 2010). It is possible to state that in the past ten years the production of ready mixed concrete in Slovakia doubled from 1.86 in 2000 to 3.7 mil. m^3 in 2008. The most successful period of development of this decade has been just the years 2005 to 2008, when the ready mixed concrete production was increased by 40 %. During this period, the increase of ready mixed concrete production reached a higher level than the increase of production in construction industry. This was due to the increasing replacement of site mixed concrete with the ready mixed concrete, used even in small buildings and construction of private houses.

The data listed in *figure 1* should be added with the information that official data on the production of ready mixed concrete in Slovakia are not tracked statistically, they can only be based on production data of SAVT members and other production is only estimated on the basis of data and information on cement consumption in Slovakia, and information from SAVT members. The increase of the total ready mixed concrete production at SAVT members (see *figure 1*) allows

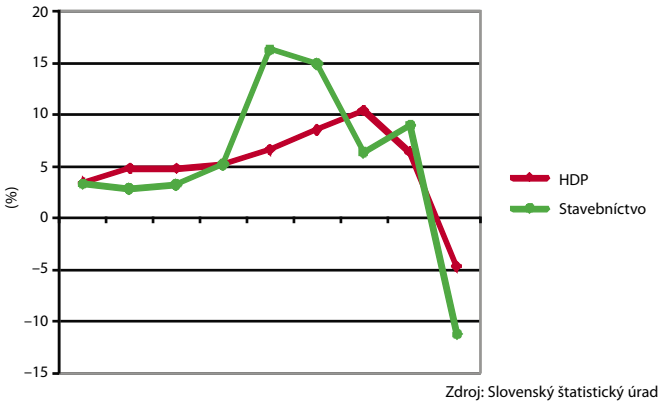


Obr. 1 Vývoj spotreby transportbetónu na Slovensku v rokoch 2000 až 2009
Fig. 1 Development of RMC production in Slovakia (2000 – 2009)



Obr. 2 Podiely na trhu transportbetónu na Slovensku (2008)
Fig. 2 RMC market segmentation in Slovakia (2008)

Ing. Pavol Kňaze, CSc., Slovenská asociácia výrobcov transportbetónu, Bratislava, Kolískova 1, 841 05 Bratislava, e-mail: savt@savt.sk



Obr. 3 Vývoj HDP a produkcie stavebníctva (2001 až 2009)
Fig. 3 Development of GDP and construction (2001 – 2009)

Desaťročný rast hrubého domáceho produktu (HDP) bol najvyšší práve v rokoch 2005 až 2007, keď stavebníctvo rástlo rýchlejšie ako HDP a medziročné rasty presahovali aj dvojciferné hodnoty (*obr. 3*). Obdobie hospodárskej a finančnej krízy spôsobilo v roku 2009 pokles tvorby HDP a pokles stavebníctva, ktorý sa ešte znásobil v priemysle transportbetónu. V roku 2009 ho postihol odhadovaný 30-percentný pokles výroby. Štruktúra stavebných prác sa v minulých rokoch výrazne nemenila (*obr. 4*), zmeny nastali až v roku 2009, keď oproti roku 2008 poklesol objem stavebných prác pri výstavbe budov o 15,1 %, mierny rast bol zaznamenaný na inžinierskych stavbách (o 0,9 %) a stavebné práce v zahraničí klesli o 16,6 % (zdroj: Slovenský štatistický úrad).

Potešiteľné je, že odpor k betónu ako stavebnému materiálu spôsobený výstavbou sivých obytných sídlisk v minulosti verejnosť prekonala. Ukázalo sa, že z betónu možno stavať veľmi rýchlo a efektívne, využívajúc pritom prednosti monolitického betónu a celkovo betónu ako najrozšírenejšieho stavebného materiálu. Potvrdilo sa tiež, že betón je vhodný aj z hľadiska spĺňania estetických požiadaviek architektov.

Slovenská asociácia výrobcov transportbetónu

Hlavnými nositeľmi rozvoja transportbetónu na Slovensku boli v ostatnom období členovia SAVT. Za členov SAVT sa v minulých rokoch prijali aj šiesti výrobcovia a dodávatelia prísad na výrobu betónu, pretože ich aktivity veľmi tesne súvisia s výrobou betónu a ich podiel na zvýšení technologickej úrovne výroby betónu na Slovensku je nepopierateľný. SAVT má v súčasnosti 18 členov (pozri www.savt.sk).

Ak porovnáme vývoj výroby za posledné štyri roky (porovnateľné sú údaje za obdobie 2005 až 2008), možno konštatovať toto: členovia SAVT vyrobili v roku 2005 1,634 mil. m³ transportbetónu a v roku 2008 už 2,298 mil. m³ betónu, čo je to nárast o 41 %. Z celkovej predpokladanej výroby transportbetónu na Slovensku v roku 2008 v obthe data to be more accurate. The largest ready mixed concrete producers in Slovakia are listed in *figure 2*.

Ten-year's growth of gross domestic product (GDP) was the highest in the years 2005 to 2007, when construction industry has grown faster than GDP mid-year growth exceeded the two-digit value (*Fig. 3*). The period of economic and financial crisis in 2009 caused a decrease in GDP and a decrease in the construction industry, which has multiplied in the ready mixed concrete industry, which in 2009 is expected to fall by 30 %. In recent years the structure of construction work has not changed significantly (*Fig. 4*), changes occurred in 2009 when compared to 2008, volume declined in the construction of buildings by 15.1 %, moderate growth was recorded in civil engineering (for 0.9 %) and construction works abroad decreased by 16.6 % (Source: Slovak Office of Statistics).

Fortunately, resistance to concrete as a building material, due to the construction of colorless housing estates in past was outdated by the public. It was found that to use the concrete when can be very quick and efficient, using the advantages of a monolithic concrete and concrete in general as the most widespread building material. It was also confirmed that the concrete is suitable even in terms of fulfilling aesthetic requirements of architects.

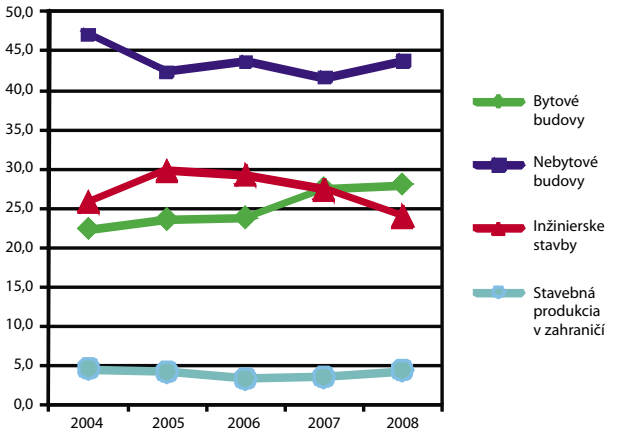
Slovak association of producers of ready mixed concrete

Members of SAVT were responsible for the development of ready mixed concrete in Slovakia in recent years. Six producers and suppliers of concrete admixtures were also admitted as members of SAVT in previous years, because their activities are very closely related to the production of concrete and their share of the increase of the technological level of concrete production in Slovakia is undeniable. SAVT currently has 18 members (see www.savt.sk).

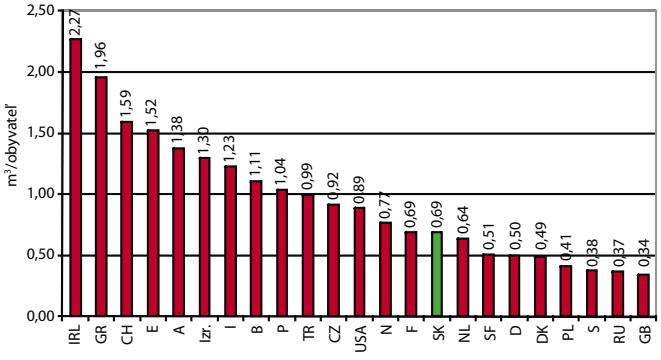
Comparing the development of the last 4 years (comparable data for 2005 to 2008) can be stated as follows:

Members of SAVT produced in 2005, 1.634 mil. m³ ready mixed concrete and in 2008 already 2.298 mil.m³ concrete, which is an increase of 41 %. From the total estimated production of ready mixed concrete in Slovakia in 2008 – 3.7 million m³, this amount represents 62 % and has been produced in 96 central concrete mixing plants (average production of a concrete plant – 23.9 thousand m³ year). In 2005 the total number of concrete plants in SAVT members was 70 and on the average production of a concrete mixing plant was 23.3 thousand m³ per year. Number of employees in the production, transport and quality control of ready mixed concrete increased from 434 to 557 workers. It is appropriate to compare the achieved parameters of ready mixed concrete production in Slovakia with other ready mixed concrete producers in Europe who are associated in the European Ready Mixed Concrete Organization (ERMCO). This organization has some members even from non-European states. Currently, data for 2008 are published, more details about ERMCO can be found in the next chapter.

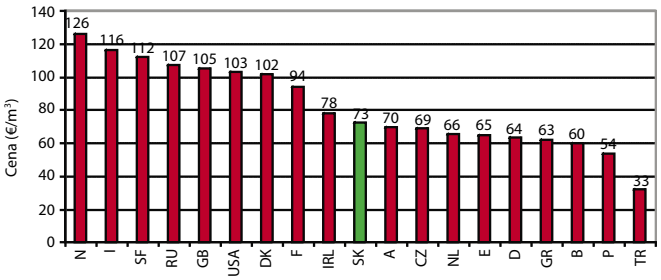
Consumption of ready mixed concrete per capita in Slovakia significantly increased over the last 4 years that is from 0.49 m³ (2005) to 0.69 m³ (2008), however Slovakia still belongs among the countries with moderate consumption per capita (*Fig. 5*).



Obr. 4 Vývoj štruktúry stavebných prác novostavieb
Fig. 4 Structure of the construction works in % (new buildings and constructions)



Obr. 5 Spotreba transportbetónu členov ERMCO v m³ na jedného obyvateľa (2008)
Fig. 5 RMC consumption at ERMCO members in m³/capita (2008)



Obr. 6 Priemerné ceny betónu (vrátane dopravy) členov ERMCO v eurách na 1 m³ (2008)
Fig. 6 Average RMC prices (inclusive transport) at ERMCO members in €/m³ (2008)

jeme 3,7 mil. m³ predstavuje toto množstvo 62 % a vyrobilo sa v 96 centrálnych betonárňach (priemerná výroba v jednej betonárni je 23,9-tisíc m³ ročne). V roku 2005 bol celkový počet betonární členov SAVT 70 a priemerná výroba v jednej betonárni bola 23,3-tisíc m³ betónu ročne. Počet zamestnancov vo výrobe, doprave a kontrole kvality transportbetónu stúpol z 434 na 557 pracovníkov.

Dosiahnuté parametre výroby transportbetónu na Slovensku je vhodné porovnať s ostatnými výrobcami transportbetónu v Európe, ktorí sú združení v Európskej asociácii výrobcov transportbetónu (ERMCO); členmi tejto organizácie sú aj niektoré mimoeurópske štáty. V súčasnosti sú publikované údaje za rok 2008, podrobnejšie informácie o ERMCO prinášame ďalej v článku.

Spotreba transportbetónu na jedného obyvateľa Slovenska sa za posledné štyri roky významne zvýšila, a to z 0,49 m³ (2005) na 0,69 m³ (2008), ale Slovensko ešte stále patrí ku krajinám so stredne veľkou spotrebou transportbetónu na jedného obyvateľa (*obr. 5*).

Stupeň penetrácie transportbetónu na Slovensku (vyjadrený percentom množstva cementu použitého na výrobu transportbetónu z celkovej spotreby cementu v krajine) sa zvýšil zo 43 % v roku 2005 na 50 % v roku 2008 a tento ukazovateľ je porovnateľný s ostatnými členmi ERMCO (priemer v ERMCO je 48,1 %). V ďalšom texte sa už porovnávajú len údaje členov SAVT (žiaľ, jedine tieto údaje o ukazovateľoch výroby transportbetónu sú dostupné). Priemerná cena vyrobeného 1 m³ transportbetónu (vrátane dopravy) predstavovala v roku 2008 73,0 eur, bola však nižšia ako priemer krajín EÚ (77,6 eur), v roku 2005 bola na úrovni 66,7 eur. Vplyvom hospodárskej a finančnej krízy v roku 2009 však ceny poklesli (presné číselné údaje ešte nie sú k dispozícii) a tento trend pokračuje aj v roku 2010. Priemerné ceny v členských krajinách ERMCO sú uvedené na *obr. 6*.

Priemerná ročná výroba betónu v jednej betonárni v roku 2008 bola u člena SAVT 23,9-tisíc m³ a oproti roku 2005 sa výrazne nezmenila; porovnanie s ostatnými krajinami v ERMCO je na *obr. 7*. Podiel primárnej dopravy (doprava betónu na stavbu) zabezpečovanej vlastnými dopravnými prostriedkami členov SAVT za štyri roky mierne narástol z 35 na 38 %, rovnako aj podiel dopravy zabezpečovanej špecializovanými dopravcami narástol z 47 na 49 %. Podiel dopravy zabezpečovanej odberateľmi betónu poklesol z 18 na 13 %, čo je v súlade s celkovým trendom v Európe – premeny transportbetónu ako dodávky výrobku (transportbetónu) na dodávku služby (výrobok betón vrátane jeho dopravy na stavenisko presne v požadovaný čas).

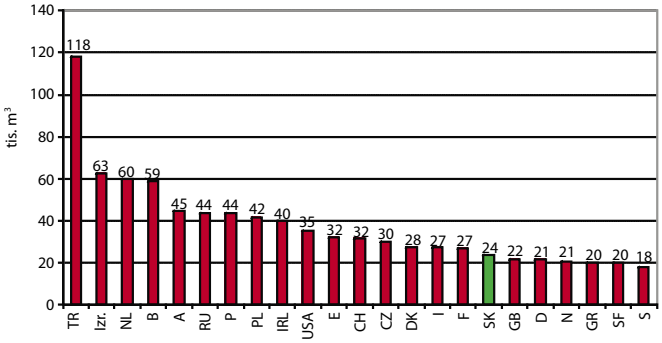
Za ostatné obdobie sa zvýšil aj podiel sekundárnej dopravy betónu (čerpaného betónu na stavbe), ktorý sa u členov SAVT zvýšil z 24 na 30 % z celkovo vyrobeného betónu, pričom priemer v Európskej únii (EÚ) bol 40 % (*obr. 8*). Priemerná spotreba cementu na 1 m³ betónu zostala nezmenená a predstavovala 304 kg/m³. Tu sa dá očakávať výraznejší pokles spotreby cementu na 1 m³ vyrobeného betónu v roku 2009, keď vzhľadom na klesajúce ceny betónov (vyvolané hospodárskou krízou) došlo k významnejšiemu šetreniu cementom a zvyšovaniu podielu používaných prímesí (najmä popolčeka) pri výrobe betónu. Priemerná výroba transportbetónu na jedného zamestnanca v roku 2008 bola 4 127 m³ a oproti roku 2005 (3 765 m³) stúpla o 10 % – je podstatne vyššia ako priemer v Európe (asi 2 940 m³). Priemerné tržby na jedného zamestnanca narástli o 18 % a boli 295-tisíc eur ročne (zatiaľ čo v roku 2005 boli 251-tisíc eur ročne), tieto trž-

The degree of penetration of ready mix concrete in Slovakia (expressed in % of cement used in the manufacture of ready mix concrete of the total cement consumption in the country) has increased from 43 % in 2005 to 50 % in 2008 and the performance is comparable with the other members ERMCO (average in ERMCO is 48.1%). In the text below there only data for SAVT members are compared (unfortunately only these data on the characteristics of the production of ready mixed concrete are available). The average price of 1 m³ of ready mixed concrete (including transportation) was in 2008 – € 73.0, that was lower than the EU average (€ 77.6), in 2005 it was 66.7 €. Under the influence of economic and financial crisis in 2009, prices have fallen (exact figures are not yet available), this trend will probably continue during 2010. The average prices in ERMCO member countries are listed in *fig. 6*.

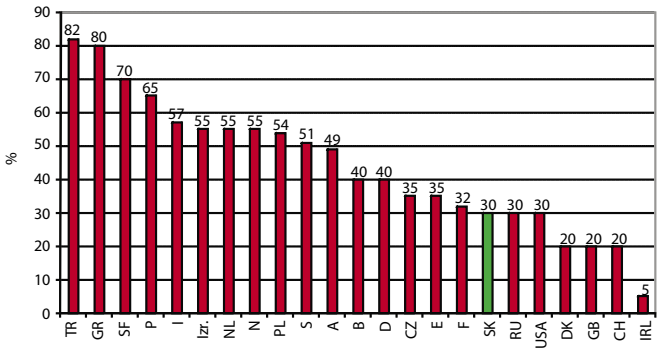
The average annual production of concrete for concrete mixing plant in 2008 was for member of SAVT 23.9 thousand m³, compared to the year 2005 it remained unchanged, for comparison with other countries of ERMCO please see *fig. 7*. The share of primary concrete transport (transport of concrete to the construction site) provided by own transport truck mixers of SAVT members, increased slightly in last 4 years from 35 % to 38 %. As well as the proportion of service provided by specialized carriers increased from 47 % to 49 %. The share of transport provided by own truck mixers of customers fell from 18 % to 13 %. This is consistent with the overall trend in Europe – the conversion of ready mixed concrete as a delivery of the product (ready mixed concrete) to deliver services (concrete products, including its transport to the site "just in time").

In recent years the proportion of secondary transport concrete has also increased (concrete, pumped on site), within SAVT members it increased from 24 % to 30 % of the total concrete produced, while the EU average was 40 % (*Fig. 8*). Average consumption of cement per 1 m³ of concrete remained unchanged and amounted to 304 kg/m³. It also can be expected to see a sharper decline in consumption of cement in 1 m³ of concrete produced in 2009. Due to the decline of prices of concrete (caused by the economic crisis) a significant saving of cement occurred in concrete production and therefore increased in the consumption of additives (mainly fly ash) appeared in concrete production. The average production of ready mixed concrete per employee in year 2008 was 4 127 m³ and over the year 2005 it was 3 765 m³ that represents increase of 10%. This is significantly higher than the average in Europe (cca. 2 940 m³). Average turnover per employee rose by 18 % and was €295 thousand a year (while in 2005 they were €251 thousand per year), these revenues are also well above the EU average, which was in 2008 €228 thousand per year. The above shows a substantial increase in labour productivity in ready mixed concrete production in Slovakia in recent years and these results put Slovakia among countries with the highest labour productivity in the manufacture of ready mixed concrete in Europe (*Fig. 9*).

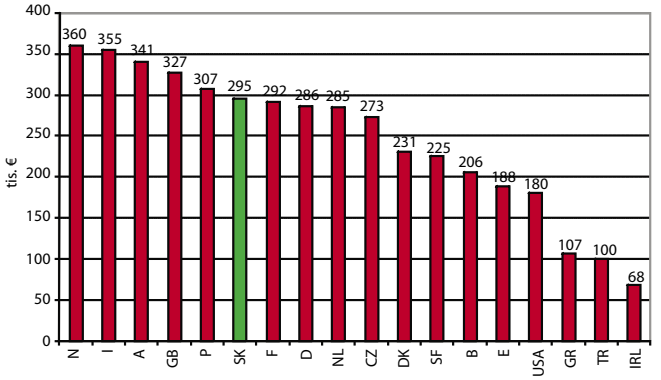
SAVT over the last 4 years paid great attention to training its members, as well as the other ready mixed concrete producers in Slovakia, especially by organizing periodic conferences with international participation „CONCRETE 2007" and „CONCRETE 2009",



Obr. 7 Priemerná ročná výroba na jednu betonáreň členov ERMCO (2008)
Fig. 7 Average yearly RMC production per plant in 000 m³ in ERMCO (2008)



Obr. 8 Čerpaný betón z celkového množstva transportbetónu vyrobeného členmi ERMCO (2008)
Fig. 8 Percentage of pumped concrete in ERMCO (2008)



Obr. 9 Priemerné ročné tržby na jedného pracovníka vo výrobe transportbetónu u členov ERMCO (2008)
Fig. 9 Average turnover yearly per employee in thousand € in ERMCO (2008)

by sú tiež vysoko nad priemerom EÚ, ktorý bol v roku 2008 228-tisíc eur ročne. Uvedené údaje svedčia o výraznom zvýšení produktivity práce pri výrobe transportbetónu na Slovensku za ostatné obdobie a tieto výsledky posunuli Slovensko medzi štáty s najvyššou produktivitou práce pri výrobe transportbetónu v Európe (*obr. 9*).

SAVT v priebehu posledných štyroch rokov venovala veľkú pozornosť vzdelávaniu nielen svojich členov, ale aj všetkých ostatných výrobcov transportbetónu na Slovensku, a to najmä organizovaním pravidelných konferencií s medzinárodnou účasťou Betón 2007 a Betón 2009. Slúžili na oboznámenie pracovníkov s najnovšími poznatkami vývoja vedy a techniky v oblasti výroby betónu, ale aj na vzájomnú výmenu poznatkov z praxe. Najmä pre technológov betonární sa každoročne organizovali odborné semináre zamerané na výrobu betónu, ktoré sa vždy venovali vybraným aktuálnym problematikám z oblasti technológie betónu, ale aj ochrany životného prostredia pri výrobe transportbetónu. Bolo vydaných viac odborných publikácií z oblasti betónu, napríklad Príručka technológa betónu, Ukladanie, zhutňovanie a ošetrovanie betónu, CD alkalicko-kremičitá reakcia betónu (aj s výsledkami skúšok s použitím kameniva zo slovenských lokalít). Podporilo sa tiež vydanie publikácie prof. I. Hudobu: Nové trendy v technológii zhotovovania nosných betónových konštrukcií výškových budov. SAVT sa usiluje zabezpečiť aj dostatočnú starostlivosť o ochranu životného prostredia. Na tento účel sa organizuje každoročná súťaž o najekologickejšiu betonáreň, kde už získalo ocenenie 18 centrálnych betonární členov SAVT, tri z nich boli verejne ocenené aj na kongrese ERMCO v roku 2007 v Seville. SAVT vydala aj publikáciu Betón a starostlivosť o životné prostredie, v ktorej výrobcovia transportbetónu nájdu podrobné informácie týkajúce sa všetkých oblastí ochrany životného prostredia pri výrobe transportbetónu.

Európska asociácia výrobcov transportbetónu

Členská základňa ERMCO (www.ermco.eu) sa za posledné štyri roky významne nemenila, sú v nej zastúpené všetky najdôležitejšie štáty západnej Európy a z nových členských krajín EÚ je tam Česká republika, Poľsko a Slovensko. V súčasnosti má ERMCO 21 plnoprávnych členov, 3 pridružení členovia a 1 korešpondenčný člen: NIISK Moskva (Vedecko-výskumný ústav stavebných konštrukcií, Moskva, Rusko deputy).

which served as tool to get familiar with the latest knowledge of development of science and technology in the production of concrete for workers, but also for the exchange of practical experience. Especially for concrete technologists annual workshops were organized, "Manufacture of Concrete 2006 – 2010", which were always devoted to selected current issue of concrete technology, but also the environmental protection in the manufacturing of ready mixed concrete. A number of professional publications in the field of concrete were issued, for example. "Handbook of concrete technologist", "Placing, compaction, and treatment of concrete," CD called "Alkali-silica reaction of concrete" (with the test results using aggregates from Slovak sites). The publication of prof. I. Hudoba book: "New trends in technology of construction of concrete framed structures of high-rise buildings" was supported. SAVT seeks within its members to also provide adequate care for the environment. To this end an annual competition for the most environmentally friendly concrete plant is in place, in which 18 central concrete mixing plants of SAVT members have been awarded, 3 of which were publicly honored in ERMCO Congress in 2007 in Seville. SAVT also issued a publication "Concrete and care for the environment" in which ready mixed concrete producers can find details on all areas of environmental protection in the manufacture of ready mixed concrete.

European Ready Mixed Concrete Organization

Membership of ERMCO (see www.ermco.eu) over the last 4 years did not change significantly, all the major Western European countries are represented and from new EU member states, there are the Czech Republic, Poland and Slovakia. ERMCO currently has 21 full members, further it has 3 associate members: National Ready Mixed Concrete Association in the U. S. (NRMCA), the Federation of Spanish-speaking countries of Central and South America (FIHP), the Association of ready mixed concrete producers in India (RMCMA) and 1 corresponding member: NIISK Moscow (Scientific-Research Institute of Building Structures, Moscow, Russia deputy).

Development of ready mixed concrete production in Slovakia in the last four years

Ready mixed concrete plants are distributed throughout Slovakia and the coverage across Slovakia of central concrete mixing plants (if we consider the effective delivery of ready-distance range of 30 km) is 100 – percent. The number of ready mixed concrete plants operating in Slovakia now exceeds 300. The concentration of concrete mixing plants is amended and adapted to the volume of construction works performed in the region. The largest increase in production volume of concrete in the past 4 years was mainly in the western Slovakia (city: Bratislava, Trnava, Nitra) and Žilina, where there is also the highest number of central concrete mixing plants. Unfortunately, the decrease in production of ready mixed concrete in 2009 was also most visible in these regions and cities. A new phenomenon appeared as well; given the boom in the years 2007 and 2008 a considerable number of small businesses expressed an interest in the production of ready mixed concrete. The activity of several old concrete plants was restored (which have been abandoned since the socialism era). These, of course, could not be sure to produce concrete of sufficient quality. These "producers" did not waste their time obtaining permits for the operation of concrete plants, proving the conformity of their products, environmental protection, issuing of delivery notes and paying VAT. Unfortunately they managed to find customers for the ready mixed concrete, for whom the price of concrete was the essential.

Fortunately, however, the trend of reconstruction of old concrete mixing plants and building new modern concrete plants continued. In this respect, the five largest producers of ready mixed concrete in Slovakia developed significant activity (*Fig. 2*). These own a network of concrete plants in several regions of Slovakia, an example of a new concrete plant is also *fig. 10*. But a new positive phenomenon was demonstrated by the fact that in the reconstruction of old concrete plants the smaller and medium-sized producers of ready mixed concrete were also included.

nov a troch pridružených členov (Asociáciu výrobcov transportbetónu v USA – NRMCA, Federáciu španielsky hovoriacich krajín strednej a južnej Ameriky – FIHP, Asociáciu výrobcov transportbetónu v Indii – RMCMA) a jedného korešpondujúceho člena (NIISK Moskva – Vedecko-výskumný ústav stavebných konštrukcií Moskva zastupujúceho Rusko).

Rozvoj výroby transportbetónu na Slovensku v posledných štyroch rokoch

Výrobne transportbetónu sú rozložené po celom Slovensku a jeho pokrytie centrálnymi betonárňami (ak uvažujeme o efektívnej rozvoznej vzdialenosti transportbetónu v okruhu 30 kilometrov) je stopercentné. Počet fungujúcich betonární na Slovensku dnes presahuje 300. Koncentrácia betonární sa mení a prispôsobuje objemu vykonávaných stavebných prác v regióne. Najväčší nárast objemu výroby transportbetónu bol v uplynulých štyroch rokoch najmä na západnom Slovensku (mestá Bratislava, Trnava, Nitra) a v Žiline, kde je aj najviac centrálnych betonární. Žiaľ, aj pokles výroby transportbetónu v roku 2009 sa najviac prejavil práve v týchto mestách a regiónoch.

Objavil sa však aj nový fenomén – vzhľadom na konjunktúru v stavebníctve v rokoch 2007 a 2008 prejavil záujem o výrobu transportbetónu aj nezanedbateľný počet malých podnikateľov. Obnovila sa činnosť viacerých starých betonární, ktoré stáli opustené a bez povšimnutia od čias socializmu. Tie však nezaručovali výrobu betónu dostatočnej kvality. Výrobcovia sa nezdržiavali získavaním povolení na prevádzku betonární, preukazovaním zhody svojich výrobkov, ochranou životného prostredia, vydávaním dodacích listov a odvádzaním DPH. Žiaľ, našli odberateľov transportbetónu, pre ktorých bola dôležitá len cena betónu.

Našťastie, naďalej pokračovala tendencia rekonštrukcie a obnovy starých betonární a výstavba nových moderných betonární. V tomto smere vyvíjali výrazné aktivity piati najväčší výrobcovia transportbetónu na Slovensku (*obr. 2*), ktorí vlastnia sieť betonární vo viacerých regiónoch Slovenska. Ako nový pozitívny jav sa prejavila skutočnosť, že do tejto rekonštrukcie a obnovy starých betonárni sa zapojili aj menší a strední výrobcovia transportbetónu.

Výrazný obrat v technickom stave betonární a dostatočný objem finančných prostriedkov na obnovu a rozvoj priniesli zahraničné investície a priamy vstup zahraničných investorov do spoločnosti vyrábajúcich transportbetón (títo investori sú spravidla napojení na výrobu cementu, kameniva alebo to sú veľké stavebné firmy). Výroba transportbetónu v betonárňach so zahraničným kapitálom za posledné štyri roky stúpla o 46 %, z 1 200-tisíc m^3 v roku 2005 na 1 750-tisíc m^3 v roku 2008. Zlepšila sa technická úroveň výroby betónu, ale aj vzhľad betonární. Objem výroby transportbetónu u veľkých špecializovaných výrobcov sa zvýšil na vyše 60 % z celkovej výroby na Slovensku a ďalších 12 % transportbetónu sa vyrába v betonárňach patriacich trom veľkým stavebným spoločnostiam (Inžinierske stavby, a. s., Košice, Strabag, s. r. o., Bratislava, Váhostav – SK, a. s., Žilina). Výroba transportbetónu v centrálnych betonárňach týchto dvoch skupín výrobcov dáva predpoklady na dosiahnutie požadovanej kvality betónu aj dodávok vysokopevnostných a špeciálnych betónov. Podstatne sa rozšírilo používanie mobilných betonární, ktoré sa pôvodne postavili na krátky čas využitia na jednu veľkú stavbu. Niektoré z nich však zostali v danej lokalite a naďalej vyrábajú betón na lokálnu spotrebu. Krátke obdobie prieniku takzvaných dávkovacích staníc na výrobu transportbetónu (dovážaných hlavne z Talianska), ktoré nezaručovali výrobu kvalitného betónu a začali ich využívať malí podnikatelia, sa pravdepodobne podarilo zastaviť úpravami požiadaviek technickej normy pre betóny.

Uplynulé štyri roky boli charakteristické aj plným uplatnením európskej normy pre betóny STN EN 206-1, ktorá zaviedla nové požiadavky na betóny (zohľadnenie vplyvu prostredia, ktorému bude betónová konštrukcia vystavená pri jej používaní). Dá sa povedať, že túto normu postupne začali uplatňovať všetci výrobcovia. Pomohol tomu aj zaužívaný systém kontroly kvality vyrábaného transportbetónu nezávislými organizáciami (uplatňovaný na Slovensku už viac ako 30 rokov). Uplatnenie eurokódu 2 v našej krajine od roku



Obr. 10 Pohľad na novú betonáreň
Fig. 10 View of a typical new RMC plant

Significant turnover in the technical condition of concrete mixing plants and sufficient funds for reconstruction and development have brought foreign investment and entry of foreign direct investors in the companies producing ready mixed concrete (these investors are typically connected to the production of cement, aggregates, or they are large building companies). The production of ready mixed concrete in the concrete mixing plants with foreign capital increased by 46 % in the last 4 years from 1 200 thousand m^3 in 2005 to 1 750 thousand m^3 in 2008. The technical level of production of concrete improved, as did the appearance of concrete mixing plants. The production volume of ready mix concrete in large specialized producers has increased to over 60% of its production in Slovakia and the other 12% ready mixed concrete is produced in concrete plants belonging to three major construction companies (Inžinierske stavby Košice, Strabag Bratislava, Váhostav-SK Žilina). Production of ready mixed concrete in central concrete mixing plants of these two groups of producers gives the achievement of the desired quality and supply of high-strength concrete and special concretes. The use of mobile concrete mixing plants, which were originally built for a short period of use for one large construction site, have substantially expanded and some of them remain on the sites and continue to produce concrete for local consumption. The short term appearance of so-called batching plants for the production of ready mixed concrete (mainly imported from Italy), which fail to produce quality concrete and began to be used by small businesses, is likely to be finished due to the adaptation of technical standards for concrete. The past four years were characterized by the full application of European standards for concrete: STN EN206-1, which introduced new requirements for concrete (taking into account the impact of the environment, which will be exposed when concrete structure is in use). It can be said that this standard is accepted by all of its users. This practice was encouraged by the quality control system of ready mixed concrete set up by independent organizations (applied in Slovakia for over 30 years). The application of Eurocode 2 in our country since 2009 harmonized the requirements for concrete given in the standards for concrete structures and in the standard for concrete. New challenges in the field of concrete bring the requirements of Eurocode 2 for the extended life of constructions of significant buildings (up to 100 years or more).

2009 zosúladilo požiadavky na betón medzi normou na projektovanie betónových konštrukcií a normou pre betóny. Nové výzvy v oblasti betónu prinášajú požiadavky eurokódu 2 na predĺženú životnosť konštrukcií významných stavieb (až na 100 a viac rokov).

Rozvoj výroby transportbetónu umožnil aj pokrok vo výrobe základných materiálov na výrobu betónu – cementu, kameniva a prísad. Pod vplyvom tlaku z EÚ sú výrobcovia cementu nútení vyrábať viac zmesových cementov ako tradičného portlandského cementu. Tento nevyhnutný proces si vyžiadal aj zmenu technickej normy STN EN206-1 pre betóny, a to vydaním jej národného dodatku platného od 1. 6. 2009. Výrobcovia prísad uviedli na trh nové druhy prísad potrebné pri náročnejších betonárskych technológiách. Výrobcovia kameniva uplatňujú nové európske normy pre kamenivo a vďaka významným inováciám výrobných zariadení v posledných štyroch rokoch sa kvalita vyrábaného kameniva zvýšila. Samozrejme, k zlepšeniu kvality vyrábaného betónu prispeli aj výrobcovia strojov a zariadení na výrobu a dopravu transportbetónu, ako aj vyčlenenie väčších finančných objemov výrobcami betónu na zakúpenie novej výrobnej techniky. Toto všetko sa však zmenilo nástupom hospodárskej krízy, keď sa prejavuje všeobecný nedostatok finančných prostriedkov na investície.

Nové technológie a aplikácie transportbetónu

Priemerná pevnosť vyrábaného betónu na Slovensku (u členov SAVT) sa postupne zvyšuje, betóny s pevnosťou v rozpätí 25 až 35 MPa predstavujú v roku 2008 42 % a betóny s pevnosťou ≥ ako 35 MPa 12 % všetkých vyrábaných betónov, čím sme sa priblížili k priemeru v EÚ (najčastejšie používané trieda pevnosti betónu u členov ERMCO z EÚ sú betóny s pevnosťou v rozpätí 25 až 35 MPa – 52 % betónov, ≥ 35 MPa – 10 %).

Pokračovalo sa vo využívaní striekaného betónu, najmä na realizovaných diaľničných tuneloch, a zaviedlo sa používanie ľahko spracovateľného betónu. Má podobné vlastnosti ako samozhutniteľný betón, ktorý je však menej citlivý na zmeny v zložení betónu. Objem výroby betónov, kde sa v počiatočnej fáze vyžaduje nízke hydratačné teplo – pri realizácii tzv. bielych vaní, sa výrazne zvýšil.

Záver

Uplynulé štyri roky boli obdobím najväčšieho rozvoja výroby transportbetónu na Slovensku, ktorý bol podmienený celkovým prudkým rozvojom slovenského stavebníctva. Treba len dúfať, že po období poklesu, ktorým bol rok 2009 a pravdepodobne bude aj rok 2010, sa množstvo vyrábaného transportbetónu znova priblíži k úrovni roku 2008, dosiaľ najúspešnejšieho roku v rozvoji slovenského transportbetónu.

The development of ready mixed concrete production was also made possible due to progress in the production of basic materials for the concrete production: cement, aggregates and admixtures. Under the influence of pressure from the EU, cement producers are obliged to produce more blended cements compared to conventional Portland cement. This essential process required a change in the technical standard STN EN206-1 for concrete, the issue of a national Annex valid from 1. 6. 2009. Manufacturers of admixtures introduced new types of admixtures needed for more demanding concrete technology. Aggregate manufacturers fully apply the new European standards for aggregates and overall there has been an improvement of the quality of produced aggregates (also due to significant innovations in production facilities over the past 4 years). Of course, the improvement in product quality was also supported by manufacturers of machinery and equipment for production and transport of ready mixed concrete and the allocation of larger amounts of funds for purchasing new production equipment for manufacturers of concrete. But all this changed with the arrival of the economic crisis, when there is a general lack of funds for investment.

New technologies and applications of ready mixed concrete

The average strength of concrete produced in Slovakia (with SAVT members) is gradually increasing. Concrete of the strength ranging from 25 to 35 MPa represent in 2008 42 % and of the concrete strength ≥ 35 MPa – 12 % of all the concrete produced, therefore we came close to the average of the EU (most commonly used class of concrete strength in ERMCO members of the EU are concrete in the range of 25–35 MPa – 52 % and concretes with strength ≥ 35 MPa – 10 %). The use of shotcrete continued, especially in constructions of highway tunnels, the use of concrete, easily workable was introduced (with concrete properties close to the self-compacting concrete), which is nevertheless most robust – less sensitive to changes in concrete composition. There was a substantial increase in volumes of produced concrete, which at the initial phase required low hydration heat – for the realization of so called "white foundation constructions".

Conclusion

The past 4 years were a period of the largest ready mixed concrete production development in Slovakia, which was obviously derived from the overall rapid development of the Slovak construction industry. There is also hope that after the year of fall, which was 2009 and supposedly also 2010 will be, the amount of ready mixed concrete produced will get closer to the results in year 2008, which was the most successful year in Slovak ready mixed concrete so far.

Slovenská asociácia výrobcov transportbetónu (SAVT)
Slovak Ready-mixed Concrete Producers Association

1995 – 2010

15 rokov činnosti SAVT pri rozvoji transportbetónu na Slovensku
15 years of SAVT activities at the development of ready-mixed concrete in Slovakia

Betón na 100 rokov zo 100 betonární členov SAVT
Concrete durable for 100 years from 100 RMC plants of SAVT members

Rozmiestnenie betonární členov SAVT na Slovensku – pozri **www.savt.sk**
Location of the RMC plants of SAVT members in Slovakia – see: **www.savt.sk**



SAVT, Kolískova 1, 841 05 Bratislava, Slovakia
Phone: +421 903 757 519, fax:+421 2 482 240 00, e-mail: savt@savt.sk, www.savt.sk

SAVT

INZERCIA

ASB GALA večer 2010

Tak ako prevádzka potvrdzuje správnosť architektonického konceptu, tak aj čas potvrdzuje oprávnenosť tradície. ASB GALA večer v tejto skúške doteraz vždy obstálo. Platí to aj pre jeho štvrtý ročník, ktorý sa 21. apríla uskutočnil v priestoroch bratislavského Heineken Tower Stage. Prestížne podujatie sa opäť stalo miestom stretnutia osobností zo sveta slovenského stavebníctva a architektúry, ktoré zároveň upozornilo na aktuálne dianie v oblasti stavebníctva a architektúry. Vyvrcholením programu bolo odovzdanie výročných ocenení, ktoré vyhlásil odborný časopis ASB – architektúra, stavebníctvo, biznis v spolupráci s ekonomickým týždenníkom Trend v kategóriách: ASB Osobnosť architektúry a stavebníctva, ASB Developer roka, ASB Stavebná firma roka.

Hlavné ceny

- **ASB Osobnosť architektúry a stavebníctva 2010**
  Ing. arch. Ľubomír Závodný
- **ASB Developer roka 2010**
  Ballymore Properties, s. r. o.
- **ASB Stavebná firma roka 2010**
  Doprastav, a. s.

Internetové hlasovanie prostredníctvom odborného portálu www.asb.sk

- **ASB Osobnosť architektúry a stavebníctva 2010**
  doc. Ing. arch. Ján M. Bahna, akademický architekt
  Ing. arch. Ľubomír Závodný
- **ASB Developer roka 2010**
  MLYNY, a. s.
- **ASB Stavebná firma 2010**
  Doprastav, a. s.

ASB GALA večer 2010 podporili

Generálny reklamný partner:
ABB, s. r. o.

Hlavný odborný partner:
Deloitte Slovak Republic

Hlavní reklamní partneri:
DECEUNINCK, spol. s r. o.
KNAUF INSULATION, s. r. o.

Reklamní partneri:
GEBERIT SLOVENSKO, s. r. o.
HANSGROHE CS, s. r. o.
WAREMA D.O.S. SK

Podujatie podporili:
AUSTROTHERM, s. r. o.
BN OFFICE SOLUTION, s. r. o.
WÜSTENROT – STAVEBNÁ SPORITEĽŇA, a. s.

Mediálni partneri:
Dvojtýždenník Profit
Zoznam.sk

Záštitu nad štvrtým ročníkom ASB Gala večer prevzali

- Fakulta architektúry STU v Bratislave
- Slovenská komora architektov
- Slovenská komora stavebných inžinierov
- Spolok architektov Slovenska
- Stavebná fakulta STU v Bratislave
- Zväz stavebných podnikateľov Slovenska



Víťazi ocenení hlavnými cenami a cenami, ktoré získali na základe internetového hlasovania.
Zľava: Architekt Ľubomír Závodný – ASB Osobnosť architektúry a stavebníctva 2010, súčasne aj ASB Osobnosť architektúry a stavebníctva podľa www.asb.sk.
O ocenenie prostredníctvom internetového hlasovania sa delil s architektom Jánom M. Bahnom, ktorý sa na slávnostnom udeľovaní cien, žiaľ, nemohol zúčastniť.
Architekt Pavol Kollár, podpredseda predstavenstva MLYNY, a. s. – ASB Developer roka 2010 podľa www.asb.sk
Simon Johnson, konateľ Ballymore Properties, s. r. o. – ASB Developer roka 2010
Dušan Šamudovský, generálny riaditeľ Doprastav, a. s. – ASB Stavebná firma roka 2010, súčasne aj ASB Stavebná firma roka podľa www.asb.sk



Dušan Šamudovský, generálny riaditeľ spoločnosti Doprastav



Zľava: Vlastimil Šlajs, generálny riaditeľ spoločnosti Strabag, Ján Záhradník, obchodný riaditeľ spoločnosti Doprastav, Oto Horňáček, generálny riaditeľ spoločnosti Hornex, a Dušan Šamudovský, generálny riaditeľ spoločnosti Doprastav



Vladimír Dvořák, prokurista spoločnosti MABA Prefa, a Diana Radl Rogerová, partnerka spoločnosti Deloitte Slovak Republic

Foto: Dano Veselský, Martin Krajčovič

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2010

18. PRAŽSKÁ GEOTECHNICKÁ PŘEDNÁŠKA

Pořádají ARCADIS Geotechnika a. s. a ČaS výbor MZZS ve spolupráci s ČGtS a s patronací ÚTAM AV ČR
v budově Akademie věd ČR, Praha 1, Národní třída 3

Pondělí 24. května 2010
DOPOLEDNÍ PROGRAM
Odborný seminář:
PILOTOVÉ ZAKLÁDÁNÍ STAVEB
Náplní semináře budou tato témata:
- nové trendy v technologii pilotového zakládání
- průzkum pro pilotové zakládání
- moderní metody zkoušení pilot
- příklady zakládání na pilotách
- využití pilotových základů při sanaci staveb

ODPOLEDNÍ PROGRAM
18. PRAŽSKÁ GEOTECHNICKÁ PŘEDNÁŠKA
The Piled Raft Foundation for the Burj Dubai – Design and Performance
Prof. Harry Poulos, Senior Principal, Coffey Geotechnics, Australia

Předání Ceny akademika Quido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky
Vystoupení oceněného geotechnika

Úterý 25. května 2010
DOPOLEDNÍ PROGRAM
Workshop: Rizika navrhování a provádění pilotových základů

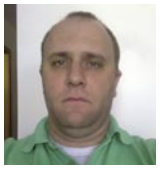
Úvodní přednáška:
Defects in Piles – Effects and Remedies
Prof. Harry Poulos, Senior Principal, Coffey Geotechnics, Australia
Témata workshopu:
- přínos Eurokódu
- přístupy k navrhování pilotových základů
- příklady chybného založení

Kontaktní adresa:
ARCADIS Geotechnika a. s., Ing. M. Frombergerová
tel. 234 654 101, fax: 234 654 102
e-mail: sekretariat@arcadisgt.cz, www.arcadisgt.cz

ARCADIS GEOTECHNIKA



Dušan Minaroviech – Al Heraki Hidayat
– Peter Ďuriš – Martin Račanský
– Martin Beniač – Vladimír Magera





Výstavba diaľničnej siete na Slovensku
Construction of Traffic Infrastructure of Road Network in Slovakia

Výstavba diaľnice D1 ako hlavnej dopravnej tepny celej krajiny, ktorá má zabezpečiť čo najrýchlejšie a najbezpečnejšie prepojenie západnej, severnej a východnej časti Slovenska, nie je ešte ukončená. Plánované trasovanie diaľničného prepojenia prinesie pre príslušné regióny rozšírenie cestovného ruchu a nové pracovné príležitosti, čo v súčasnosti dynamizuje výstavbu tejto dopravnej siete. Diaľnica prepájajúca západnú a severnú časť Slovenska je prakticky z väčšej časti dobudovaná, zostávajú dokončiť rozostavané prepojenia rýchlostných komunikácií v smere na susednú Českú republiku a diaľničné prepojenie D3 na Poľsko. Uvedené príspevky približujú realizácie stavieb zo severojužnej diaľničnej tangenty na západnej časti Slovenska, totožnej s koridorom transeurópskej magistrály s označením TEM 2.

Construction of the highway D1 as a major traffic artery of the entire country, which should provide for as the quickest and safest interconnection as possible of western, northern and eastern parts of Slovakia, is not completed yet. Designed routing of highway interconnection shall bring extension of tourist industry and new jobs to the regions in question, accelerating the construction of this traffic network. The highway interconnecting western and northern parts of Slovakia is practically completed in its major part, interconnections of motorways under construction in direction of neighboring Czech Republic and highway interconnection D3 to Poland stay to be completed. Papers provided further clarify implementation of constructions of north-south tangential highway in western part of Slovakia identical with Trans-European Motorway (TEM-2) network.

Most Galanovec na diaľnici D1 v úseku Sverepec – Vrtižer

Mostný objekt bol navrhnutý ako dva samostatné paralelné mosty so spojitou nosnou konštrukciou konštantného komôrkového prierezu, budovaného technológiou letmej montáže zo segmentov na kontaktnú škáru. Nachádza sa na budovanom úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer, kde premosťuje údolie, cez ktoré preteká bezmenný potok a prechádza prístupová komunikácia na osadu Rybárikov laz a poľná cesta na priľahlé pozemky. Most je situovaný v extraviláne Považskej Bystrice v členitom území v tesnom dotyku obývanej časti Jelšové, kde je zástavba rodinných domov.

Opis mosta

Nosná konštrukcia bola navrhnutá ako spojitá montovaná predpätá dvojtrámová komôrková konštrukcia, ktorú na každom moste tvorí 6 vahadiel a pri krajných oporách sú montované krátke odseky na podpornej skruži. Rozpätia polí sú 33 + 5 × 55,2 + 33 m. Dĺžka premostenia je 339,2 m, v stúpaní na Žilinu 2,0 % a smerovo vedie v oblúku. Priečny sklon je jednostranný, konštantný 3,5 % pre obidva mosty. Komunikácia na moste je štvorpruhová, zodpovedá kategórii D 26,5/100.

Spodná stavba je založená na veľkopriemerových vŕtaných pilótach a pozostáva zo 4 samostatných opôr a 12 pilierov. Prvé piliere od krajných opôr majú plný prierez, zvyšné medziľahlé piliere dutú konštrukciu so stužujúcimi prefabrikovanými doskami medzi jednotlivými taktami.

Zakladanie

Zakladanie bolo navrhnuté a realizovalo na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm. Krajné opory sú založené na 10 pilótach dĺžky 10 m, základy pilierov na 15 až 24 pilótach dĺžky 10 m. Piloty sa realizovali pomocou oceľovej pažnice, väčšina vrtov bola suchá bez prítoku podzemnej vody. Výnimkou boli základy č. 4 a 5, kde bol

Bridge "Galanovec" on the highway D1 in the section Sverepec – Vrtižer 1st section

Bridge structure has been designed as two separate parallel bridges with the continuous superstructure of constant box cross-section built using cantilever method of construction of the segments with dry joint.

The bridge structure is located in the section under construction of the highway D1 Sverepec – Vrtižer bridging the valley through which a nameless brook is flowing The bridge is situated in the rural zone of the town Považská Bystrica in a precipitous territory in close contact with the residential quarter Jelšové developed with one-family houses.

Bridge description

The superstructure has been designed as a continuous tilt-up prestressed two-girder box structure composed of 6 rocking arms on each of bridges while short cut-offs are fitted on the bearing centering with the extreme piers. Spans are 33 + 5 × 55.2 + 33 m. Bridging length is 339.2 m with the ratio of inclination 2 % in direction to Žilina, being directionally led in a curve. The crossfall is unilateral, constant 3.5 % for both bridges. Road on the bridge is four-line one corresponding to the category D 26.5/100.

The substructure has been founded on the large-diameter bored piles consisting of 4 separate abutments and 12 piers. The first piers from the extreme abutments are of solid cross-section, remaining intermediate piers are of hollow structure with reinforcing prefab slabs between separate strokes.

Founding

The founding has been designed and implemented on the large-diameter piles of diameter 1 200 mm, extreme abutments have been founded on 10 piles of length 10 m, pier foundations have been founded on 15 to 24 piles of length 10 m. Piles were implemented

Ing. Dušan Minaroviech, Doprastav, a. s., závod Bratislava-Petržalka, Blagoevova 28, 852 61 Bratislava, tel.: + 421 908 937430, e-mail: dusan.minaroviech@doprastav.sk
Ing. Al Heraki Hidayat, Doprastav, a. s., závod Prefa, Košická 52, 821 08 Bratislava, tel.: +421 907 801898, e-mail: hidayat.alheraki@doprastav.sk
Ing. Peter Ďuriš, Doprastav, a. s., závod Mlynské Nivy, Mlynské Nivy 70, 826 38 Bratislava, tel.: +421 908 752187, e-mail: peter.duris@doprastav.sk
Ing. Martin Račanský, Skanska, a. s., závod 77 Mosty, Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +421 902 986631, e-mail: martin.racansky@skanska.sk
Ing. Martin Beniač, PhD., Doprastav, a. s., závod Žilina, Jesenského 18, 010 37 Žilina, tel.: +421 41 7343195, e-mail: martin.beniac@doprastav.sk
Ing. Vladimír Magera, Doprastav, a. s., závod Žilina, Jesenského 18, 010 37 Žilina, tel.: +421 41 7241206, e-mail: vladimir.magera@doprastav.sk

slabý prítok podzemnej vody. Anomáliou bolo založenie základu 3L, kde sa polovica pilót betónovala do suchého vrtu a polovica – z dôvodu silného prítoku podzemnej vody – výtlačným spôsobom pomocou potrubia. Tým sa potvrdila zložitá geologická stavba podložia, kde boli vrstvy sivého a žltého ílu často prerušené vrstvami zvetraného pieskovca, ktorým prúdila podzemná voda.

V rámci zakladania základov č. 6 a 7 sa realizovalo kotvenie výkopu pomocou zemných kotiev zachytených na povrchu do roznášacieho monolitického železobetónového bloku. Tak sa zaistila bezpečnosť pracovníkov realizujúcich práce na daných základoch, pretože základy sa nachádzali na svahu so starším plošným zosuvom. Počas celej výstavby sa daný svah sledoval pomocou inklinometrov a vodomerných sond. Celková dĺžka realizovaných pilót je 2 704 m. Použilo sa na ne 3 121 m^3 betónu C 25/30 a 83 ton výstuže 10 505 na armokoše.

Spodná stavba

Spodná stavba pozostáva zo 4 samostatných opôr a 12 pilierov, ktoré sa realizovali prednostne pre ľavú stranu a následne pre pravú stranu. Pri realizácii bolo potrebné zohľadniť prístupnosť k jednotlivým základom v rámci trvalého záberu a následne i mierne upraviť pôvodné harmonogramy.

Krajné opory na začiatku mosta sú v násype, na konci mosta sú v zárezе; realizovali sa v štyroch pracovných cykloch – základ, úložný prah, záverný múrik a krídla. Na základ sa použil betón C 25/30, na zvyšné časti betón C 30/37 XF4. Výstuž sa použila R 10 505.

Základy pod piliermi majú rozmery 12 × 6,8 × 2,4 m pri plných pilieroch a 12 × 8,8 × 3 m pri dutých pilieroch. Použil sa betón C 25/30, oceľ 10 505. Nad základmi sa realizovali nadzáklady s pôdorysom 3,7 × 4,5 m, ktorými sa vytiahli piliere nad definitívnu úpravu terénu.

Prvé štyri piliere z 12 majú od krajných opôr plný prierez, zvyšných 8 pilierov je dutých. Výška driekov pilierov je od 0 do 25,56 m, taktované sú po 4,5 m. Na ne sa osadila hlavica piliera s konštantnou výškou 4,5 m. Piliere majú pôdorysný tvar obdĺžnika so zosilnenými rohmi, tzv. stĺpmi, ktorých vonkajší rozmer je 3,1 × 3,875 m s hrúbkou stien pri dutých pilieroch 0,45 m. Na piliere sa použili dva druhy betónu – na plný prierez C 35/45 XF2, na duté piliere C 45/55. V dutých pilieroch sa medzi jednotlivé takty osadili stužujúce prefabrikované dosky hrúbky 0,22 m, ktoré sa previazali so zvislou výstužou. V týchto doskách sa vynechali prielezy na zabezpečenie kontroly uzavretých priestorov. Hlavica dutých pilierov má prielez so stúpadlami, cez ktoré sa schádza na voľne stojaci rebrík a jeho prekladaním cez jednotlivé podlažia sa možno dostať až na dno piliera. Pôvodne sa uvažovalo o zabudovaní vstupných dverí v stene prvého taktu a využití vnútra piliera na výstup do ďalších záberov. Po zvážení bezpečnosti a nákladov sa nakoniec zvolila alternatíva so samostatným montovaným schodiskom.

Hlavica pilierov má tvar kalicha, kde sa v takte hlavice plynule zväčšuje obrys drieku až na rozmery 4,94 × 5,7 m. Tak sa na povrchu piliera získala plocha na umiestnenie rektifikačných lisov vahadla a na opretie predných stabilizačných nôh montážneho súboru MS1 v prvom kroku montáže jednotlivých vahadiel. Daným riešením sa vylúčila potreba montáže pomocnej podpernej konštrukcie na uloženie a rektifikáciu zárodku. Piliere sa obstavali ľahkým lešením na zabezpečenie plošiny pri práci s montážnou hydraulikou. Použitím závesných lávok na hlavici piliera by sa zabezpečila ešte väčšia efektivita práce.

Na debnenie driekov a hlavíc pilierov sa použilo prekladané debnenie Peri Vario s pracovnými lávkami CB 240. Po prvotnej montáži dielov bolo možné s debnením drieku realizovať záber každý druhý deň, hlavice každý tretí. V skutočnosti sa dosiahla obrátkovosť na driekoch každý 6. deň a na hlavici každý 14. deň. Spôsobila to komplikovaná výstuž pilierov, najmä hlavíc. Výkres výstuže hlavice obsahoval 186 položiek pri hmotnosti výstuže 15,5 tony. Naše predstavy o predvýrobe armokošov a ich osadzovaní priamo do debnenia stroskotali na mohutnosti výstuže a komplikovanom teréne na prevoz armokošov.

Pre zaujímavosť uvádzame niekoľko čísel. Do základov sa použilo 3 821 m^3 betónu C 25/30, 414 m^3 C 30/37 a 642 ton betonárskej



using steel casing, majority of bores was dry ones without inflow of ground water except foundations of the piers No. 4 and No. 5 where weak inflow of ground water occurred. An anomaly was the founding the foundation No. 3L where one half of piles has been concreted into dry bores and other half using the piping by the extrusion method due to strong inflow of the ground water. Hereby the complex geological structure of subgrade was confirmed where the layers of gray and yellow clay were frequently interrupted by the layers of weathered sandstone through which the ground water flows.

Anchoring of the pits was implemented, within the founding of foundations of piers No. 6 and No. 7, using ground anchors captured into spreading monolithic reinforced-concrete block on the surface. Hereby the security of workers working with foundations in question was ensured as the foundations were in the slope with older planar earth slide. During entire construction period the slope in question was monitored with inclinometers and hydrometric probes. total length of piles implemented is 2 704 m for which 3 121 m^3 of concrete C 25/30 and 83 ton of reinforcement for cages were used.

Substructure

The substructure consists of 4 separate abutments and 12 piers implemented preferably for the left-hand side and subsequently for the right-hand side of the trunk highway. Upon implementation we had to consider the accessibility of separate foundations within permanent advance and thus slightly to modify original schedules of construction.

Extreme abutments at the bridge beginning are in the earth fill while at the end of the bridge in the cutting, being implemented in four working strokes, particularly: foundation, supporting sill, expansion-joint wall and wing walls. Concrete C 25/30 for foundations, concrete C 30/37 XF4 for remaining parts and reinforcement R 10 505 were used.

Foundation under the piers are of dimensions 12 × 6.8 × 2.4 m for solid piers and 12 × 8,8 × 3 m for hollow piers, used concrete C 25/30, steel 10 505. Superfoudations of a ground plan 3.7 × 4.5 m are implemented over the foundations, using which the piers have been raised over the final terrain formation.

Out of 12 piers, first piers from the extreme abutments are of solid cross-section while remaining 8 piers are hollow ones. Height of pier shafts is from 0 up to 25.56 m incremented by 4.5 m on which the pier cap of constant height 4.5 m is sec. Two kinds of concrete were used for the piers: C 35/45 XF2 for solid cross-section, C 45/55 for hollow piers. The reinforcing prefab slabs of thickness 0.22 m were inserted in the hollow piers, interbonded with the vertical reinforcement. Manholes are left out in these slabs to provide for inspection of closed spaces. Caps of hollow piers have a manhole with foot steps through to which it can be came down to the freely standing ladder and, by its re-handling through the separate floors, it is possible to get down to the bottom of the pier. Initially we considered incorporating the entrance door in the wall of the first



výstuže R 10 505. V pilieroch sa nachádza 1 932 m^3 betónu C 35/45 a C 45/55 pri použití 36 prefabrikovaných stužujúcich dosiek. Hmotnosť výstuže je 410 ton. Piliere sú zložené z 32 jednotlivých taktov, hlavíc sa realizovalo 12.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia je letmo montovaná v symetrických konzolách zo segmentov s konštantnou výškou 3,0 m. Dĺžka bežných segmentov je 2,20 m, dĺžka pilierových a oporných segmentov je z dôvodu zníženia manipulačnej hmotnosti 1,65 m. Šírka hornej dosky je 14,125 m pri ľavom a 13,955 m pri pravom moste. Šírka dolnej dosky je 6,5 m, zmena šírky hornej dosky sa riešila rozdielnym vyložením konzol. Hrúbka trámov je konštantná 500 mm. Dolná doska s hrúbkou 200 mm sa pri podperách rozširuje na 350 mm. Priečny sklon je konštantný 3,5 %. Na nižšej konzole sa v osi odvodnenia navrhlo úžľabie protispádu.

Betón nosnej konštrukcie je C 45/55 XF2, monolitickej časti C 30/37 XF2. Pozdĺžne predpätie sa vykonalo iba injektovanými káblami so súdržnosťou. Použil sa certifikovaný predpínací systém DSI (Dywidag). Na káble sa použil systém kotiev a kanálikov MA6819 na 19 lán v kábli. Osadil sa podľa potreby 18, 17 alebo 15 lanami. Káble sú z lán s priemerom 15,7 mm – 1 570/1 770 MPa. Pilierové segmenty sa v hornej časti priečnikov priečne predopli 3 káblami po 4 lanách s priemerom 15,7 mm – 1 570/1 770 MPa kotvených pri kraji konzol. Všetky káble pozdĺžneho aj priečneho predpätia sa injektovali so súdržnosťou. Nesúdržné káble sa nepoužili.

Výroba segmentov prebiehala vo výrobni Doprastav, a. s., v Komárne v oceľových bunkových formách, kde čelo predchádzajúceho segmentu tvorí debnenie zadného čela betónovaného segmentu. Dielce sa na stavbu dopravovali železnicou na medziskládku do Ladiec, odtiaľ po verejných a staveniskových cestných komunikáciách a po zrealizovanej časti mosta až na miesto montáže. Montáž nosnej konštrukcie sa začala v novembri 2008. Postupovalo sa smerom od opory 01 v smere staničenia – najskôr ľavý a následne pravý most. Montovalo sa pomocou montážneho súboru MS-1 DPS. Ide o výsuvné montážne zariadenie s nosnosťou 60 ton, ktoré na montáž a presuny využíva už vyhotovené časti spodnej stavby a nosnej konštrukcie.

Montáž vahadla sa začala vyhotovením zárodku na pilieri, čo predstavuje namontovanie troch segmentov nad podperou – jeden pilierový a dva bežné. Segmenty zárodku sa uložili na štvorici 600-tonových hydraulických lisov. Následne sa montážny súbor presunul na zárodok a symetricky postupným lepením a pripínaním jednotlivých segmentov sa zmontovalo celé vahadlo. Kompletné vahadlo malo 25 segmentov. Pomocou hydraulických lisov sa celé vahadlo výškovo a smerovo zrektifikovalo. Škára medzi realizovaným a predstroke and utilizing the interior of a pier for the climbing into further strokes. Considering the security and costs for such solution we have finally chosen an alternative with the separate tilt-up staircase.

Pier cap is of so called tambour shape where the shaft contour is continuously enlarged in the stroke of the cap up to dimension of 4.94 × 5,7 m. Hereby the area was achieved on the pier surface to place rectifying presses of the rocking arm and to support front stabilization feet of the assembly system MS-1 during the first step of the fitting the separate rocking arms. The solution in question excluded the need to fit auxiliary support structure for setting and rectifying the nucleus. Piers were surrounded with light scaffolding to secure the platform to work with the assembly hydraulics. Using the suspended footbridges on the pier cap would probably provide for even higher labor efficiency.

Re-handled formwork Peri Vario with working footbridges CB 240 were used to form the shafts and caps of piers. After initial assembly of parts, it was possible to implement a stroke every other day using the formwork of the shaft, every third day using that of cap. Actually we achieved the turnover rate every 6th day for the shafts and every 14th day for the caps. It was caused by complicated reinforcement of piers, mainly that of the caps. A drawing of reinforcement included 186 items at weight of reinforcement of 15.5 ton. Our ideas on prefabrication of reinforcement cages and their fitting into formwork fell through due to magnitude of the reinforcement and complicated terrain to transport the reinforcement cages.

As a point of interest I am presenting a couple of figures: for foundations it was used 3 821 m^3 of concrete C 25/30, 414 m^3 of concrete C 30/37 and 642 ton of concrete reinforcement R 10 505. In the piers there is 1932 m^3 of concrete C 35/45 and C 45/55 using 36 prefab reinforcing slabs while weight of the reinforcement is 410 ton. Piers are composed of 32 separate strokes, 12 caps were implemented.

Superstructure

The superstructure is built using cantilever method of construction from the segments of constant height 3.0 m. Length of common segments is 2.20 m, length of pier and abutment segments is 1.65 m due to reducing the handling weight. Width of upper slab is 14.125 m with the left-hand bridge and 13.955 m with the right-hand bridge. Width of lower slab is 6.5 m, variation of the upper slab width is solved by the different projection of brackets. Thickness of girders is constant 500 mm, thickness of lower slab is 200 mm having thickening up to 350 mm at the supports. Crossfall is constant 3.5 %. The valley of reverse gradient was designed in the axis of drainage on the lower bracket.

Concrete of thesuperstructure is C45/55-XF2, monolithic parts C 30/37-XF2. Longitudinal pre-stress is ensured by grouted cables with the cohesion. Certified pre-stressing system DSI (Dywidag) was used. In the upper part of the crossbars, pier segments are transversally pre-stressed using 3 cables with 4 ropes ∅15.7 mm – 1 570/1 770 MPa each, anchored at the edge of brackets. All cables of both transversal and longitudinal pre-stressing are grouted with cohesion, non-cohesive cables were not used.

Manufacture of segments was done by the production plant of Doprastav, a. s., Komárno, in the steel cellular moulds where the front face of previous segment forms the formwork of the rear face of the segment being concreted. To the construction site, the parts were transported by the railway to the intermediate storage of Ladce from where via public and site roads and via already completed part of the bridge up to the assembly site.

Assembly of the bridge structure commenced in November 2008. Assembly procedure was determined in direction from the abutment No. 01 in direction of stationing, left-hand bridge firstly, later right-hand one.

Assembly of the superstructure was performed using the assembly system MS-1 DPS. The matter is in extensible assembly equipment of bearing capacity 60 ton utilizing already completed parts of the substructure and superstructure for assembly and movements.

chádzajúcim vahadlom sa zafixovala a vybetónovala sa do zaveseného debnenia. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti monolitickej dobetonávky sa pole predoplo káblami, a tak sa realizované vahadlo priplo k už hotovej časti nosnej konštrukcie. Tým sa umožnil posun montážneho súboru do polohy vhodnej na montáž zárodku nasledujúceho vahadla. Montáž samostatného vahadla trvala asi 15 dní. Montáž nosnej konštrukcie sa ukončila v októbri 2009. Nosnú konštrukciu oboch mostov tvorilo celkovo 312 segmentov, čo predstavuje 6 500 m^3 betónu.

Príslušenstvo

Mosty sú ukončené mostnými závermi typ 240 N s povrchovou nadstavbou minimalizujúcou hluk. Odvodnenie mosta sa riešilo potrubím v komore mostov, do ktorého sa zvádza voda zo zberných hrncov cez priestup jednotlivých lamiel stenou. Odvetranie izolácie sa riešilo voľným odkvapom na terén. Komôrky mostov budú osvetlené samostatným okruhom, ktorý sa môže sfunkčniť pripojením na elektrocentrálu. V komore ľavého mosta vedie ISD. Kužele na oporách sa obložili dlažbou z lomového kameňa do cementového lôžka, pričom z každej strany sa revízne schodište vyhotoví z opracovaných kamenných kvádrov.

Mostné rímsy sú štandardnou kombináciou prefabrikátov a monolitickej dobetonávky s ochranným náterom. Na ľavom moste je mostné zábradlie farby RAL 3 000, na pravom moste bude na rímse namontovaná protihluková stena vysoká 4 m. Použitým záchytným zariadením na moste bude zvodidlo typu Kremsbarrier, na vonkajších rímsach bude typ KB1 RH2, na vnútorných rímsach typ KB1 RH2 K s doplneným pletivom proti prelezeniu.

Záver

Vďaka zvolenej technológii výstavby sa hrubá stavba obidvoch mostov vyhotovila za 12 mesiacov, pričom sa začínalo začiatkom zimy. V praxi sme si vyskúšali a overili zlepšenia pri montáži PDK, ktoré sa v Českej republike používajú už dlhšie, no v našej firme sa technológia bez podpornej skruže použila prvýkrát. Náklady na mierne komplikovanejšiu hlavicu pilierov sa v plnej miere vrátili úsporou na podpornej skruži. Výsledkom je estetický most osadený do príťažlivej scenérie.

Mestská estakáda v Považskej Bystrici

Estakáda je najväčším objektom na prvom úseku stavby D1 Sverepec – Vrtižer. Diaľnicu vedie ponad intravilán mesta Považská Bystrica, železničnú trať Považská Bystrica – Žilina a rieku Váh a spoločným pilierom označeným P12 plynulo nadväzuje na druhý úsek diaľnice Sverepec – Vrtižer.

Nosnú konštrukciu tvorí spojitý nosník s 10 poľami s rozpätím 34,2 + 48,8 + 70,8 + 6 × 122 + 68 m. Celková dĺžka mosta je 968,73 m, šírka je 30,4 m vrátane krajných odvodňovacích žľabov. Nosnú konštrukciu tvorí jednokomorový prierez s veľmi vyloženými konzolami, ktoré sú podopreté sústavou šikmých prefabrikovaných vzpier osadených do tvaru V. Objekt sa stavebne rozdeľuje na dve časti:

- časť A, tzv. predpolie, ktoré je situované na kopci Šibeničník a zahrnuje podpory OP2, P3, P4 a nosnú konštrukciu na pevnej skruži v dĺžke 81,96 m,
- časť B, tzv. vahadlá, ktorú tvoria podpory P5 až P11 a sedem symetrických vahadiel betónovaných metódou letmej betonáže v celkovej dĺžke 868,76 m.

Založenie a spodná stavba

Predpolie mostu

Podpory OP2, P3 a P4 sa založili na mikropilótach v otvorených svahovaných jamách 1 : 1. Oporou OP2 je železobetónová stena monoliticky spojená so stenami, ktoré tvoria jej krídla. Nosnú konštrukciu podopiera dvojica samostatne stojacich mnohouholníkových stĺpov uložených na spoločnom základe so stenou opory. Piliere P3 a P4 tvorí dvojica samostatne stojacich mnohouholníkových stĺpov so spoločným základom. Vonkajší rozmer pilierov je 2,4 × 2,6 m. Opora aj piliere sú z betónu C 30/37 XC2, XD1, XF2. Betonárska výstuž je typu 10 505 (R).

Assembly of the rocking arm itself starts with completion of the nucleus on the pier, representing fitting three segments over the support – one pier segment and two common ones. Segments of the nucleus are laid on the quadruple of 600 ton hydraulic presses. Subsequently the assembly system is moved over the nucleus and entire rocking arm is assembled symmetrically with gradual bonding and tacking of separate segments. Complete rocking arm has 25 segments. Entire rocking arm is rectified in terms of height and direction using hydraulic presses. Joint between rocking arm under construction and previous one is fixed and concreted into suspended formwork. After achieving the required strength of monolithing additional concreting, pre-stressing of the bridge span occurs , tacking the rocking arm under construction to the already complete part of the superstructure thus enabling the shift of assembly system in the position to assemble the nucleus of the next rocking arm. Assembly period of the rocking arm itself is approximately 15 days. Assembly of the superstructure was finished in October 2009.

Generally the superstructure of both bridges consisted of 312 segments representing 6 500 m^3 of concrete.

Accessory

Bridges are terminated with bridge expansion joints of type 240 N with surface superstructure eliminating noise. Drainage of the bridge is solved via pipe in the bridges box, into which water from collection pots is drained through passage in the wall of separate lamellas. Venting of insulation is solved via free dropping off onto terrain. Lighting of bridge boxes will be solved using separate circuit which could be put in operation connecting it to the electric generator. ISD lines are led in the box of the left-hand bridge. Cones on the abutments are lined with pavement of broken stone in cement bed while inspection staircase on each side will be made of finished hewn stones.

Bridge cornices are standard combination of prefabs and monolithic additional concreting with protective coating. Bridge handrail is on the left-hand side of the bridge, anti-noise barrier of height 4 m is fitted on the right-hand cornice of the right-hand bridge. Catching device used on the bridge will be crash barrier of type Kremsbarrier, supplemented by the wire mesh against overclimbing.

Conclusion

Through chosen construction technology we achieved completion of carcass of both bridges in 12 months while we started the construction on beginning of winter, not accelerating progress of works. Costs for slightly more complicated pier cap were fully returned through savings for the supporting centering. The result is aesthetic bridge set in the attractive scenery.

Urban elevated highway in Považská Bystrica

The elevated highway is the largest structure on the first section of the construction of the highway D1 Sverepec – Vrtižer. It leads the highway over the urban area lands of the town Považská Bystrica, railway track Považská Bystrica – Žilina and Váh river, smoothly connecting to the second section of the highway Sverepec – Vrtižer by its common pier indicated as P12. The superstructure is composed of continuous girder with 10 spans of 34.2 m + 48.8 m + 70.8 m + 6 × 122 m + 68 m. Total bridge length is 968.73 m.

Bridge width is 30.4 m including extreme drainage chutes. The superstructure is composed of single-box cross-section with very protruded brackets being supported by the set of inclined prefab bracing struts set in a V-shape.

The structure is divided into two part, particularly:

- part "A", so called "foreland" situated on the hill Šibeničník, involving supports OP2, P3, P4 and the superstructure on the fix centering of total length 81.96 m;
- part "B" so called "rocking arms" composed of piers P5 to P11 and seven symmetrical rocking arms concreted using cantilever method of construction of total length 868.76 m.



Záťažové a deformačné testy skúšobnej lamely
Load and deformation tests of a sample lamella



Výstavba jadra
Construction of nucleus segment

Vahadlá

Piliere vahadiel sa založili hlbinne na mikropilótach, okrem piliera P5, ktorý sa založil plošne na skalnom podloží. Vzhľadom na to, že pilier P5 sa nachádza na päte kopca Šibeničník a skalné podložie tu ustupuje, základová škára je v troch rôznych výškových úrovniach. Svah výkopu ku kopcu Šibeničník sa ochránil torkrétom a klincovaním. Pilier P6 sa založil v otvorenej stavebnej jame a piliere P7 až P11 pod ochranou štetovnicových stien.

Vahadlové piliere P5 až P11 sú premennej výšky od najväčšej, ktorá je 32,7 m na pilieri P5, až po 22,9 m na pilieri P11. Hlavice pilierov merajú vždy 10 m z celkovej dĺžky. Piliere tvorí dvojica šesťuholníkových stien (driek) a štyri štvoruholníkové stĺpy (hlavice). Hlavice sú v spodnej a hornej časti spojené priečnikmi. Na hlavici pilierov sa osadili štyri hrncové ložiská. Piliere sa navrhli tak, aby neboli potrebné ďalšie provizórne podoprenia pri výstavbe vahadiel. Funkčnosť ložísk sa počas výstavby niekoľkokrát menila. Piliere sú z betónu C 35/45 XC2, XD1, XF2 a betonárskej výstuže typu 10 505 (R).

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia predpolia mostu sa vyhotovila na pevnej skruži. Pomocou betonárskej a predpínacej výstuže je spojená do jedného konštrukčného celku s vahadlovou časťou.

Nosná konštrukcia vahadlovej časti je zavesená na pylónoch (od piliera P5 po P11) a vyhotovila sa metódou letmej betonáže v symetrických konzolách. V mieste pilierov P5 až P11 v osi mosta je zavesená na nízkych pylónoch výšky 14 m pomocou závesov v semiradiálnom usporiadaní. Mostná konštrukcia tvorí v definitívnom stave rozperákovú konštrukciu medzi podporami P7 a P8.

Každé vahadlo sa skladá zo zárodku dĺžky 9,76 m, ku ktorému sa letmo symetricky pribetónovalo 11 párov lamiel dĺžky 4,88 m. Uzatváracia lamela medzi vahadlami je rovnako dlhá – 4,88 m. Všetky vahadlá sa vzhľadom na časovú náročnosť stavby stavali súčasne. Pri výstavbe sa použili tieto druhy betónov: na nosnú konštrukciu C 45/55, prefabrikovanú vzperu C 35/45, žľab C 35/45. Betonárska výstuž je typu 10 505 (R). Použili sa predpínacie systémy Skanska a Dywidag, predpínacie tyče a závesy sú od firmy Dywidag.

Postup výstavby

Výstavbu diaľnice realizuje Združenie Sverepec – Vrtižer, ktoré vytvorili spoločne Doprastav a Skanska. Výstavbu mestskej estakády si z dôvodu krátkosti času obe firmy rozdelili tak, že Skanska realizuje predpolie a vahadlá nad piliermi č. 5, 6, 7, Doprastav potom vahadlá nad piliermi č. 8, 9, 10, 11 a priečnik č. 12.

Spodná stavba

Samotnému začiatku výstavby mosta v auguste 2008 predchádzali prípravné a zemné práce spolu so zakladaním pilierov. Počas zakladania, vyhotovovania mikropilót a budovania masívnych zákla-

Founding
Bridge forefield

Foundating of OP2, P3 and P4 was made on the micropiles in open sloped pits 1 : 1. Abutment OP2 consists of reinforced-concrete wall connected with the walls in a monolith, creating the wing walls of the abutment. The superstructure is supported by a couple of stand-alone polygonal columns set on the common foundation with the wall of the abutment.

Rocking arms

Piers of rocking arms are deeply founded on micropiles save the pier P5 being founded on shallow foundation on the bedrock.

Because the fact that the pier P5 is located at the foot of the hill Šibeničník and the bedrock degrades here, the foundation base is in three various height levels. Slope of pit towards the hill Šibeničník was protected by a shotcrete and nailing. Pier P6 was founded in open foundation pit while the piers P7 to P11 under protection of sheet pile walls.

Rocking-arm piers P5 to P11 have variable height being 32.7 m for the pier P5 up to 22.9 m for the pier P11. Pier caps are always 10 m of total length. Piers are composed of couple of hexagonal walls (shaft) and four square columns (caps). The caps are connected with crossbars in their lower and upper parts. Four pot bearings are set on each pier cap. Piers have been designed in such way that no further provisional supports are needed during construction of rocking arms. Operability of the bearings was measured several times in course of construction. Piers are made of concrete C 35/45 XC2, XD1, XF2 and concrete reinforcement of type 10 505 (R).

Superstructre

The superstructure of the bridge forefield is built on the fix centering. It is connected in the single construction unit with the rocking-arm part using the concrete and pre-stressing reinforcements.

The superstructure of the rocking-arm part is suspended on the pylons (from the pier P5 to P11) being made using cantilever method of concreting in symmetrical brackets.

In place of piers P5 to P11 in the bridge axis, the superstructure is suspended on low pylons of the height 14 m using hangers in semi-radial arrangement. In final condition, the bridge structure forms collar beam structure between the piers P7 and P8.

Each rocking arm is composed of a nucleus of length 9.76 m to which 11 lamellas of length 4.88 m were concreted. A closing lamella between the rocking arms is equally 4.88 m long. All rocking arms were built simultaneously because of time demand of the construction.

Following kinds of concretes were used during construction: C 45/55 for the superstructure, C 35/45 for the prefab bracing strut and C 35/45 for the chute. Concrete reinforcement is of type 10 505 (R).



Vnútro mostného boxu
Bridge-box interior



Montáž betónovacích vozíkov
Assembly of cantilever concreting trolleys

dových pätiek bolo potrebné čerpať spodnú vodu, najviac však pri pilieroch č. 10 a 11, ležiacich bezprostredne na brehu rieky Váh.

Náročná výstavba vysokých driekov pilierov prebiehala v taktoch s dĺžkou 5,4 m takmer 214 dní. Výstuž z nadrozmerných prútov s priemerom 32 mm bolo nevyhnutné spojkovať lisovanými spojkami FLIM a stabilizovať už od základov pomocou podpernej konštrukcie zo zváraných profilov. Drieky aj hlavice pilierov sa vyhotovili pomocou prekladaného debnenia DOKA. Spodná stavba sa dokončila začiatkom júna 2009.

Nosná konštrukcia

Výstavbe nosnej konštrukcie predchádzala náročná príprava projektu, z ktorej vyplynuli aj niektoré požiadavky na stavebné materiály, napríklad použitie betónu s čo najrýchlejším nárastom pevnosti (časová náročnosť výstavby) a projektantom predpísaný minimálny modul pružnosti. Dodávateľovi betónovej zmesi sa podarilo navrhnúť receptúru, ktorá tieto podmienky spĺňala a v letných mesiacoch nadobúdala betónová zmes požadovanú pevnosť na predpínanie (30 MPa) už po 24 hodinách od betonáže. Na overenie týchto vlastností sa v predstihu zrealizovala skúšobná lamela dlhá 3,3 m s upraveným prierezom, na ktorej sa testovala technológia betonáže, čerpateľnosť betónovej zmesi, nárast hydratačného tepla a pevnosti a zrealizovala sa aj deformačná skúška lamely až do jej porušenia.

Samotná výstavba nosnej konštrukcie sa začala realizáciou zárodočných segmentov dĺžky 9,76 m na plošinách vytvorených pomocou priehradovej konštrukcie zavesenej na hlaviciach pilierov, navrhnutej firmou ULMA. Betonáž zárodkov prebehla v troch etapách – spodná doska, trámy a priečnik, horná doska. Samotná výstavba zárodku trvala asi 50 dní. Po vyhotovení zárodku sa priehradové konštrukcie debniacej plošiny zdemontovali a spustili na lanách synchronizovanými predpínacími pištoľami od firmy Skanska.

Po vybetónovaní zárodkov nasledovala montáž vozíkov letmej betonáže od firmy NRS, ktorými sa nosná konštrukcia mosta budovala na celú šírku diaľnice a musela vyhovovať vkladaniu šikmých prefabrikovaných vzpier konzol nosnej konštrukcie do vozíka. Samotná manipulácia s osadzovaním vzpier pred betonážou segmentu sa vykonávala pomocou malých portálových žeriavov s nosnosťou 5 ton, ktoré sú súčasťou vozíkov. V júli 2009 sa začala výstavba vahadiel. Po počiatočnom rozbehu sa čas výstavby jednej dvojice lamiel vahadla ustálil na zhruba 10-dňovom cykle.

Výstavba závesných pylónov s rúrovými prechodkami na EDK závesy sa realizovala pomocou prekladaného debnenia a prebiehala súbežne s výstavbou prvých troch lamiel. V lamelách č. 3 až 10 sa pre zriadenie závesov dodatočne zabetónovali monolitické kotevné bloky s dvojicou šikmých tiahel a osadenými prechodkami pre EDK závesy. V každej dvojici ťahadiel sa osadilo šesť predpínacích tyčí, ktoré musia byť predopnuté pred aktivovaním závesu týchto lamiel. Na

Pre-stressing systems were Skanska and Dywidag, pre-stressing bars and hangers were supplied by the company Dywidag.

Construction sequence

Highway construction is implemented by the "Association Sverepec – Vrtižer" created jointly by the companies Doprastav and Skanska. Due to short construction time, the construction of the structure 206-01b was divided by the companies in the way that Skanska implements forefield and rocking arms over the piers No. 5, 6 and No. 7 while Doprastav the rocking arms over the piers No. 8, No. 9, No. 10, No. 11 and the crossbar No. 12.

Substructure

Start of the bridge construction itself was preceded by preparatory and earth works along with founding of piers. It was necessary to pump the ground water during entire period of founding, completing the micropiles and building the massive foundation footings, however most with the piers No. 10 and No. 11 placed immediately on the Váh river bank.

Demanding construction of tall shafts of piers ran in strokes of length 5.4 m with implementation of almost 214 days. Reinforcement of oversized bars of Ø 32 mm should be necessary to couple using pressed couplers FLIM and to stabilize using supportive structure of welded sections already from the foundation. Both shafts and caps of piers were made using re-handled formwork DOKA. Substructure was completed on beginning of June 2009.

Superstructure

Construction of the superstructure was preceded demanding preparation of the design which also some requirements upon building materials resulted from, as e. g. to use the concrete with the as fast as possible increase of strength (time demand of construction) and minimum modulus of elasticity prescribed by the architect. The concrete-mixture subcontractor managed to design a formula meeting these conditions and the concrete mixture acquired the strength required for pre-stressing (30 MPa) already after 24 hours in summer months. To verify these properties, the test lamella of length of 3.3 m with adjusted cross-section was implemented in advance on which the concreting technology, pumpability of concrete mixture, growths of hydratation heat and strength were tested and the distortion test of lamella up its breaking was also performed.

Construction of the superstructure itself started with the implementation of nucleus segments of length 9.76 m on the platforms formed using a truss structure suspended on the pier caps, designed by the company ULMA. Concreting the nuclei was done in three stages – lower slab, girders and crossbar, upper slab. The construction of the nucleus itself lasted approximately 50 days. After completion of the nucleus, the truss structures of the formwork



Vahadlá pred zmonolitnením
Rocking arms before monolithing

kotevné bloky aj ťahadlá sa použil ľahko zhutniteľný betón z dôvodu zlej dostupnosti konštrukcie pre klasické ponorné vibrátory.

Vyvesovanie lamiel pomocou extradosed káblov, vytvorených z 37 lán Ls 15,7 mm/1860 MPa sa realizovalo s posunom taktu betonáže dvoch lamiel. Predpínanie káblov zabezpečil Doprastav, a. s., závod Predpínacie technológie pomocou jednolanových pištolí typu PAUL. Do konca roka 2009 sa kompletne dokončilo všetkých sedem vahadiel a podarilo sa zmonolitniť aj pole č. 11 až 12.

Záver

Začiatkom roka 2010, po zmonolitnení ostatných vahadiel vo dvoch etapách, zostalo predopnúť všetky zmonolitňujúce káble a demontovať vozíky letmej betonáže. Na dokončenie stavby tohto objektu a plánované predčasné spojazdnenie budovanej trasy v oboch smeroch v termíne jún 2010 treba doriešiť množstvo detailov. Napriek krátkemu času výstavby úseku diaľnice Sverepec – Vrtižer a množstvu dokončovacích prác na estakáde, ktoré je jeho súčasťou, je záujmom oboch partnerov Združenia Sverepec – Vrtižer dokončiť stavbu v plánovanom termíne.

Mosty cez rieku Váh a inundačné územie na diaľnici D1 Vrtižer – Hričovské Podhradie

Oba diaľničné mosty, vzdialené od seba takmer 3 kilometre, sa skladajú z troch dilatačných celkov A, B, C. Koncepčne sú podobné, v mnohých podrobnostiach sa však odlišujú, ale v zásade majú rovnaké podmienky výstavby. Dilatačné celky A a C sa skonštruovali z tyčových predpätých mostných prefabrikátov v tvare I, zmonolitnených nadpodporovými priečnikmi a železobetónovou monolitickou doskou do spojitej nosnej konštrukcie. Ďalej priblížime dilatačný celok B prvého mostného objektu v zmysle staničenia stavby diaľničného úseku, budovaný letmou betonážou. Zaujímavé odlišnosti priblížime osobitne.

Samotné preklenutie rieky Váh zabezpečuje dilatačný celok B budovaný metódou letmej betonáže. Ide o trojpoľový nosník rámovo prepojený s podperami č. 11 a 12 vedľajšieho mosta. V priečnom reze ide o uzavretý komôrkový prierez s konzolami a zvislými trámami. V pozdĺžnom reze ide o priamopásovú nosnú konštrukciu s výškovými nábehmi v mieste votknutého piliera. Rozpätie polí prvého objektu je 39 – 92 – 77 m a druhého mosta 35,9 – 77 – 58,9 m.

Výstavba mosta

Založenie

Dilatačné celky B oboch mostov sa založili hĺbkovo na mikropilótach, v stavebných jamách zabezpečených štetovnicovými stenami. Na založenie pilierov s pevným votknutím do nosnej konštrukcie sa platform were disassembled and dropped on the ropes using synchronized pre-stressing jacks of the company Skanska.

After completion of concreting the nuclei, the assembling the trolleys for the of cantilever concreting followed from the company NRS, using which the superstructure of the bridge was built in entire highway width, satisfying the insertion of oblique prefab bracing struts of the brackets of the superstructure into a trolley. Handling itself upon setting the brackets before concreting a segment was performed using small gantry cranes of lifting capacity 5 ton being integral part of the trolleys. Construction of rocking arms started in July 2009. After initial run up the construction period per couple of lamellas of a rocking arm was stabilized roughly on 10-day strokes.

Construction of suspended pylons with tube bushings for the EDK hangers was implemented using re-handled formwork, running concurrently with the construction of first three lamellas. To establish hangers, monolithic anchoring blocks with the couple of oblique tie bars and fitted with for the EDK hangers were additionally concreted in lamellas No. 3 to No. 10. Six pre-stressing bars is fitted in each tie bar, which should pre-stressed before activating the hanger of these lamellas. Easily compactable concrete was used for both anchoring blocks and tie bars due to bad accessibility of the structure by conventional immersion vibrators.

Outhanging the lamellas using extradosed cables composed of 37 ropes Ls ∅ 15.7 mm/1860 MPa was performed with the shift of concreting a stroke of two lamellas. Pre-stressing the cables was provided for by the company Doprastav, a. s. – Plant Pre-stressing Technologies using single-rope jacks of type Paul. All seven rocking arms were fully completed by the end of 2009 and moreover we managed to monolith one span, No. 1 to No. 12.

Conclusion

After monolithing other rocking arms in two stages on beginning of 2010, there remained to pre-stress all monolithing cables and to disassembly the cantilever-concreting trolleys. To complete the construction of this structure and to put scheduled one-way route under construction in service within June 2010 the works and completion of number of details are still needed. Despite short construction period of the highway section Sverepec – Vrtižer and plenty of finishing work with the elevated highway being its integral part, both partners in the "Association Sverepec – Vrtižer" are interested in ensuring the completion of construction within the scheduled term.

Bridges over Váh river and flooded area in D1 Vrtižer – Hričovské Podhradie

The subject of this paper is to describe two bridges of highway type of category D 26.5/120 distant from each other almost 3 kilometers leading the highway D1 over Váh river and its flooded area in the section Vrtižer – Hričovské Podhradie. Both highway bridges are composed of three dilatation units A, B and C, being conceptually similar and differentiating in many details however in principle with the same construction conditions. Dilatation units A and C are constructed of bar pre-stressed bridge prefabs I, monolithed over the support crossbars and reinforced-concrete monolithic slab into a continuous superstructure.

Through the description I shall explain the expansion unit B of the first bridge structure in accordance with stationing the highway section construction, built using cantilever concreting method while I shall explain interesting differences in person.

Bridging of Váh river itself is provided for by the dilatation unit B built using the cantilever concreting method. The matter is in three-span girder frame-interconnected with the supports No. 11 and No. 12 of the adjacent bridge. In transversal cross-section the matter is in closed box cross-section with brackets and vertical beams. In longitudinal cross-section the matter is principally in a parallel braced superstructure with height thickenings at the place of restrained pier. Spans of the first bridge structure are 39 m – 92 m – 77 m and those of second one 35.9 m – 77 m – 58.9 m.



Bočný pohľad na most č. 204
View of the 2nd DC of the bridge No. 204



Votknutý pilier mosta č. 204
View of restrained pier of the bridge No. 204

v rieke Váh museli zriadiť umelé polostrovy. V prípade podpier zakladaných v rieke bolo nevyhnutné najskôr z úrovne nasypaných polostrovov predvŕtať otvory, vyplniť ich bentonitovou suspenziou a následne do zatvrdnutej suspenzie zabaraniť štetovnice. Opakovaním tohto postupu sa vybudovala súvislá štetovnicová stena vo veľkosti základovej dosky, ktorá tvorila ochranu pri hĺbení základovej jamy a bránila tiež prítoku vody z koryta rieky do základovej jamy. Po zrealizovaní zakladania a vybudovaní časti piliera sa štetovnicové steny skrátili po hornú hranu základovej dosky a základová jama v nasypanom polostrove sa zasypala. Polostrov sa pri oboch mostoch po vybudovaní nosnej konštrukcie musel odstrániť.

Spodná stavba – piliere

Spodná stavba oboch mostov pozostáva z dvoch medziľahlých a dvoch krajných prechodových podpier, na ktoré sa pripájajú nosné konštrukcie dilatačných celkov A a C. Rámová podpera objektu č. 11 má tvar kruhového stĺpa s priemerom 4 m, ktorý je zakončený mohutnou hlavicou, ostatné piliere dilatačného celku B tvorí dvojica kruhových pilierov s priemerom 3 m, ktoré sú votknuté do základovej dosky.

Nosná konštrukcia mosta

Tvorí ju vahadlo s premennou výškou prierezu a monolitickou priamopásovou časťou nosnej konštrukcie, oba prvky sú budované letmou betonážou. Zárodok vahadla sa v dôsledku priestorových podmienok realizoval na podpernej skruži ako nesymetrický, s konzolami dlhými 10,2 a 13,0 m. Symetria zárodku sa dosiahla vybudovaním nultej lamely už pomocou vozíka letmej betonáže. Pri výstavbe vahadiel sa použili dva typy vozíkov letmej betonáže:

- priamopásová časť sa vyhotovila technologickým zariadením na dvojetapovú realizáciu prierezu – malým vozíkom vyvinutým spoločnosťou Doprastav (spodná doska a trámy v prvej etape a horná doska v druhej etape),
- stavba časti nosnej konštrukcie s premennou výškou vykonaná vozíkom typu Bridge Builder (betonáž lamiel v jednej fáze).

Najkratšie polia oboch mostov dĺžky 39, resp. 35,9 m s vyložením konzoly k vahadlu sa vyhotovili na pevnej podpornej skruži typu PIŽMO. Výstavba týchto polí prebiehala tiež vo dvoch etapách (spodná doska a trámy v prvom a horná doska v druhom kroku). Pri tomto usporiadaní a postupe výstavby sa vzhľadom na tuhý rám mohli v prvom prípade vynechať stabilizačné podpery pre vahadlá. Možnosť vynechať stabilizačné podpery je pri mostoch v blízkosti vodného toku, ale aj v iných prípadoch vždy vítaná.

Postup zmonolitnenia:

- zmonolitnenie veľkej a malej konzoly,
- dobetonávka veľkej konzoly k spoločnému pilieru dvoch dilatačných celkov.

Construction of bridge
Founding

Dilatation units B of both bridges are deep founded on micropiles in the foundation pits protected by sheet-pile walls. To found piers with fix restraining in to the superstructure it was necessary firstly to bore holes from the level of filled-up islands and filled them with bentonite suspension and subsequently to drive piling sheets in hardened suspension. Repeating this procedure the continuous sheet-pile wall of the base-plate size was built forming a protection during excavation of foundation pit and hindering also water inflow from the river bed into foundation pit. Sheet-pile walls were shortened up to top edge of base plate after completing foundations and building a part of pier and the foundation pit in the filled-up island was backfilled. With both bridges, the island has to be removed after completion of the superstructure.

Substructure – piers

Substructure of both bridges consists of two intermediate and two extreme transient supports to which superstructures of dilatation units A and B are connected.

Frame support No. 11 has shape of circular column of diameter 4 m terminated massive cap, other piers of dilatation unit B are composed of a couple of circular piers of diameter 3 m restrained in the base plate.

Superstructure of bridge

It is made up of rocking arm of variable height and monolithic parallel braced part of superstructure both built using cantilever concreting method. Due to spatial conditions, the nucleus of the rocking arm was built as asymmetric one on the bearing centering with brackets of length 10.2 m and 13.0 m. Symmetry of the nucleus was achieved through building "zero lamella" already using the cantilever concreting trolley.

Two types of cantilever concreting trolleys were used during construction:

- parallel braced part was made by the technological equipment for two-stage cross-section implementation – by small trolley developed by the company Doprastav (lower slab and girders in the first stage and upper slab in the second stage);
- construction of a part of superstructure with variable height performed by the trolley of type Bridge Builder (concreting lamellas in a single stage).

The shortest spans of both bridges of length 39 m or 35.9 m resp. with projection of the bracket towards the rocking arm were made on the fix centering Pižmo. Construction of these spans was done also in two stages (lower slab and girders in first stroke and upper slab in second one). With this arrangement and construction



Bočný pohľad na most č. 206
View of the 2nd DC of the bridge No. 206



Most č. 206 – premostenie rieky Váh
Bridging of Váh river with the bridge No. 206

Najnáročnejšie bolo zmonolitnenie veľkej a malej konzoly nad riekou Váh, pretože bolo potrebné vyrovnať sa s rozličným výškovým pohybom oboch konzol v závislosti od teplotného rozdielu dvoch rôznych prierezov nosnej konštrukcie.

Príslušenstvo mosta

Vozovkové súvrstvie tvorí celoplošná izolácia oboch mostov z lepených asfaltových pásov, ochrana izolácie asfaltovým betónom ABS I hrúbky 45 mm, obrusná vrstva z AKMS I s hrúbkou hrúbky 40 mm. Ložiská dilatačného celku B sú hrncové, mostné závery sú nožnicové typu 3W-320N. Mosty sa odvodnili betónovými odvodňovacími žľabmi z betónu C 35/45 XD3, XF4, ich vnútorné steny tvorí výstelka z oceľového plechu s hrúbkou 3 mm. Na oboch mostoch sa zrealizovali jednostranné spínané prefabrikované betónové zvodidlá typu New Jersey vysoké 1 m, ktoré vyrába Doprastav.

Záver

Oba opisované mosty – dilatačné celky B – sú súčasťou väčšej estakády, ktorá preklenuje meandrujúcu rieku Váh aj s jej pomerne širokým inundačným územím. V tomto prípade sa z hľadiska času výstavby a vplyvom ďalších podmienok osvedčilo vyskladanie estakády z mostov budovaných dvoma technológiami, a to v závislosti od typu premosťovanej prekážky.

Diaľničný privádzač Lietavská Lúčka – Žilina

Diaľničný privádzač Lietavská Lúčka – Žilina napája diaľnicu D1 na cestnú sieť v oblasti Žilina-juh a zároveň upravuje kapacitu ciest v intraviláne mesta Žiliny so zohľadnením výhľadových zámerov rozvoja ciest a miestnych komunikácií.

Trasa privádzača vedie v katastrálnom území Bytčice a Žiliny až po Hlinskú ulicu. Najzložitejšie objekty z hľadiska realizácie diela na tomto úseku privádzača budovala spoločnosť Doprastav, a. s., závod Žilina, výrobné stredisko Tunely. Investorom bola Slovenská správa ciest a generálnym projektantom Geoconsult, s. r. o.

Most nad štátnou cestou a železničnou traťou Žilina – Rajec

Mostný objekt križuje štátnu cestu, ktorá je pokračovaním diaľničného privádzača Lietavská Lúčka – Žilina, železničnú trať Žilina – Rajec

Základné údaje

Dĺžka trasy stavby:	1 904 m
Dĺžka trasy vetiev a ostatných križovatiek:	2 501 m
Dĺžka mostov:	447 m
Dĺžka oporných múrov:	1 001 m
Dĺžka kanalizácie:	861 m
Celkovo:	109 stavebných a technologických objektov

procedure it was possible to omit stabilization supports of rocking arms due to rigid frame in first case and with statically determinate structure (small trolley). With bridges in vicinity of water course as well as other cases such option to omit stabilization supports is always welcomed.

Monolithing procedure:

- monolithing large and small bracket;
- completion of concreting large bracket toward the common pier of two expansion units.

Monolithing of large and small bracket over Váh river was most demanding as it was necessary to deal various height movement of both brackets depending on temperature of two various cross-sections of superstructure.

Accessory of the bridge

Pavement set of layers is composed of whole-area insulation of both bridges made of bonded asphalt bands, insulation protection by asphalt concrete ABS I of thickness 45 mm and wearing course AKMH of thickness 40 mm.

Bearings of dilatation unit B are of pot type, scissor-type expansion joints are of type 3W-320N.

Bridges are drained by drainage chutes made of concrete C 35/45 – XD3, XF4 and their inner walls are lined with steel sheets of thickness 3 mm. Prefab concrete crash barriers are built on both bridges as one-sided braced ones of type New Jersey of height 1 m manufactured by the company Doprastav.

Conclusion

Both bridges described – dilatation units B – are integral part of a larger elevated highway bridging the meandering Váh river together with its relatively broad flooded area. In this case "Composing" the elevated highway of bridges built using two technologies depending on type of bridged barrier has proved in terms of construction period and effects of other conditions.

Slip road Lietavská Lúčka – Žilina

Slip road Lietavská Lúčka – Žilina aims to connect the highway D1 to the road network in area of Žilina – South and at the same time to adjust capacities of the roads on urban area of Žilina considering the perspective intentions of developing the roads and local roads.

The slip road route leads on cadastral territory of Bytčica and Žilina up to Hlinská street. The paper is devoted the most complex structures regarding to implementation of the work in this section of the slip road built by the company Doprastav, a. s., Plant Žilina – Production Centre Tunnels managed by Mr. Magera. Employer was the Slovak Road Administration and the architect was the company Geoconsult, s. r. o.

a dve mestské komunikácie. Dĺžka mosta je 134,20 m, výška nosnej konštrukcie 0,9 m, šírka nosnej konštrukcie je premenná od 11,80 do 12,869 m, počet polí 2 × 14 m + 5 × 18 m, šikmosť mosta vzhľadom na miestnu komunikáciu je 82,0g.

Opory č.1 a 8 so železobetónovým driekom a základovou doskou s votknutými mikropilótami tvoria úložný prah s vodorovnými ložiskovými blokmi. Tvar záverného múrika je ovplyvnený priestupom odvodňovacieho potrubia mosta oceľovou rúrou DN 300 a odvodňovacím žliabkom šírky 150 mm. Zemné teleso – svahový kužeľ – je spevnené na šírku nosnej konštrukcie kamennou vyškárovanou dlažbou do cementovej malty ukotvenou do betónového prahu.

Podpery č. 2 až 7 sú stenové elementy s rozšírenou hlavicou, umožňujúce osadenie dvojice ložísk. Úprava rozšírenej hornej časti stien na výšku 4,5 m je v geometrii čistých kruhových oblúkov v polomere R_1 = 5,0 m a R_2 = 6,0 m konštantná pre všetky vnútorné podpery. Výška podpier je premenlivá v spodnej časti drieku.

Základové dosky pilierov č. 4 a 5 podporuje osnova 36 mikropilót s priemerom 0,133 m a dĺžkou 10 m. Ostatné podpery sú podporované veľkopriemerovými pilótami s priemerom 0,9 m a dĺžkou 12 m. Pod základmi pilierov č. 4 a 5 prechádzajú kanalizačné potrubia DN 800 a DN 1600, čomu sa prispôsobilo aj rozmiestnenie pilót.

Vzhľadom na seizmickú oblasť v okolí Žiliny je most vybavený seizmickými zarážkami na kinematickej osi mosta – podpere č. 5. Zarážky sa navrhli ako lanové, zabezpečujúce prenesenie pozdĺžneho a priečneho vlnenia mosta pri zemetrasení.

Nosná konštrukcia je dodatočne predpätá spojitá dosková konštrukcia s konštantnou výškou a s konštantným vyložením konzol, pričom ľavá konzola sa v koncovej časti rozširuje. Nosná konštrukcia sa realizovala v siedmich stavebných etapách na pevnej skruži PIŽMO, čomu zodpovedá aj priestorové vedenie dráh jednotlivých káblov. Realizoval sa aj systémový dvojstupňový kotevný systém Projstar pre laná typu 12 s priemerom Lp 15,5/1 800. Systémom Projstar sa realizovalo aj spojkovanie jednotlivých káblov usporiadaných symetricky v nosnej konštrukcii. V mieste styku uvedených stavebných etáp sa predpínala na hodnoty 1 430 MPa vždy asi polovica káblov, druhá polovica sa naspojkovala a predopla v nasledujúcej etape.

Most na IV. Okružnej nad železničnou traťou Žilina – Rajec a nad Bytčickou cestou

Mostný objekt zabezpečuje mimoúrovňové križovanie vetvy Križovatka Solinky a vytvára prepojenie medzi Bytčickou cestou, Rajeckou cestou a diaľničným privádzačom Lietavská Lúčka – Žilina.

Krajná opora – západná sa vyhotovila ako uholníková opora z betónu C-/35 (B 400) s čiastočne zavesenými krídlami. Ľavé krídlo opory nadväzuje na oporný múr a pôdorysne zohľadňuje smerové pomery v danom úseku vetvy 1. Pravé krídlo so zavesenou časťou steny krídla je presypané zemným kužeľom. Krídla sa vyhotovili z betónu C-/35 (B 400). Rub opory je odvodnený drenážnymi rúrkami s vyústením pred líce opory do terénu.

Krajná opora – východná sa vyhotovila ako uholníková opora z betónu C-/35 (B 400) bez krídel. Funkciu krídel po oboch stranách opory zabezpečuje oporný múr. Rub opory je tiež odvodnený drenážnymi rúrkami s vyústením pred líce opory do betónového žľabu pri päte drieku opory.

Driek opôr je tvarovo členený so skokovito sa meniacou hrúbkou z 1,6 na 1,7 m, záverné múriky opôr od drieku oddeľujú pracovné škáry.

Piliere č. 2 a 3 tvorí vždy trojica železobetónových stojok votknutých do nosnej konštrukcie, ktoré majú spoločný pásový základ. Stojky v priečnom reze tvorí plný obdĺžnikový priečny rez s rozmermi 0,7 × 1,1 m

Základné údaje	
Dĺžka mosta:	63,6 m
Šikmosť mosta:	100 g
Voľná šírka mosta:	15,5 – 16,95 m
Výška mosta:	8,850 m
Stavebná výška nosnej konštrukcie:	1,225 m

Basic data on the construction	
Length of the route of construction:	1 904 m
Length of the route of branches and other crossings:	2 501m
Length of the bridges:	447 m
Length of the abutment walls:	1 001 m
Length of the waste-water disposal system:	861 m
In total the work comprises:	
109 construction and technological structures	

Bridge over the state road and over the railway track Žilina – Rajec

The bridge structure crosses the state road being the continuation of the slip road Lietavská Lúčka – Žilina, the railway track Žilina – Rajec and two urban roads. Length of the bridge is 134.20 m, height of the superstructure 0.9 m, width of the superstructure is variable from 11.8 m to 12.869 m, number of spans 2 × 14 m + 5 × 18 m, the inclination of the bridge with the local road is 82.0g.

Abutments No. 1 and No. 8 with reinforced-concrete shaft and base plate with cantilever micropiles form supporting sill with horizontal bearing blocks. Shape of joint wall is affected by the passage of bridge drainage piping via steel tube DN 300 and drainage chute of width 150 mm.

The formation (earth body) – cone of slope is reinforced in the width of the superstructure using stone pointed pavement in cement mortar anchored in concrete sill.

Piers No. 2 and No. 7 are wall elements with extended cap enabling to set a pair of bearings. Modification of extended upper part of walls of height of 4.5 m consists in geometry of absolute circular arches of radii R_1 = 5.0 m and R_2 = 6.0 m being constant for all internal piers. Height variability of piers runs in the lower part of the shaft.

Base plates of piers No. 4 and No. 5 are supported by the pattern of 36 micropiles of ∅ 0.133 m, length 10 m, other piers are supported by the VP piles of ∅ 0.9 m, length 12 m. Sewer pipes DN 800 and DN 1600 run under foundations of piers No. 4 and No. 5, while the spacing of piles is adjusted to this condition.

Due to considering the seismic area of Žilina surrounding, the bridge is equipped with seismic stops in kinematic axis of the bridge – pier No. 5. Stops are designed as rope ones providing for transfer longitudinal and transversal oscillations of the bridge upon earthquake.

Superstructure is post-tensioned continuous slab structure of constant height with constant protrusion of brackets, while the left-hand bracket is extended in its end part. Superstructure was implemented in 7 construction stages on the fix centering Pižmo, to which also the spatial routing of paths of cables corresponds. There was implemented common two-stage anchoring system Projstar for cables of type 12 ∅ L_p 15.5/1800. Coupling of separate cables arranged symmetrically in the superstructure was also implemented using the system Projstar. At place of contact of above mentioned construction stages, approximately a half of cables was always pre-stressed up to values of 14 30 MPa, other half was coupled-up and pre-stressed during the next stage.

Bridge on "4th Okružná road over the railway track Žilina – Rajec and over Bytčická road"

The bridge structure provides for overhead crossing of the branch "Crossing Solinky" creating interconnection between Bytčická road, Rajecká road and slip road Lietavská Lúčka – Žilina.

Extreme "western" abutment is made as an angle abutment of concrete C-/35 (B400) with partially suspended wing walls. Left-hand wing wall of the abutment makes contact to the abutment wall, considering directional conditions in the section of the branch No. 1 in terms of ground plan. Right-hand wing wall with its suspended part of the wing wall is backfilled by cone of earth. Wing walls are made of concrete C-/35 (B400). Back face of the abutment is drained



Objekt 220-00 – výstavba pilierov spodnej stavby
The bridge No. 220-00 – construction of substructure piers

so skosenými hranami. Sú vybetónované bez pracovných škár z betónu C-/40 (B 450) a vystužené betonárskou výstužou 10 505 (R).

Nosnú konštrukciu mosta tvorí rámová dosková konštrukcia zo železobetónu C-/40 (B 450) s plným priečnym rezom. Výška priečneho rezu je 0,95 m a je meraná v osi nosnej konštrukcie. Spodná šírka nosnej konštrukcie je 10,5 až 11,8 m, horná šírka 15,3 až 16,8 m; hrúbka konzoly vo votknutí je od 200 do 500 mm. Nosná konštrukcia vystužená betonárskou výstužou 10 505 (R) sa betónovala naraz na podpernej skruži PIŽMO.

Záver

Výstavbu diaľničného privádzača komplikovala skutočnosť, že väčšina prác sa realizovala za plnej premávky automobilovej, železničnej, cyklistickej a pešej dopravy. Pravidelne sa vyhodnocoval vplyv výstavby na plynulosť a bezpečnosť všetkých druhov dopravy a vzhľadom na prioritu organizácie dopravy sa počas výstavby vypracovalo celkovo 21 dočasných stavov zmeny dopravného značenia.

Literatúra

[1] Novák, R.: Technická správa k objektu 206-01b, 2009.
[2] Táborská, K.: Technická správa k objektu (diaľničný most cez rieku Váh), 2006.

Basic data on the structure

Bridge length:	63.6 m
Bridge inclination:	100 g
Free width of the bridge:	15.5 m to 16.95 m
Bridge height:	8.850 m
Construction height of the superstructure:	1.225 m

with drainage pipes mouthed into terrain in front of the abutment face.

Extreme "eastern" abutment is made as an angle abutment of concrete C-/35 (B400) without wing walls. Function of wing walls on both sides of the abutment are provided for by the abutment wall. Back face of the abutment is also drained using drainage pipes mouthed into concrete chute in front of the abutment face at the foot of the abutment shaft.

In terms of shape, abutment shafts are latticed ones with step-changing thickness from 1.6 m to 1.7 m, expansion-joint walls of abutments being separated from the shaft by construction joints.

Piers No. 2 and No. 3 are always composed of a group of three reinforced-concrete props restrained into the superstructure with the common strip foundation. In transverse cross-section, props are composed of solid rectangular transverse cross-section of dimensions 0.7 × 1.1 m with bevel edges being concreted without construction joints of concrete C-/40 (B450) and reinforced with concrete reinforcement 10 505 (R).

Superstructure of the bridge is composed of framed slab structure of reinforced concrete C-/40 (B450) with solid transverse cross-section. Height of transverse cross-section is 0.95 m measured in the axis of the superstructure. Lower width of the superstructure is 10.5 m to 11.8 m , upper width 15.3 m to 16.8 m with thickness of the bracket at restraint from 200 mm to 500 mm. The superstructure reinforced with concrete reinforcement 10 505 (R) was concreted all at once on the supporting centering Pižmo.

Conclusion

Construction of the slip road was complicated because of the fact that majority of works was implemented under full automobile, railway, bicycle and pedestrian traffic. Effect of construction upon fluency and safety of all kinds of traffic was regularly evaluated while altogether 21 temporal states of traffic signage change regarding the priority of traffic organization were prepared during construction.

References

[1] Novák. R.: Technical report on the structure 206-01b (2009).
[2] Táborská, K.: Technical report on a structure (2006).



Objekt 220-00
The bridge No. 220-00



Objekt 218-00
The bridge No. 218-00

Insight onsite.™

Premyslené odborné riešenia.

HARSCO INFRASTRUCTURE



www.harsco–i.sk

DESIGN, CONSULTING, ENGINEERING SERVICES AND STRUCTURAL DIAGNOSTICS

PONTEX S.R.O.®



■ Bridges and Footbridges ■ Motorways, Highways and Roads ■ Structural Diagnostics ■ Electro Engineering
■ Civil Engineering ■ Structures of Buildings ■ Foundations ■ Bridge Inspections ■ Supervision and Project Management

Quality system certification in accordance with ČSN EN ISO 9001:2001

PONTEX Ltd., Bezová 1658, 147 14 Praha 4, Czech Republic, phone: +420 244 062 215, fax: +420 244 461 038, e-mail: pontex@pontex.cz

Čo (ne)viete o diaľniciach vo vzťahu k životnému prostrediu

Problematika riešenia vplyvov diaľnic na životné prostredie je beh na dlhú trať. Nahliadnime spolu do postupov Národnej diaľničnej spoločnosti, a. s., pri eliminácii negatívnych vplyvov stavby na jednotlivé zložky životného prostredia a do procesu predinvestičnej a investičnej prípravy diaľnic, ktoré predchádzajú realizácii stavby.

Než sa stanovia kompenzačné opatrenia, treba vykonať rad krokov vyplývajúcich z legislatívy procesu investičnej prípravy, ktorý je zrejmý z nasledujúcej schémy:

Schéma prípravy stavieb

Technická štúdia
(TP 03/2006 – Dokumentácia stavieb ciest)

Proces EIA
(zákon č. 24/2006 Z. z. o posudzovaní vplyvov na životné prostredie a o zmene a doplnení niektorých zákonov)

I. etapa EIA – **Zámer**
(zasiela sa na MŽP SR, ktoré ho zašle na pripomienkovanie príslušným orgánom štátnej správy a samosprávy)
Na základe stanovísk vydáva MŽP
rozsah hodnotenia

II. etapa EIA
– **Správa o hodnotení vplyvov na ŽP**
(zasiela sa na MŽP SR, ktoré ho zašle na pripomienkovanie príslušným orgánom štátnej správy a samosprávy
→ verejné prekovania)

Posudok a návrh záverečného stanoviska
(spracovateľa stanovuje MŽP SR)

Záverečné stanovisko
(vydáva MŽP SR)

Zhotovitelia jednotlivých projektových dokumentácií vzídu z procesu verejného obstarávania.

Touto schémou sa beh na dlhú trať z pohľadu životného prostredia nekončí. V jednotlivých stupňoch technických dokumentácií – Dokumentácia na územné rozhodnutie a Dokumentácia na stavebné povolenie – sa vypracúvajú projekty monitoringu. Tie stanovujú, ktoré zložky životného prostredia bude potrebné sledovať vo fázach pred výstavbou, počas výstavby a po spustení stavby do prevádzky.

Predmetom monitoringu sú tieto zložky životného prostredia: hluk, vibrácie, imisie (ovzdušie), vody (povrchové, podzemné, minerálne, odpadové), pôda, geologické faktory a biota (fauna, flóra).

Protihlukové opatrenia

Už v priebehu projektovej prípravy – počnúc TŠ, DÚR, DSP – sa na základe prognózy dopravy vypracúvajú hlukové a rozptylové štúdie. Na základe ich záverov sa navrhujú primárne (protihlukové steny (PH) steny) alebo sekundárne opatrenia (výmena okien, resp. úprava fasád domov).

Pre zaujímavosť uvádzame, že na diaľničnom úseku diaľnice D1 Bratislava, Viedenská cesta – Prístavný most sa na priľahlej zástavbe panelových domov vymenilo 1 632 okien a vybudovalo 4 365 m PH stien a na vozovku sa položil tzv. drenážny asfaltový koberec.

Podobne je to aj na diaľničnom úseku D1 Sverepec – Vrtižer, kde okrem 8 540 m PH stien bude vymenených 1 725 okien a 145 balkónových dvier. Uvedením diaľnice do prevádzky a po ukončení jednoročného monitoringu počas prevádzky sa vyhodnotí vplyv diaľnice na hluk. Na základe zistených výsledkov sa rozhodne, či bude potrebné pristúpiť k ďalším sekundárnym opatreniam (výmenám okien).

Na 388,9 km prevádzkovaných diaľnic je vybudovaných 27,41 km PH stien rôznych výšok a materiálov.

Na pripravovaných 315,1 km diaľnic je navrhovaných 84,64 km PH stien rôznych výšok a materiálov.

Kanalizácia

Jedným z ďalších kompenzačných opatrení na ochranu povrchových a podzemných vôd je budovanie kanalizácie.



Oplotenie D1 Ivachnová – Važec

Na 388,9 km prevádzkovaných diaľnic je vybudovaných 331,04 km kanalizácie.

Pri pripravovaných úsekoch diaľnic počítame s odkanalizovaním celých úsekov.

Fauna

Jedným zo spôsobov eliminácie stretov so zverou je opätovné budovanie oplotenia, čo sa pri novobudovaných úsekoch diaľnic realizuje. Jednou z ďalších možností je aj upozorňovanie na možnosť stretu so zverou dopravnými značkami, prípadne osadzovanie na smerové stĺpiky tzv. pohyblivých plotov – plašičov zveri, vytvorených systémom odrazových zrkadiel, resp. pachových plotov realizovaných chemickým postrekom (tie sa u nás ešte nerealizovali vzhľadom na to, že



Protihluková stena D1 Viedenská cesta – Prístavný most

ide o chemické látky, ktoré by mohli sekundárne ovplyvniť kvalitu vôd). Osádzaním plašičov zveri sa v najfrekventovanejších úsekoch znížili kolízie až o 70 %.

Na 388,9 km prevádzkovaných diaľnic je vybudovaných 326,06 km oplotenia a na 135,3 km sú osadené plašiče zveri.

Ďalším opatrením je budovanie nadchodov a podchodov pre zver. Tieto objekty sa budujú ako súčasť diaľnice na miestach, kde je sledovaný biokoridor zveri, pre ktorú sa diaľnica stáva prekážkou. K prirodzenému presunu zveri popod diaľnicu slúžia aj mostné objekty, čomu pomáha aj konfigurácia terénu. Tam, kde to nie je možné, sa budujú objekty, ktorých prostredníctvom môže zver prejsť buď nadchodom, tzv. ekoduktom, alebo podchodom (priepustom a pod.).

Na prevádzkovaných 388,9 km diaľnic slúžia na prechod zveri hlavne mostné objekty, 2 ekodukty a 5 priepustov upravených lávkami na prechod vydry (oblasť Liptova).



Dopravná značka Pozor, vydra!

Projekt Zelený most na diaľnici D2

Zachovaniu biodiverzity živočíšnych druhov a zachovaniu jeho genetickej čistoty majú pomôcť aj pripravované projekty v rámci EÚ, projektová spolupráca medzi Slovenskom a Rakúskom na obdobie rokov 2007 – 2013, keď by mal byť projekčne pripravený projekt Zelený most na diaľnici D2 (ekodukt – Moravský sv. Ján). Cieľom projektu je oživenie pohraničného regiónu a zachovanie migračného koridoru zveri v rámci Alpsko-karpatského koridoru.

Kompenzačné opatrenia v praxi

Transfer sysľa pasienkového

Syseľ pasienkový je chránený živočích európskeho významu s vysokou spoločenskou hodnotou. V rámci kompenzačných opatrení bola úspešne premiestnená kolónia 39 sysľov z priestoru zabraného výstavbou diaľnice D1 Jablonov – Studenec do náhradného biotopu.

Zaujímavé je, že zver bola geneticky vyšetrená pomocou odberu vzorky z tkaniva ušnice na analýzu DNA. Vzorky poslúžia na budúce posúdenie úspešnosti prenosu a identifikáciu jedincov, prípadne ich potomstva.

Opatrenia pre vydru riečnu

Ďalšie opatrenia sa vykonali pre vydru riečnu, ktorej výskyt v danej lokalite je ohrozený blízkosťou diaľnice D1 v úseku Ivachnová – Važec.

Diaľnica bola v spolupráci so Správou TANAP-u oplotená v lokalite potokov Ľanovka a Jamníček asi 1 200 m v roku 1997, v roku 2002 aj v lokalite Liptovská Mara, a to 900 m po oboch stranách diaľnice.

Je zaujímavé, že pred samotným oplotením diaľnice v mieste výskytu vydry bola osadená v roku 1996 dopravná značka POZOR, VYDRA!, ktorá sa stala medzinárodnou raritou. Po výstavbe oplotenia a úpravách priepustov pre vydry značka stratila význam a bola odstránená. Medzi ďalšie opatrenia patria úpravy rúrových priepustov v lokalite


Ekodukt D1 Mengusovce – Jánovce

Liptovskej Mary, Bešeňovej a na potoku Jamníček a úpravy piatich 5 podchodov, ktoré boli pre vydru nepriechodné, vybudovaním lávok. Vydra riečna nemôže na prechod využiť klasické priepusty pod diaľnicou, pretože voda vypĺňa celý priestor medzi podperami, kým vydra sa v tomto prípade presúva po suchom podklade. Preto boli priepusty sprechodnené vybudovaním lávok.

Revitalizácia biotopu Krasniansky Luh

Za zabratie biotopu európskeho a národného významu – jaseňovo-jelšových podhorských lužných lesov – v katastrálnom území Strážov (výmera 3,8 ha), potrebného na výstavbu diaľnice D1 v úseku Hričovské Podhradie – Žilina, Strážov, Národná diaľničná spoločnosť, a. s., vykonala revitalizačné opatrenie prírodnej pamiatky Krasniansky Luh (výmera 12,14 ha), kde platí 5. stupeň ochrany podľa zákona.

Opatrenia zahrnuli výrub nežiaducich nepôvodných drevín a krov, odvoz nelegálnych skládok odpadu, zalesnenie plochy a jej obhospodarovanie počas 7 rokov. Cieľom úspešnej revitalizácie bolo založenie lesného porastu, zodpovedajúceho stanovištným podmienkam.

Len pre zaujímavosť, v rámci revitalizácie daného územia bolo nariadené odstránenie a odvoz nelegálnych skládok odpadu, ktorý predstavoval na tomto území prírodnej pamiatky neuveriteľných 20 ton!

To je len niekoľko príkladov, ktoré sú a budú realizované pri výstavbe diaľnic na elimináciu negatívnych vplyvov na životné prostredie.

Ing. Daniela Okuliarová a Mgr. Barbora Bimbová
oddelenie predinvestičnej prípravy diaľnic
Národná diaľničná spoločnosť, a. s.

NÁRODNÁ DIAĽNIČNÁ SPOLOČNOSŤ

Vojtech Šmátrala – Peter Ďuriš – Vladimír Jančiga





Mosty na rýchlostných komunikáciách
Bridges on Motorways

Sieť rýchlostných komunikácií je napojená na diaľničnú sieť Slovenska a vytvára dopravné tepny medzi západným a východným Slovenskom. Tranzitná časť diaľnice D2 zabezpečuje prepojenie s Českou republikou a Maďarskom, D4 s Rakúskom, pričom plánovaná časť D4 bude perspektívne tvoriť nultý okruh okolo Bratislavy. Na tento dopravný uzol sa napojí rýchlostná komunikácia s označením R7, trasovaná južnou časťou krajiny, ktorá s nadväzujúcou komunikáciou R2 prepojí východnú a západnú časť Slovenska. Rýchlostná komunikácia s označením R1 sa napája na diaľnicu D1 pri Trnave a predstavuje druhú vetvu prepájajúcu stredné regióny Slovenska. V pláne rozvoja cestnej infraštruktúry sa počíta s postupným vybudovaním viacerých vetiev rýchlostných komunikácií, ktoré prepoja sever a juh krajiny, zabezpečujúce rýchle spojenie severnej časti diaľnice D1 s Maďarskom. Príspevok približuje výstavbu rozpracovaných úsekov rýchlostných komunikácií R1 a R2 vedených regiónmi stredného Slovenska.

Network of motorways is linked to highway network of Slovakia creating traffic arteries between western and eastern Slovakia. Transit part of the highway D2 provides for interconnection with the Czech Republic and Hungary, D4 to Austria, while scheduled part D4 will create zero circuit around Bratislava in perspective. The motorway R7 routed through southern part of the country will be connected to this traffic node, interconnecting eastern and western parts of the country together with follow-up road R2. Motorway indicated as R1 is connected to the highway D1 at Trnava, representing second branch interconnecting central regions of Slovakia. Plan of traffic infrastructure development considers gradual construction of several branches of motorways creating north-south interconnection of the country providing for fast connection of northern part of the highway D1 with Hungary. Following papers clarify the construction of sections of motorways R1 and R2 under construction routed through regions of Central Slovakia.

Most nad štátnou cestou I/76, železničnou traťou a riekou Hron na úseku R1 Hronský Beňadik – Nová Baňa

Najväčší mostný objekt na úseku R1 Hronský Beňadik – Nová Baňa sa nachádza na jeho začiatku a premosťuje spoločne všetky tri prekážky – cestu I/76 Levice – Nová Baňa, trať ŽSR Zvolen – Nové Zámky a rieku Hron.

Nosnú konštrukciu mosta tvorí osempoľový spojitý nosník komôrkového prierezu konštantnej výšky so šikmými trámami. Rozpätia vnútorných polí mosta sa pohybujú od 48,5 do 51,5 m, krajné polia majú 38 a 35 m. Rozličné rozpätia polí súvisia so šikmým premostením viacerých prekážok (rieka, železnica, cesta, potok).

Založenie

Piliere č. 0, 1 a 8 sú založené na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 220 mm, zvyšné piliere č. 2 až 7 sú založené iba plošne. Základové škáry pilierov č. 0 ľavá, č. 2 až 7 sú pod hladinou spodnej vody. Na čerpanie vody sa museli v týchto stavebných jamách zriadiť čerpacie studne. Opora č. 0 ľavá je založená v otvorenej stavebnej jame, č. 0 pravá sa realizovala z násypu križovatky v rámci budovania susediaceho objektu. Výkopy na založenie pilierov č. 1 až 3 sa museli staticky zabezpečiť štetovnicovými stenami, čím sa zároveň obmedzil prítok vody do stavebnej jamy. Piliere č. 4 a 5 sa zakladali z umelo vytvorených polostrovov v toku rieky Hron a ich realizácia bola najproblematickejšia. Stavebné jamy sa ochránili štetovnicovými stenami so štyrmi rozpernými rámami. Keďže dno stavebných jám sa z dôvodu nebezpečenstva prelomenia základovej škáry situovalo až do tufitických hornín, bolo veľmi namáhavé dosiahnuť požadovanú hĺbku zabaranenia štetovníc. Vysoký bol aj prítok vody do stavebných jám, preto sa podkladové betóny museli betónovať pod hladinou spodnej vody.

Podobné problémy so zakladaním pod ochranou štetovnicových stien s potrebou rozperných rámov boli aj pri pilieroch č. 6 a 7, opora č. 8 sa zakladala z násypu cestného telesa.

Bridge over the state road No. I/76, railway track and Hron river in the section R1 Hronský Beňadik – Nová Baňa

The largest bridge structure in the section R1 Hronský Beňadik – Nová Baňa is located at its beginning bridging jointly all three barriers: road I/76 Levice – Nová Baňa, railway track Zvolen – Nové Zámky and river of Hron.

The bridge superstructure consists of eight-span continuous girder of box cross-section and constant height with inclined beams. Internal spans range form 48.5 m to 51.5 m while extreme spans do from 38 m to 35 m. Various bridge spans relate to inclined bridging of several barriers (river, railway, road, brook).

Founding

Piers No. 0, No. 1 and No. 8 are founded on the large-diameter piles of ∅ 1 200 mm, remaining piers No. 2 to No. 7 are founded only on spread foundations. Foundation base of the piers No. 0 left-hand, No. 2 to No. 7 is under the ground water level. It was necessary to establish pumping wells in these foundation pits to pump water.

Abutment No. 0 left-hand is founded in open foundation pit, abutment No. 0 right-hand were implemented from the embankment of the crossing within constructing of the neighboring structure. Foundation pits for piers No. 1, No. 2 and No. 3 had to be statically secured using sheet-pile walls restricting, at the same time, inflow of water into foundation pits.

Piers No. 4 and No. 5 were founded from artificially created peninsulas in the stream of the Hron river and their implementation was most difficult one. Foundation pits were protected with sheet-pile walls with four expanding frames. As the bottom of foundation pits was situated down to tuffaceous bedrocks due to danger of breaking the foundation base, it was very exhausting to achieve required driving depth of the piling sheets. Water inflow into foundation pits was also high forcing us to concrete the bed under the level of ground water.

Vojtech Šmátrala, Doprastav, a. s., závod Mlynské Nivy, Mlynské Nivy 70, 826 38 Bratislava, tel.: +421 907 801814, e-mail: vojtech.smatrala@doprastav.sk
Ing. Peter Ďuriš, Doprastav, a. s., závod Mlynské Nivy, Mlynské Nivy 70, 826 38 Bratislava, tel.: +421 908 752187, e-mail: peter.duris@doprastav.sk
Ing. Vladimír Jančiga, Doprastav, a. s., závod Mlynské Nivy, Mlynské Nivy 70, 826 38 Bratislava, tel.: +421 907 801807, e-mail: vladimir.janciga@doprastav.sk



Pohľad na most z brehu rieky
View of the bridge from riverside



Premostenie cesty a železničnej trate
View of the bridging of road and railway

Spodná stavba – piliere a opory

Na driek krajnej opory č. 0 nadväzuje dvojica železobetónových krídel stenového typu. Oporu č. 8 tvorí železobetónový úložný prah s dvojicou krídel uholníkového tvaru. Piliere č. 1, 2, 3, 6 a 7 majú štvorcové základové pätky s rozmermi 8,8 × 8,8 × 2,5 m, z vodostavebného betónu C 25/30. Piliere majú hlavice s kalichovitým tvarom, s kruhovým driekom strednej časti a výraznou nikou uprostred. Piliere č. 4 a 5 majú z hydraulických dôvodov základ pravého a ľavého mosta prepojený železobetónovou stenou z betónu C 25/30 s kamenným obkladom, vzájomne oddilatovanú. Na obklad sa použilo riadkové kamenné murivo z ryolitu (vyvretá hornina I. triedy). Kalichovitý tvar je spoločným znakom vrchnej časti všetkých pilierov zrealizovaných z betónu C 30/37.

Nosná konštrukcia mosta

Nosná konštrukcia je vybetónovaná z betónu C 30/37, použila sa betonárska výstuž kategórie 10 505 (R). Predpínaciu výstuž tvoria 12-lanové káble, zostavené zo stabilizovaných lán Ls 15,5/1 800 MPa. Pole č. 4 až 5 mosta sa budovalo metódou letmej betonáže, ostatné sa realizovali na pevnej skruži typu PIŽMO. Použitím technológie letmej dvojetapovej betonáže (spodná doska s trámami – horná doska), ktorú vyvinula firma Doprastav, a. s., sa obmedzil zásah do koryta rieky Hron iba na vybudovanie dvoch polostrovov. Tie poslúžili na založenie mosta, vybudovanie spodnej stavby aj štartovacích zárodkov nosnej konštrukcie pre technológiu a montáž vozíkov letmej betonáže. Vybudovaním polostrovov v rieke sa pri stavbe muselo riešiť jej zabezpečenie proti zvýšeným prietokom, čo však nespôsobilo škody väčšieho rozsahu a neohrozil sa ani termín výstavby mosta.

Príslušenstvo mosta

Vozovkové súvrstvie tvorí izolácia z natavených asfaltovaných pásov, s ochranou modifikovaným asfaltovým betónom ABS v hrúbke 50 mm a vozovkovým krytom z AKMS s hrúbkou 40 mm. Odvodnenie mosta je riešené liatinovými odvodňovačmi umiestnenými na mostovke v blízkosti rímsy. Odvodňovače sú napojené na zberné odvodňovacie potrubie s izolačnou výstelkou, osadené na výsuvnej stoličke, ktorá sa nachádza na podlahe komôrky mosta.

Zaťaženie nosnej konštrukcie sa do spodnej stavby prenáša prostredníctvom hrncových ložísk, na krajných oporách sú osadené dilatačné nožnicové mostné závery typu 3W – 240 N. Horizontálna časť ríms na oboch mostoch je monolitická, vonkajšie rímsy sú vybavené prefabrikovaným nosom vyrobeným z prevzdušneného betónu C 30/37. Bezpečnostné záchytné zariadenie mosta tvorí zábradľové zvodidlo typu NH4 s vodorovnou výplňou na vonkajšej rímse a jednoduché zvodidlo typu NH4 na vnútornej rímse mostov.

Similar foundating problems under protection of sheet-pile walls with the necessity of expanding frames occurred also with piers No. 6 and No. 7 while abutment No. 8 was founded from the road embankment.

Substructure

A couple of reinforced-concrete wing walls make contact with the shaft of extreme abutment No. 8. Abutment No. 8 consists of reinforced-concrete supporting sill with the couple of wing walls of angle shape.

Piers No. 1, No. 2, No. 3, No. 6 and No. 7 have square pad footings of dimensions 8.8 × 8.8 × 2.5 m made of waterproof concrete C 25/30. Piers have tambour-shape caps with circular shaft of middle part and with pronounced niche in the centre.

Due to hydraulic reasons, piers No. 4 and No. 5 have the foundation of right-hand and left-hand bridges interconnected by the reinforced-concrete wall made of concrete C 25/30 with stone lining, mutually dilated. Coursed stones of so called rhyolite (eruptive rock of the 1st class) were used for the lining. Upper part of piers of tambour shape is common for all piers, made of concrete C 30/37.

Superstructure of the bridge

The superstructure has been concreted of concrete C 30/37, while concrete reinforcement of the class 10 505 (R) was used and prestressing reinforcement consists of twelve-rope cables 12 ∅ Ls 15,5/1800 MPa.

Spans No. 4 and No. 5 of the bridge were built using cantilever method of concreting, other spans were built on the fix centering Pižmo. Due to usage of two-stage cantilever method of concreting (lower slab with girders – upper slab) developed by the company Doprastav, a. s., an intervention into river bed of Hron was limited to building of two peninsulas serving to found the bridge, to construction of the substructure as well as start nuclei of superstructure for the technology and assembly of cantilever concreting trolleys. Because of building peninsulas in the river, the construction had to solve its securing against increased flow rates which however neither made major damages nor threats the schedule of bridge construction.

Accessory

Pavement set of layers is composed of insulation of fused-on asphalt bands with protection by the modified asphalt concrete ABS of thickness 50 mm and pavement cover course of AKMS of thickness 40 mm.

Záver
Vybudovať mostný objekt križujúci naraz niekoľko významných komunikačných tepien a prekážok (rieka, cesta, železnica) v šikmom uhle spôsobovalo dodávateľskej firme Doprastav veľa technických i organizačných problémov, finálne efektné inžinierske dielo však svedčí o ich profesionálnom zvládnutí.

Most nad železničnou traťou a údolím na R2 Ožďany – preložka
Ide o najväčší mostný objekt na budovanom úseku rýchlostnej cesty R2 Ožďany – preložka, ktorý premosťuje hlboké údolie a trať ŽSR Poltár – Rimavská Sobota. Je to pravý most budúcej štvorpruhovej rýchlostnej komunikácie.

Zo statického hľadiska ide o spojitú šesťpoľovú nosnú konštrukciu zloženú z dvoch dilatačných celkov. Prvý dilatačný celok má uzavretý jednokomorový prierez so zvislými trámami a premennou výškou. Rozpätie stredových polí je 87,5 m, krajných polí 52,5 m. Druhý dilatačný celok tvorí jednopoľový most, zložený z tyčových predpätých mostných prefabrikátov dĺžky 27 m. Dodávateľom objektu bol Doprastav, a. s., závod Mlynské Nivy, Bratislava. Objekt sa dokončil a odovzdal do prevádzky v roku 2006.

Založenie
Piliere mosta č. 7 a 6 spolu s oporou č. 1 sú založené na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm a dĺžkou 12 m, piliere č. 2, 3 a 5 na pilótach dlhých 15 m a pilier č. 4 na pilótach s dĺžkou 18 m. Pilóty sú navrhnuté ako plávajúce z betónu C 25/30 XF3 a vystužili oceľovým armokošom z ocele 10 505 (R). Pri všetkých pilieroch sú pevne votknuté do základovej dosky s výnimkou opory č. 1, kde sa votkli priamo do úložného prahu opory. Základové dosky medziľahlých pilierov majú štvorcový tvar, hrúbku 2,5 m a okrem piliera č. 6 sa vybudovali v otvorených stavebných jamách. Pri výstavbe piliera č. 6 mala byť stavebná jama podľa projektovej dokumentácie chránená štetovnicovými stenami dlhými 12 a 15 m. Vyskytli sa však problémy so založením, pretože pilier sa nachádzal v prudko zvažujúcom sa a ťažko dostupnom svahu. Geologické pomery v danom mieste (výskyt tvrdého neogénu) znemožnili aj realizáciu štetovnicového ohradenia, preto sa musela nahradiť postupným odkopávaním svahu po terasách a ich klincovaním so striekanou omietkou.

Spodná stavba – piliere a opory
Medziľahlé piliere sú pomerne štíhle a vysoké od 15,4 do 23 m. Driek pilierov tvorí uzavretý dvojkomôrkový prierez. Pracovné zábery drieku sú dlhé 5 m a budovali sa pomocou prekladaného debnenia DOKA. Drieky pilierov sú ukončené hlavicou – úložným prahom plného obdĺžnikového prierezu. Do úložných prahov sa osadilo 6 kusov pevnostných ťahových tyčí Dywidag s priemerom 36 mm, ktoré pomocou 8 stabilizujúcich tlakových lisov s nosnosťou 200 ton zabezpečili montážnu stabilizáciu vahadla. Stabilita sa pomocou tyčí a lisov zabezpečovala až do vysunutia vozíkov do pozície na betonáž tretieho páru lamiel. Keď sa z nadpodperového priečnika odstránili tyče a stabilizačné tlakové lisy, stabilizáciu vahadla na seba prebrali vybudované stabilizačné veže.



Zakladanie mosta
Foundation of the bridge

Drainage of the bridge has been solved through cast-iron drainers of a type located on the bridge deck in vicinity of the cornice. Drainers are connected to draining pipe with insulation clad located in the bridge box and fitted on the extensible bench placed on the floor of the bridge box.

Load of superstructure is transferred into substructure through pot bearings. Scissor-type expansion joints of type 3W–240N are fitted on the extreme abutments.

Horizontal section of cornices on both bridges is monolithic one, external cornices are equipped with prefab dripstone made of aerated concrete C 30/37.

Safety catching device of the bridge is composed of handrail crash barrier of type NH4 with horizontal panel filling on the external cornice and simple crash barrier of type NH4 on the inner bridge cornice.

Conclusion
To construct the bridge structure crossing in oblique angle several significant traffic arteries and barriers at one jump (river, road, railway track) caused many technical as well organizational problems to the contractor's company Doprastav however final spectacular engineering work bears testimony on their professional handling.

Bridge over the railway track and the valley on the section R2 "Ožďany – relocation"
The matter is in the largest bridge structure on the section R2 "Ožďany – relocation" under construction bridging the deep valley and the railway track Poltár – Rimavská Sobota. The matter is in right-hand bridge of the future four-lane motorway.

In terms of statics the matter is in continuous six-span bridge structure composed of two dilatation units. First dilatation unit has closed single-box cross-section with vertical girders and variable height. Middle spans are 87.2 m, extreme ones 52.2 m. Other dilatation unit is composed of single-span bridge consisting of bar pre-stressed bridge prefabs of length 27 m.

Contractor of the structure was the company Doprastav, a. s., Plant Bratislava – Mlynské Nivy. The structure was completed and put in service in 2006.

Founding
Bridge piers No. 7 and No. 6 together with abutment No. 1 are founded on large-diameter piles of ∅ 1200 mm and length 12 m, piers No. 2, No. 3 and No. 5 on piles of length 15 m while pier No. 4 on that of length 18 m. Piles have been designed as floating ones of concrete C 25/30 XF3 and reinforced with reinforcement cage of steel 10 505 (R).

With all piers they are firmly restrained into the base slab except these with abutment No. 1 where they are restrained directly in supporting sill of the abutment. Base slabs of intermediate piers are of square shape and thickness 2.5 m, being constructed, save the pier No. 6, in open foundation pits. Foundation problems occurred during construction of the pier No. 6 as according to design documentation the foundation pit should be protected by sheet-pile walls of length 12 m and 15 m because this pier is located on the heavily descending and hard-to-access slope. However, the geologic conditions of site in question (occurrence of hard Neocene) excluded to implement the sheet-pile cofferdam and it has to be replaced with gradual slope cutting by bench terraces and its nailing with shotcrete mortar.

Substructure – piers and abutments
Intermediate piers are relatively slender and tall from 15.5 m to 23 m. Pier shaft consists of closed double-box cross-section. working strokes of the shaft are long 5 m being constructed using re-handled formwork DOKA. Pier shafts are terminated with the cap – a supporting sill of solid rectangular cross-section. Eight structural tension bars Dywidag 6 × ∅ 36 mm were fitted in supporting sills providing for



Vahadlo počas výstavby
Rocking arm during construction



Most pred dokončením
Bridge before completion

Za oboma krajnými oporami sa nachádzajú krídla tvorené betónovou zvislou monolitickou stenou, ktorá sa do násypového telesa kotví geosyntetickou výstužou. Na rubovej strane betónových krídel sú zabetónované zavádzacie pásy geomreže na vzdialenosť minimálne 600 mm. Výška uložených zavádzacích pásov sa zhoduje s výškou sypaných zhutňovaných vrstiev zemného telesa za oporami mosta.

Nosná konštrukcia mosta

Zárodky nosnej konštrukcie a monolitické časti sa budovali na podpernej skruži. Vahadlo z lamiel sa stavalo dvojetapovou letmou betonážou pomocou technológie malých betónovacích vozíkov, vyvinutých firmou Doprastav. Vzhľadom na veľkú hmotnosť sa prvé tri páry lamiel betónovali v troch etapách. Pomocou betónovacích vozíkov sa tiež zmonolitnili jednotlivé vahadlá smerom od pevného ložiska ku krajným oporám.

Pozdĺžne súdržné predpätie monoliticky budovanej nosnej konštrukcie tvoria 13-lanové káble, zostabené zo stabilizovaných lán Ls 15,5/1 800 MPa. Nosná konštrukcia je navrhnutá z betónu C 35/45 XF3. Nosná konštrukcia druhého dilatačného celku, premosťujúca trať ŽSR, je z vopred predpätých prefabrikovaných tyčových mostných nosníkov typu DPS I-96 vysokých 1,25 m. V poliach s rozpätím 26 m sa na dané šírkové usporiadanie navrhlo 10 nosníkov zmonolitnených železobetónovou monolitickou doskou s hrúbkou 230 mm z betónu C 30/37 XF2.

Príslušenstvo mosta

Vozovkové súvrstvie tvorí izolácia z natavovaných asfaltových pásov hrubých 5 mm s ochranou izolácie ABS I s hrúbkou 45 mm a obrusnou vrstvou AKMH v hrúbke 40 mm. Na oporách č. 1, 6 a 7 sa osadili dilatačné mostné nožnicové závery typu 3W. Prenos zvislého zaťaženia zabezpečujú hrncové ložiská. Odvodnenie mosta sa riešilo pomocou liatinových odvodňovačov a zberné potrubie z polyetylénu vedie v komôrke mosta. Potrubie je v komôrke mosta zavesené do stropu a za oporou č. 1 sa zaústilo do cestnej kanalizácie. Po oboch stranách mosta sú železobetónové monolitické rímsy z betónu C 30/37 XF4. Pravostranný revízny chodník je ohraničený zvodidlom a segmentovým zábradlím s výplňou, na ľavej rímse je zábradľové zvodidlo.

Záver

Most sa nachádza v ťažko prístupnom teréne, čo v štádiu začatia výstavby výrazne skomplikovalo zakladanie pilierov v strmom teréne, prísun materiálu, a najmä technických zariadení na miesto ich nasadenia. Vybudovanie žeriavových dráh pri pilieroch s prístupovými cestami k jednotlivým pracoviskám si vyžadovalo také priestorové nároky, že investorom poskytnutá plocha v šírke 5,0 m od obrysu mosta vonkoncom nevyhovovala daným podmienkam a bezpečnosti.

assembly stabilization of the rocking arm using stabilization pressure presses of capacity 200 ton. Stability using the bars and presses was secured up to rejection of trolleys in the concreting position of the third couple of lamellas when the bars were removed from the over-support crossbar and the stabilization of the rocking arm was taken over by the built stabilization towers.

Behind both extreme abutments there are wings composed of concrete vertical monolithic wall anchored by synthetic geofabric reinforcement in the embankment body. Introduction bands of geogrid of free length of at the least 600 mm are concreted on the back face of the concrete wing walls. Position of introduction bands in height is identical with number of filled compacted layers of the formation (earth body) behind the bridge abutments.

Superstructure of the bridge

Nuclei of the superstructure and monolithic parts were built on the supporting centering. Construction of the rocking arm from lamellas was performed by two-stage cantilever method of concreting using the technology of small "concreting trolleys" developed by the company Doprastav. Due to their high weight, first three pairs of lamellas were concreted in three stages. The monolithing of separate rocking arms was done using concreting trolleys in direction from the fix bearing to the extreme abutments.

Longitudinal cohesive pre-stressing of the superstructure built as a monolith is ensured by 13-rope cables 13 ∅ Ls 15,5/1 800 MPa. Concrete of the superstructure was designed as C35/45-XF3. The superstructure of the second expansion unit, bridging the railway track, is made of prefab bar bridge girders post-tensioned of type DPS I-96 of height 1.25 m. For given width arrangement in the 26 m spans there were designed 10 girders, monolithed using reinforced-concrete monolithic slab of thickness 230 mm made of concrete C 30/37-XF2.

Accessory

Pavement set of layers is composed of insulation of fused-on asphalt bands of thickness 5 mm with the insulation protection ABS I of thickness 45 mm and wearing course AKMH of thickness 40 mm.

Scissor-type expansion joints of type 3W are fitted on the abutments No. 1, No. 6 and No. 7. Transfer of vertical load is ensured by the pot bearings.

Drainage of the bridge has been solved through cast-iron drainers while collection pipe of polyethylene is led in the bridge box. Pipe is hanged on the ceiling of the bridge box, being mouthed into road sewer after the abutment No. 1.

Reinforced-concrete monolithic cornices are on both sides of the bridge made of concrete C 30/37-XF4. Right-hand inspection foot



Pohľad na most z Rimavskej Soboty
View of the bridge from Rimavská Sobota

Napriek všetkým komplikáciám počas výstavby tohto objektu, ale aj celého úseku stavby R2 Ožďany – preložka sa stavba ukončila v plánovanom termíne a vyriešilo sa dovtedy mimoriadne komplikované vedenie dopravy v obci Ožďany.

Literatúra
[1] Brtáň, S.: Technická správa k objektu 205-00 (2003).
[2] Brliť, F.: Stabilizácia zárodku a lamely L2 – technická správa (09/2005).
[3] Brliť, F.: Príloha 1Z – technická správa (09/2005) – zmeny PD oproti DRS.

path is limited by the crash barrier and segment panelled handrail, on the left-hand side there is a handrail crash barrier.

Conclusion

The bridge is located in hard-to-access terrain considerably complicating the foundation of the piers in such steep slope in the starting stage of construction, delivery of all materials an mainly equipment to the site of its deployment. Constructing crane tracks at the piers along with access roads to separate workplaces required such spatial demands that the area provided by the employer of width 5.0 m from the bridge contour by far does not satisfy the given safety conditions.

However it can be stated with pleasure that despite all complications during construction of this structure as well as entire section of R2 Ožďany – Relocation the construction was finished in scheduled term solving hereby then extremely complicated lead of the traffic in the municipality of Ožďany.

References
[1] Brtáň, S.: Technical report on the structure 205-00 (2003).
[2] Brliť, F.: Stabilization of the nucleus and lamella L2 – Technical report (09/2005).
[3] Brliť, F.: Annex 1Z – Technical report (09/2005) – Amendments of design documentation against DRS.

JAGA

INFORMÁCIE PRE **PROFESIONÁLOV**

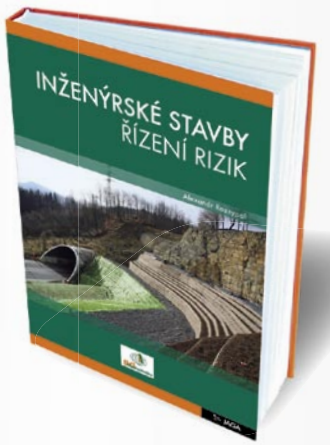
INŽENÝRSKE STAVBY
ŘÍZENÍ RIZIK

Alexandr Rozsypal

Publikácia definuje riziko ako pravdepodobnosť vzniku nežiaduceho javu počas prípravy, realizácie a prevádzkovania inžinierskych stavieb. Riziko, jeho identifikácia a riadenie pri realizácii veľkých inžinierskych, ale aj iných stavieb je v súčasnosti veľmi frekventovanou témou. Absencia schopnosti včas riziko identifikovať a nájsť cestu k jeho zníženiu, znášaniu a financovaniu je jednou z prekážok pri zvyšovaní efektivity a kvality v stavebníctve.

2008, 176 strán, 21 × 29,7 cm, český jazyk

Predajná cena v SR: 13,24 €
Predajná cena v ČR: 399,00 Kč





Objednávky v SR:
Kníhkupectvo JAGA
budova Stavebnej fakulty STU, Ul. Imricha Karvaša 2, Bratislava
pošt. adresa: **JAGA GROUP, s. r. o., P. O. Box 61, 810 05 Bratislava 15**
tel.: **02/529 259 89,** fax: **02/502 002 10**
e-mail: **knihkupectvo@jaga.sk,** web: **www.svetknih.sk**

Objednávky v ČR:
pošt. adresa: **JAGA MEDIA, s. r. o.**
Pražská 1279/18, 102 00 Praha 10
tel.: **267 219 346,** fax: **267 219 347**
e-mail: **distrib@jagamedia.cz,** web: **www.jagamedia.cz**

INZERCIA

PROJSTAR
PK s.r.o.

PROJSTAR - PK s.r.o., Nad ostrovom 1
841 04 Bratislava, Slovak Republic
Tel./Fax: 00421 2 65422432,
e-mail: projstar-pk@stonline.sk
www.projstar-pk.sk



- **PROJSTAR CH**
  PT systems for external and internal prestressing
- **PROJSTAR PSS**
  Elastomagnetic stress monitoring systems for: stay cables, external and internal tendons, and ground anchors
- **Prestressing jobs**
- **Design of PT**
- **PT equipments**
  Representative of fy. PAULL



Monitoring of stay cable forces



PROJSTAR CH PT system + PROJSTAR PSS Elastomagnetic force monitoring systems for external tendons

Marián Mydlo – Jozef Sikora





Mostný objekt Estakáda na D3 nad svahom pozdĺž cesty I/18 – zakladanie a geotechnika

Bridge Object "Viaduct on D3 Over the Slope Along the Road I/18" – Foundation, Geotechnics

Diaľnica D3 v úseku Hričovské Podhradie – Kysucké Nové Mesto je súčasťou prioritného diaľničného ťahu D1 – D3 na trase Bratislava – Trenčín – Žilina – Skalité s napojením na Poľsko a s odbočením na Českú republiku.

Motorway D3 in section Hričovské Podhradie – Kysucké Nové Mesto is part of the priority route D1-D3 Bratislava – Trenčín – Žilina – Skalité with connection to Poland and a diversion to the Czech Republic.



Obr. 1 Náročné územie pred Žilinou
Fig. 1 Challenging area before Žilina

Všeobecné informácie o stavbe

Stavba diaľnice D3 Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov) v celkovej dĺžke asi 10 km má na svojom úseku 4 787 m mostov s plochou 72 000 m^2 a 1 859 m oporných a zárubných múrov. Diaľnica D3 v úseku Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov) opúšťa priestor charakteristický pre diaľnicu D1, a to inundáciu Váhu, a prechádza ponad železničnú trať Žilina – Bratislava a štátnu cestu I/18 Žilina – Bratislava do oblasti pahorkatín a ďalej do veľmi prudkého a zvažujúceho sa územia pred Žilinou v tesnej blízkosti štátnej cesty I/18 Žilina – Bratislava, železničnej trate, kanalizačného zberača a priehrady Hričov (*obr. 1*).

Opis jednotlivých objektov

Uvedený úsek tvoria tri hlavné objekty mostnej estakády, zárubného múra a oporných múrov. Ako prvý objekt sa realizoval zárubný múr. Rieši zabezpečenie výkopových svahov diaľnice. Realizoval sa postupným odkopávaním a zabezpečovaním svahu pomocou klincov, torkrétom so sieťovinou, vybudovaním železobetónových rebier a kotevných vencov s lanovými kotvami. Takto stabilizovaný svah sa obkladal antikoróznou mrežovinou Krismer, vyplnenou kamenivom frakcie 32 – 63 a humusovitou hlinou s hydroosevom. Práce prebiehali počas plnej prevádzky vo výške asi 56 m nad verejnou komunikáciou (*obr. 2*).

Postupne sa zrealizovalo jedenásť etáží. Až po zabezpečení svahu sa začali práce na oporných múroch (múry s dĺžkou 233 a 467 m), ktoré tvorili oporu pravej časti diaľnice. Múry sa postupne odkopávali, svahy zabezpečovali klincami a torkrétom a objekty sa zakladali na mikropilótach. Železobetónové základy sa istili lanovými kotvami.

General Project Information

Motorway Project D3 Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov) at the length of approx 10 km includes 4 787 m of bridges with the area of 72 000 m^2 and 1 859 m of retention and revetment walls.

Motorway D3 in section Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov) leaves the area characteristic for the motorway D1, namely the inundation of Vah River and runs over the railway line Žilina – Bratislava and state road I/18 Žilina – Bratislava into the hills and further into very steep land before Žilina in close vicinity of the state road I/18 Žilina – Bratislava, railway, sewage collector and reservoir Hričov (*Fig. 1*).

The Objects

This section consists of three major objects: viaduct object, revetment wall and retaining wall.

The first object that had to be constructed was the revetment wall which provided the security for motorway slope excavations. The object was implemented by gradual excavations and slope securing by slope anchoring, shotcreting with mesh, building the reinforced concrete ribs and anchoring rims with rope anchors. Secured slope was than lined with anti corrosive mesh "Krismer", filled with fraction 32-63 and top soil with hydro seeding. Works were implemented under the full operation of public transport in close proximity to the works undertaken with the height difference of about 56 m (*Fig. 2*).

Gradually, eleven phases have been implemented. Only after securing the slope, the works on retaining walls (walls at the length of 233 m and 467 m) have begun. These object supported the right side of the motorway. Walls were also gradually excavated and slopes were secured with anchors and shotcrete. Objects were founded on micro piles. Reinforced concrete foundations were secured by rope anchors. The body of the retaining wall consists of rock blocks, reinforced concrete and second part was created by prefabricated elements with tensile anchors from geomesh (*Fig. 3*).

Once the works on walls were completed, the works on the viaduct object have commenced. The first part of the motorway consists of 165 m long bridge, followed by the retaining wall, then 267.14 m long bridge, retaining wall and 388.81 m long bridge. Entire left side of the motorway is created by the bridge with four expansion blocks with length of 1 550.76 m. The length of the entire viaduct is 2 372 m a its surface is 32 103 m^2.

Bridge objects were deep founded in the swamp terrain on the large diameter piles ∅ 900 mm. Remaining objects were founded

Ing. Marián Mydlo, Doprastav, a. s., Závod Ružomberok PPP – D1, Kragujevská 11, 010 01 Žilina, tel.: +421 907 801702, e-mail: marian.mydlo@doprastav.sk
Ing. Jozef Sikora, GEOstatik, a. s., Bytčická 32, 012 27 Žilina, tel.: +421 903 726320, e-mail: geostatik@geostatik.sk



Obr. 2 Zárubný múr
Fig. 2 Revetment wall



Obr. 3 Oporný múr
Fig. 3 Retaining wall



Obr. 4 Zakladanie – stupňovitý základ
Fig. 4 Foundation – stepped footing

Driek oporného múru tvorili kamenné bloky, železobetón a druhú časť prefabrikáty s ťahovými kotvami z geomreže (*obr. 3*).

Až po zrealizovaní prác na múroch sa začali práce na mostnej estakáde. Pravú časť diaľnice tvorí most dlhý 165 m, oporný múr, ďalej most dlhý 267,14 m, oporný múr a most s dĺžkou 388,81 m. Ľavú časť diaľnice tvorí most zo štyroch dilatačných celkov s dĺžkou 1 550,76 m. Celková dĺžka mostnej estakády je 2 372 m a plocha 32 103 m^2.

Objekty mostov sa založili hĺbkovo, v bažinatom teréne na veľkopriemerových pilótach s priemerom 900 mm. Ostatné mostné objekty sa zakladali na stupňovitých základoch na mikropilotách zo stavebnej jamy zabezpečenej klincovaním, torkrétom, prípadne lanovými kotvami (*obr. 4*).

Celý úsek sa odvodnil horizontálnymi odvodňovacími vrtmi. Spodnú stavbu tvorili dvojice kruhových pilierov s priemerom 1,8 m, výšky 2,1 m a do 18 m boli uložené na železobetónových základoch zabezpečených šikmými lanovými kotvami (*obr. 5*). Ložiská pre objekt boli atypické – vyvinuté pre oblasť so stupňom seizmicity 8.

Dilatačný celok tvorí nosná konštrukcia z prefabrikovaných nosníkov v tvare I, dĺžky 33 m, uložených na prefabrikovaných priečnikoch, spriahnutých železobetónovou monolitickou doskou hrúbky 200 mm. Prefabrikáty sa vyrábali vo výrobni PREFA Senec ako vopred predpäté, na stavbe sa dopĺňali dodatočným predpätím. Montáž postupovala rýchlosťou jedno pole za deň (*obr. 6*).

Zmonolitnenie nosníkov železobetónovou spriahujúcou doskou prebiehalo v týždenných cykloch s pomocou betónovacieho čerpadla Putzmeister s dĺžkou ramena 52 m. Na uvedených dilatačných celkoch sa zabudovalo 725 m^3 betónu na prefabrikované priečniky, 4 648 m^3 betónu na nosníky a 5 458 m^3 betónu na spriahajúcu železobetónovú dosku. Celkovo teda išlo o 10 831 m^3 betónu. Výstuž spriahajúcej dosky mala hmotnosť 1 120 ton.

Dilatačný celok mostnej estakády tvorí nosná konštrukcia zmontovaná zo segmentov vysokých 3 m, ktorá po zmonolitnení pred-

on stepped footing founded on micro piles from construction pit secured by anchoring, shotcrete or rope anchors (*Fig. 4*).

The whole section was drained by horizontal drain bore holes. Substructure consisted of two circular piers ∅1,8/2,1 m up to the height of 18 m, placed on reinforced concrete foundations, secured by rope slanted anchors (*Fig. 5*). Bearings were non-standard – developed for the area with seismic level 8.

Superstructure is divided into seven separate blocks, each block forms a continuous girder placed on bearings. Expansion block is created by the superstructure from prefabricated I beams 33 m long, placed on prefabricated cross beams, coupled by reinforced concrete monolithic slab 20 cm thick. Prefabricate elements were produced in PREFA Senec as prestressed in advance with additional prestressing. The speed of installation was 1 span per day providing the setting and readiness of prefabricated cross beams and bearings (*Fig. 6*).

Casting the beams by reinforced coupling slab was done in weekly cycles by concrete pump Putzmeister 52m long. Incorporated material on the above expansion blocks:

- prefabricated cross beams 725 m^3 of concrete
- beams 4 648 m^3 of concrete
- reinforced concrete coupling slab 5 458 m^3 of concrete
- total 10 831 m^3 of concrete
- coupling slab reinforcement 1 120 t

Viaduct expansion block consists of the superstructure built from 3 m high segments which after casting create continuous beam of constant height with closed single cell box girder cross section with side brackets. Prefabricated elements were produced from concrete C 45/50. They were assembled on site by the assembly system MS1. Assembly capacity was approximately one T beam (sway beam) a week. Prestressing was introduced into the structure by strands Lp 15.5/1 800. Superstructure and contingent load strain is partially ensured by



Obr. 5 Práce v náročnom teréne (železničná trať, cesta I/18, vodná nádrž)
Fig. 5 Works in challenging terrain (railway, road I/18, water reservoir)



Obr. 6 Tyčové prefabrikáty
Fig. 6 Prefabricated beams



Obr. 7 Montážny súbor
Fig. 7 Assembly system



Obr. 8 Celkový pohľad na most
Fig. 8 Viaduct overview

stavuje spojitý nosník konštantnej výšky s uzatvoreným jednokomôrkovým prierezom s bočnými konzolami. Prefabrikáty sa vyrobili z betónu C 45/50. Na stavbe sa montovali pomocou montážneho súboru MS1. Montáž jedného vahadla v tvare T trvala približne jeden týždeň. Predpätie sa do konštrukcie vnieslo pomocou lán Lp 15,5 /1 800. Namáhanie mostným zvrškom a náhodným zaťažením je sčasti pokryté voľne vedenými káblami VVk (externé), ktoré sú zostavené z 19 lán typu Lp 15,5/1 800. Trojica externých káblov sa kotvila v nadpodperových priečnikoch (*obr. 7*).

Na uvedených dilatačných celkoch sa použilo 10 357 m^3 betónu na segmenty a dobetonávky. Predpínacia výstuž mala hmotnosť 399 ton, VVk 93 ton. Odvodnenie objektu sa riešilo pomocou monolitických odvodňovacích žľabov, použili sa mostné závery typu 3W a celoplošná pásová izolácia s pečatiacou vrstvou. Vozovka mala hrúbku 90 mm. Zvodidlá na moste sú oceľové, trieda zaťaženosti H2. Zábradlie je vysoké 1,1 m.

Záver

Základný kameň stavby sa položil 7. októbra 2005. V decembri 2006 sa odovzdala časť stavby do používania (ľavý jazdný pruh po km 4,6 vrátane ďalších mostných objektov a dĺžkou 700 m). Dňa 7. decembra 2007 sa diaľnica odovzdala celá okrem ľavej časti mostnej estakády. V máji 2008 sa úsek odovzdal kompletne. Stavba sa realizovala s minimálnym obmedzením verejnej dopravy (7 dní).

Stavbu (*obr. 8*) realizovalo Združenie Žilina (Strážov) v zastúpení Doprastav, a. s. – 50 %, Váhostav-SK, a. s. – 30 % a Strabag, s. r. o. – 20 %. Dozor malo na starosti združenie IZ BUNG & AMBERG. Projekt zabezpečoval Geoconsult, s. r. o., a zakladanie firma GEOstatik, a. s.

the loose cables (external) consisting of 19 strands type Lp 15.5/1 800. Anchored by 2×3 anchors in oversupporting crossbeam (*Fig. 7*)

Incorporated material on the above expansion blocks:

- segments + additional concreting 10 357 m^3 of concrete
- prestressing reinforcement 399 t
- loose cables 93 t

Viaduct drainage is provided by monolithic drainage gutters, 3W expansion joints, full area waterproofing by strips with sealing layer, pavement 90 mm thick. There are steel crush barriers on the bridge with crush resistance H2. Hand rail 1.1 m high.

Brief Summary

- Project foundation stone placed on October 7, 2005
- Section of the project handed over for early use in December 2006 (left lane up to km 4.6 including other bridge objects at the length of 700 m)
- On December 7, 2007 the motorway was hand over apart from the viaduct left part
- Section was completely handed over in May 2008
- Project was constructed with minimum restriction to the public transport (7 days)

Project was built by Consortium Žilina (Strážov) represented by Doprastav, a. s. – 50 %, Váhostav-SK, a. s. – 30 % and Strabag, s. r. o. – 20 %. Project supervision was provided by the IZ BUNG&AMBERG. The design was provided by Geoconsult, s. r. o. and foundation by company Geostatik, a. s. (*Fig. 8*).

Nielen betón, ale aj služby a poradenstvo

Spoločnosť TBG Doprastav, a. s, pôsobí na slovenskom trhu od 1. 5. 2006. Ťažiskovým predmetom jej činnosti je výroba transportbetónu vrátane komplexných dopravných služieb a poradenstva. V regióne Slovenska má rozmiestnených 13 stálych betonární od výrobcov Elba, Stetter, Merko.



Výrobný systém je automaticky riadený, betonárne sú vybavené aj na výrobu v sťažených klimatických podmienkach v zimnom období. V prípade potreby čerstvých betónových zmesí v mieste výstavby je spoločnosť schopná uspokojiť požiadavky zákazníka umiestnením mobilných betonární priamo na stavbe.

Výrobca má zavedený systém vnútropodnikovej kontroly a výrobky označené značkou zhody v zmysle zákona o stavebných výrobkoch č. 90/98 Zb. v znení neskorších predpisov a má zavedený systém manažérstva kvality podľa normy ISO 9001: 2008.

Základným produktom výrobcu je transportbetón, malty a špeciálne liate potery.

Betóny sa vyrábajú v súlade s platnými technickými špecifikáciami.

- Betón podľa STN EN 206-1: 2002: od C 8/10 až po C 55/67 so stupňom vplyvu prostredia podľa vašej požiadavky:
  - betón bez nebezpečenstva korózie alebo porušenia prostredia X0,
  - korózia výstuže vplyvom karbonatácie XC1 – XC4,
  - korózia výstuže vplyvom chloridov, nie však z morskej vody XD1 – XD3,
  - korózia betónu – striedavé pôsobenie mrazu a rozmrazovania s rozmrazovacími prostriedkami alebo bez nich XF1 – XF4,
  - korózia betónu vplyvom chemického pôsobenia XA1 – XA3.
- Betón na cementobetónové kryty vozoviek: CB I, CB II, CB III, CB IV – STN 73 6123
- Kamenivo spevnené cementom do podkladových vrstiev vozoviek: KSC I, KSC II – STN 73 6124
- Stabilizácia cementom do podkladových vrstiev vozoviek: SC I, SC II – STN 73 6125
- Betón s umelým kamenivom (ekostyrén s obj. hm. 500 – 900 kg/m^3): EKB 500, EKB 700, EKB 900 – TO 08/0101
- Malta na murovanie MALMIX®: MC2,5, MC5, MC10 – EN 998-2
- Poter zo síranu vápenatého, samonivelačný materiál na podlahy do vnútorných priestorov: ANHYMENT® CA-C20-F4, CA-C30-F5 – EN 13813
- Betón s rôznym druhom cementu (CEM I, CEM II, CEM III...)
- Betón s kamenivom ťaženým, drveným, alebo kombinácia oboch, s max. zrnom D4, D8, D16, D22 mm
- Betón s použitím plastifikačných prísad, polykarboxylátov, prísad urýchľujúcich alebo spomaľujúcich tuhnutie a iných
- Betón na špeciálne technológie (striekaný betón, betón spracovaný finišerom do zvodidiel a žľabov)
- Betóny s použitím výstuže z PP vlákien alebo oceľových vlákien

TBG Doprastav, a. s., disponuje dostatočným množstvom moderných dopravných a mechanizačných zariadení s cieľom zabezpečiť komplexný servis pre zákazníka. Dôkazom toho sú realizované stavby ako Most Apollo v Bratislave, Tesco Lamač, shopping park v Bratislave, úseky diaľnice D1, D2, a D3, rýchlostné cesty R1, R2, diaľničné privádzače, tunely, ale aj množstvo pozemných objektov administratívneho a technického charakteru.

TBG Doprastav, a. s.
Košická 52, 821 08 Bratislava, Slovenská republika

Tel.: +421 2 50 230 503, Fax: +421 2 50 230 401
E-mail:info@tbgdoprastav.sk, www.tbgdoprastav.sk



TBG DOPRASTAV

Váš partner pre betón
– výroba transportbetónu
– doprava a čerpanie
– poradenstvo a vývoj receptúr
– spoľahlivosť a flexibilita



TBG Doprastav, a. s.
Košická 52, 821 08 Bratislava
Slovenská republika
tel.: +421/2/50230 504, fax: +421/2/50230 401
e-mail: info@tbgdoprastav.sk
www.tbgdoprastav.sk

INZERCIA

Matúš Búci – Peter Paulík





Vysúvaný most v Štrbe – poznatky a skúsenosti z realizácie

Bridge Built by the Incremental Launching Technology near Štrba Village – Field Experience from Construction

Most pri obci Štrba je prvým železobetónovým mostom na území Slovenskej republiky realizovaným technológiou vysúvania. Článok sa zaoberá opisom jednotlivých častí použitej technológie (výsuvný nos, výrobňa, výsuvné zariadenie, klzné ložiská), ako aj opisom samotného procesu vysúvania.



Panoráma rozostavaného mosta z decembra 2005
Bridge under construction (December 2005)

Úvod

Spoločnosť Doprastav, a. s., vybudovala v rokoch 2005 až 2008 železobetónový, 600 metrov dlhý most na diaľničnom úseku Važec – Mengusovce v katastri obce Štrba. Premostenie údolia sa riešilo dvoma paralelnými mostmi v dĺžke 600 m, ktorých priečny profil je klasický komôrkový prierez výšky 2,85 m. Most sa riešil ako spojitý nosník s 15 poliami. Typické rozpätie poľa je 41 m a maximálna výška mosta nad údolím je 24 m. Počas výstavby bolo nevyhnutné zabezpečiť plynulú premávku na železničnej trati, ako aj na štátnej ceste, ktoré mal most preklenúť. Parametre mosta (konštantné zakrivenie, nemenná výška prierezu) dovoľovali pri výstavbe použiť technológiu vysúvania. Tá sa na území SR použila prvýkrát. Cieľom príspevku je priblížiť poznatky a skúsenosti z realizácie tohto mosta so zameraním na technológiu vysúvania.

Technológia vysúvania všeobecne

História budovania železobetónových mostov technológiou vysúvania siaha do roku 1964, keď sa postavil most Caroni vo Venezuele. V súčasnosti sa táto technológia vo svete používa pomerne často, pretože je v porovnaní s väčšinou iných technológií rýchlejšia a efektívnejšia. Treba však pripomenúť, že má aj svoje obmedzenia a nehodí sa pri všetkých typoch mostov. Základnou požiadavkou je, aby bol most priamy alebo s konštantným zakrivením. Ďalšou požiadavkou je jeho konštantná výška. Ak niektorá z týchto podmienok nie je splnená, technológia vysúvania stráca na svojej efektivite a treba zvážiť, či je ešte stále výhodná. Ďalšie obmedzenie je statické. Keďže most musí byť počas výsunu centricky predopnutý, treba mierne zvýšiť počet predpínacích lán. Optimálne rozpätie polí pri vysúvanom moste je 50 m.

The highway bridge near Štrba village was the first prestressed concrete bridge in Slovakia which was built by using of the incremental launching technology. The paper is dealing mainly with description of particular parts of the execution technology (launching nose, stationary formwork, launching equipment, sliding bearings) and with the description of launching process.

Introduction

Doprastav Company in co-operation with Max Bögl built, in years 2005 – 2008, as a part of D1 motorway Važec – Mengusovce (near Štrba village) a 600 meters (1968 feet) long prestressed concrete bridge. Overbridging the valley was carried out by two parallel bridges, with a classical box-girder cross section of 2.85 meters (9.35 feet) height. Typical span of the bridge is 41 meters (135 feet) and its highest level above the valley is 24 meters (79 feet). Since the design parameters of the bridge (nearly constant curvature and section height) allowed, and in order to retain continuous railway and road traffic under the bridge during whole time of bridge execution, incremental launching method was chosen as the best bridge erection method even through this technology was never used in Slovakia before. The main goal of this paper is to present the field experience from construction with a focus on used technology.

General informations about the incremental launching technology

History of concrete bridges execution by using of incremental launching technology dates back to year 1964, when this technology was the first applied for construction of the Caroni Bridge in Venezuela. Nowadays this technology is frequently used worldwide, especially because it is faster and more effective than most of the other technologies. However, it should be noted that this technology also has some limitations and cannot be used for all types of bridges. The basic requirement is a constant or none curvature and constant cross-sectional height along the bridge because otherwise this technology loses its effectiveness. Optimal bridge field span for incremental launching technology is about 50 meters. Further limitations may emerge from structural analysis where in contrast to all other construction methods, a central prestress is required during the construction stage. This fact leads to a slightly increased total length of necessary prestressing tendons.

Benefit of this technology is in combining of advantages of both: in-situ concreting with prefabrication since the individual segments of the bridge are casted always in one place, in stationary formwork, which, in case of need, can be covered by temporary roof.

This bridge near Štrba village met all requirements for the use of this technology even through its parameters did not provide ideal conditions. One of the complications for using of this technology was the changing of cross-sectional height in the last two spans, which required some modifications of the stationary formwork and some

Ing. Matúš Búci, Doprastav, a. s., Bajkalská 5, 831 04 Bratislava, tel.: +421 907 801869, e-mail: matus.buci@doprastav.sk
Ing. Peter Paulík, Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, Bratislava, tel.: +421 2 59309550, e-mail: peter.paulik@stuba.sk





Výsuvný nos a navádzacie klapky
Launching nose and hydraulically controlled flaps

Výhodou technológie vysúvania je najmä to, že spája výhody monolitickej betonáže s prefabrikáciou, pretože jednotlivé časti mosta sa betónujú vždy na jednom mieste vo výrobni, ktorú možno zastrešiť.

Most v Štrbe spĺňal všetky predpoklady na použitie tejto technológie, aj keď jeho parametre neposkytovali ideálne podmienky. Jednou z komplikácií bola skutočnosť, že v posledných dvoch poliach mosta sa začínal výškový oblúk, čím sa menila výška prierezu. Riešením bola zmena výšky trámov, ktorá mierne zdržala výstavbu posledných taktov. Čo sa týka technológie výsunu, najideálnejší nebol ani pozdĺžny sklon mosta 3,4 %. Pri takomto sklone by sa most mohol vlastnou váhou zosunúť z klzných ložísk. Počas výstavby ho preto bolo treba neustále zabezpečovať.

Jednotlivé časti použitej technológie

Výsuvné zariadenie si firma Doprastav prenajala od spoločnosti Max Bögl z Nemecka, ktorá patrí medzi významných svetových staviteľov mostov touto technológiou.

Výsuvný nos

Pri výstavbe mosta sa použil plnostenný oceľový výsuvný nos dlhý 26 m, ktorý sa pripevnil ku koncovému (dilatačnému) priečniku pomocou predpínacích tyčí. Výsuvný nos slúžil najmä na zmenšenie konzolových ohybových momentov počas výsunu, ako aj na hladké nabehnutie vysúvanej konštrukcie na klzné ložiská pomocou pripevnených navádzacích klapiek riadených hydraulikou. Hmotnosť výsuvného nosa bola 35 ton.

Výrobňa

Komora mosta sa betónovala vo výrobni umiestnenej za mostom, odkiaľ sa most vysúval proti pozdĺžnemu sklonu ponad údolie. Základnou časťou výrobne bola dvojica pevne osadených klzných oceľových nosníkov, po ktorých sa počas výsunu posúval vybetónovaný takt. Nosníky sa osadili pod stenami komory mosta a zaručovali presnosť celej opakovanej výroby. Aby sa uľahčilo vysúvanie (na zníženie trenia medzi dvojicou oceľových nosníkov a betónom), medzi nosníky a samotný betón sa osadili kusy preglejok zospodu natretých vazelínou, ktoré sa počas vysúvania mosta odoberali a ukladali späť.

Ostatné časti formy boli výškovo nastaviteľné pomocou hydraulických lisov, ktorými sa dala celá forma (okrem už spomínaných klzných nosníkov) po vybetónovaní taktu spustiť o približne 2 cm. Tým sa zabezpečilo, že hotový takt ležal len na pevne osadených nosníkoch. Po vysunutí taktu sa celá forma opäť geodeticky presne nastavila do svojej polohy.

Po dokončení pravého mosta v lete 2006 sa celá výrobňa pomocou hydraulických lisov priečne presunula do polohy na betonáž ľavého

additional time to finish the bridge. In regard to the incremental launching technology neither the longitudinal slope of 3.4 % was ideal since the bridge could, due to its self weight, easily slip from its sliding bearings and thus the bridge had to be secured during whole construction process.

Particular parts of used bridge erection technology

The equipments needed for incremental launching technology, such as launching nose, sliding bearings, etc., Doprastav had leased from German company Max Bögl.

Launching nose

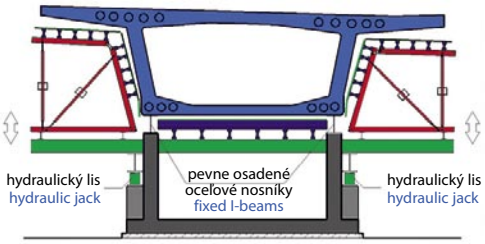
Launching nose serves during construction for reduction of the cantilever bending moments and via hydraulically controlled flaps enables smooth overthrusting to the sliding bearings which are located on piers. The launching nose of 26 m (85 feet) length consisted of two stiffened steel plate girders, which were connected to the last cross beam of the bridge by using of prestressed rods.

Stationary formwork

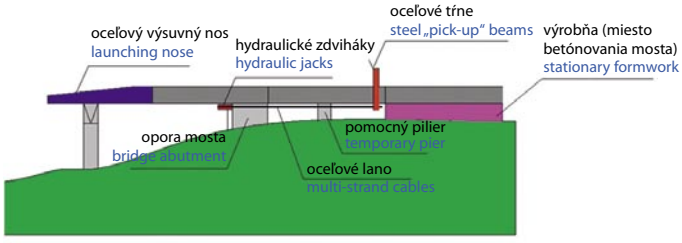
All segments of the bridge were cast in stationary formwork located behind the last abutment from where they were launched above the valley in direction against the longitudinal slope. The main part of the stationary formwork was a couple of firmly fixed steel I-beams on which the finished segment of the bridge was sliding during the incremental launching process. Steel I-beams were located directly under the main girders of the bridge and they guarantee the accuracy of the sliding plane, which is necessary during the launching process. In order to reduce the friction between the steel I-beams and the concrete, pieces of grease lubricated plywood were fitted between them.

Except these fixed I-beams other parts of the formwork were adjustable by using of hydraulic jacks so that after the hardening of the concrete it was possible to let down the formwork of aprox. 2 centimeters (1 inch). This ensured that the finished segment of the bridge layed only at the fixed I-beams. After launching of this segment the whole formwork was again geodetically adjusted to its designed position.

After the completion the first bridge in summer 2006 the whole stationary formwork was laterally shifted, with hydraulic jacks to its new position for concreting the second bridge. The principle of the lateral shift consisted of rising of the whole grate system with four hydraulic jacks and step by step shifting on teflon plates the formwork was moved to its new position. New exact altitude of the stationary formwork was secured by pouring the gap between the concrete walls of the formwork and its new foundations.



Schematické znázornenie výrobne v priečnom reze
Schematic representation of the stationary formwork



Schematické znázornenie jednotlivých častí výsuvnej technológie
Schematic view on the different parts of the incremental launching technology

mosta. Princíp priečneho presunu výrobne spočíval v nadvihnutí celého roštového systému výrobne štyrmi lismi a kĺzným posunom po oceľovej dráhe zabezpečenej kĺznymi teflónovými platňami. Nová presná výšková poloha výrobne sa zabezpečila podliatím medzery medzi spodkom železobetónových stien výrobne a jej novými základmi.

Technické riešenie výrobne umožňovalo pokračovanie prác aj pri nízkych teplotách, pretože výrobňu vyhrievali plynové ohrievače. V prvých fázach tuhnutia betónu slúžili na zabezpečenie dostatočnej teploty na hydratáciu betónu, v druhej fáze pomáhali eliminovať nepriaznivé účinky nerovnomernej zmeny teploty prierezu spôsobené hydratačným teplom. Vyššia teplota počas tuhnutia takisto pomáhala betónu rýchlejšie dosiahnuť požadované vysoké pevnosti najmä v zimnom období.

Výsuvné zariadenie

Výsun mosta ponad údolie zabezpečovali hydraulické lanové zdviháky ukotvené ku krajnej opore pri výrobni. Prvé výsuny zabezpečovala dvojica zdvihákov schopných spolu vyvinúť silu 4 MN. Ako výstavba mosta pokračovala, bolo potrebné pridať najprv jeden a pri posledných taktoch ďalšie dva lisy, takže most sa v týchto fázach ťahal spolu piatimi zdvihákmi schopnými vyvinúť celkovú silu 10 MN.

Ťah lana sa do mosta prenášal pomocou oceľových tŕňov profilu I-4 00, zasunutých do vynechaných otvorov v hornej a spodnej doske mosta. Lisy mali zdvih 28 cm, takže po každom posunutí mosta o asi 25 cm nastala krátka prestávka (asi 1 minúta), kým sa hydraulické zdviháky automaticky neprekotvili.

Pomocný pilier

Medzi oporu a výrobňu sa umiestnil nízky dočasný pilier, ktorý slúžil len pri výsune prvého taktu na zabezpečenie jeho stability a pri výsune posledného taktu na redukciu konzolových ohybových momentov konca mosta po vysunutí z formy výrobne.

Kĺzne ložiská

Počas výstavby mosta sa použili dočasné kĺzne ložiská umiestnené na jednotlivých pilieroch, po ktorých sa most posúval. Každé takéto ložisko musel počas výsunu obsluhovať jeden pracovník, ktorý z jednej strany vkladal a z druhej strany odoberal kĺzne teflónové platne slúžiace na zníženie trenia medzi betónom a oceľovou časťou kĺzneho ložiska. Niektoré vybrané piliere boli zabezpečené aj tzv. bočným vedením, ktorým sa pomocou podkladania bočných platní dali korigovať prípadné odchýlky v smerovaní mosta. Po dosunutí mosta do definitívnej polohy sa kĺzne ložiská odstránili a nahradili trvalými hrncovými ložiskami. Výmena prebiehala tak, že sa najskôr most na pilieri nadvihol o niekoľko milimetrov pomocou hydraulických lisov, kĺzne ložiská sa odstránili a podbetónovali sa nové bloky, na ktoré sa po zatuhnutí betónu položili definitívne ložiská. Po nastavení presnej polohy, výšky a nasmerovania sa tieto ložiská podliali epoxidovou zálievkou. Po jej zatuhnutí sa pomocou špeciálnej cementovej malty vyplnila aj medzera medzi hornou platňou ložiska a mostom. Po zatvrdnutí malty sa spustili lisy, vďaka ktorým sa most nadvihol.

Dôležitou súčasťou pri výmene ložísk bola aj špeciálna podvesená lávka, pomocou ktorej bolo možné dostať lisy na hlavicu piliera a realizovať výmenu dočasných kĺzných ložísk za ložiská definitívne.

In the case of low ambience temperatures the gas heaters installed beneath the wings of formwork were used. This precaution enabled the concreting as a continuous process without interruption. The gas heaters were used in the early stages of hardening of the concrete to ensure adequate hydratation process and in second phase they helped to eliminate the negative effects of temperature gradient between hydratation heat of the hardening concrete section and the environment. Higher temperature during hardening of the concrete also helped to achieve required high compression strength faster, especially in winter period.

Launching equipment

Launching of the bridge over the valley was provided by hydraulic jacks anchored to the abutment in front of the stationary formwork. Launching of the first segments of the bridge was ensured with one pair of hydraulic jacks, which were able together to produce a force of 4 MN. As far as the construction of the bridge was going on and its dead weight has increased. Therefore it was necessary to add, firstly one and later next two hydraulic jacks, so the bridge was pulled during these last launchings with five jacks with capacity of a total force of 10 MN.

Pulling force from the cables was transferred to bridge segments via steel beams (termed pick up beams) which were anchored into the holes left out at the top and bottom slab of the bridge segment. Hydraulic jacks had a stroke of 28 cm (11 inches) so that after each shiftment of about 25 cm (10 inches) there was a short break (approximately 1 minute) for auto-reset of the position of these hydraulic jacks.

Temporary pier

Temporary pier was located between the bridge abutment and stationary formwork and served for securing the stability during launching of the first bridge segment and for reducing the bending moments during launching of the last segment.

Sliding bearings

Temporary sliding bearings were used on piers to ensure smooth sliding of the bridge during launching process. Each sliding bearing had to be operated by one person who was inserting and withdrawing the teflon plates on the two side of this bearing. These teflon plates were used for reducing the friction between the concrete and the steel plate of the sliding bearing. Some chosen piers were also furnished with lateral guide which was used for correction of deviations from projected position during launching process. When the bridge was completed and launched into its final position, sliding bearings were removed and replaced with permanent pot bearings. Exchanging of the bearings consisted of these main phases: lifting the bridge on piers by hydraulic jacks, removing the sliding bearings, concreting the permanent blocks to projected height and placing the permanent pot bearings into position. After adjusting the exact position and height of the pot bearings the gap between bearing and pier was under-casted with epoxy slurry. After setting of this slurry the next gap between the top plate of the bearing and the bridge structure was filled with special cement mortar. After that the hydraulic jacks from pier were removed.





Pohľad na hydraulický zdvihák umiestnený na opore mosta a zasunuté oceľové tŕne
Hydraulic jack located on the bridge abutment and anchored "pick-up" beams

Realizácia a výsun častí mosta

Typický betonážny takt mal dĺžku 20,5 m a štandardný cyklus výstavby trval jeden týždeň. Vyzeral takto: pondelok sa začínal výsunom už hotového taktu, ktorý trval v ideálnom prípade asi 4 hodiny. Po výsune sa musel most zaistiť proti zosunutiu z ložísk a geodeticky premerať. Takisto bolo potrebné opätovne nastaviť výrobňu do požadovaného tvaru. Po očistení a výmene poškodených preglejok sa začala vystužovať spodná doska a trámy, ktorých výstuž sa už počas predchádzajúceho víkendu vopred uviazala do armokošov. Tie sa následne vkladali do debnenia. V utorok a stredu dopoludnia sa osadzovali predpínacie káble, ktoré sa tiež predpripravili natočením na bubny. Z nich sa pri osadzovaní spätne odvíjali. Po dodebnení trámov a doviazaní chýbajúcej výstuže sa v stredu popoludní zabetónovala spodná doska a trámy. Štvrtok sa začínal zvyčajne oddebnením trámov a vytiahnutím debniaceho vozíka, ktorým sa debnila horná doska komory. V piatok sa osadzovali predpínacie káble hornej dosky a po doviazaní armatúry nasledovala betonáž hornej dosky. V sobotu sa čas tuhnutia betónu využil na uväzovanie armatúry, natáčanie predpínacích káblov na bubny a prípravné práce na výsun. V nedeľu, po odskúšaní pevnosti betónu v tlaku, sa segment predopol a oddebnila sa horná doska. Poslednou prípravou na výsun bolo prekotvenie oceľových tŕňov a spustenie výrobne do pozície umožňujúcej výsun vyhotoveného taktu.

Takýto harmonogram výstavby si vyžadoval aj použitie rýchlotuhnúcich betónov, ktorých receptúra s nízkym vodným súčiniteľom a ich 28-dňové pevnosti spĺňali parametre vysokopevnostného betónu.

Vzhľadom na požiadavku na dvojdňovú pevnosť betónu – kocková pevnosť mala dosiahnuť minimálne 30 MPa, aby sa dal segment predopnúť – sa v skutočnosti namiesto požadovaného betónu C 35/45 vyrábal betón s 28-dňovou kockovou pevnosťou prevyšujúcou hodnotu až 80 MPa. Pri ďalších projektoch by si túto skutočnosť mali projektanti uvedomiť a zohľadniť aj pri statickom návrhu a posudzovaní mosta.

Vytyčovacie a kontrolné merania

Presnosť výroby mosta, najmä osadenia klzných plôch, bola veľmi dôležitá najmä z dôvodu namáhania presúvanej mostnej konštrukcie. Tolerancie vo výškovom vedení klznej roviny, ako aj smerovej línie musia dosiahnuť minimálne hodnoty merané v milimetroch. Most sa počas celého výsunu geodeticky premeriaval a prípadné výchylky od jeho polohy sa okamžite korigovali na pilieroch vybavených ložiskami s bočným vedením, a to vkladaním teflónových platní rôznej hrúbky. Pri tom bolo nevyhnutné použiť trigonometrické meranie modernými totálnymi stanicami, pri ktorých je však presnosť merania na vzdialenosti nad 400 metrov na hranici prijateľnej tolerancie.

A special hanging steel platform was a important equipment which was used during the bearings exchange process. This equipment allowed an easy access to piers from the top of the bridge.

Execution and launching of the bridge segments

The length of typical segment of the bridge was 20.5 meters (67 feet). One segment was completed in a week cycle which was as follows: Monday was a starting date with launching of the segment which was completed during the previous week (this launching process ideally lasted less than 4 hours). After launching of the segment it was necessary to secure the bridge against sliding backward from the bearings and to carry out control measurements. Then it was also necessary to adjust geodetically the stationary formwork to its designed position. After cleaning and exchanging of the damaged plywood in formwork ironworkers started with reinforcing of the bottom slab and the walls. Some fraction of the reinforcement was pre-assembled in the form of cages during previous week. This procedure enabled to accelerate the reinforcing process.

On tuesday afternoon and wednesday morning the tendons, which were prepared before by reeling onto drums, were placed into their designed position in bottom slab. Concreting of the bottom slab and the webs started usually on wednesday afternoon after the shuttering and reinforcing works were completed. On thursday started the demoulding of the webs and pulling out the moveable upper slab formwork from the previous segment. Reinforcing and casting of the upper slab was usually finished on friday afternoon. During the concrete hardening on saturday and sunday the permanent curing was provided. In the sunday morning some preparatory works for the construction of the next segment, like reeling the tendons onto drums and assembling the reinforcement into the form of cages, were done. On sunday afternoon, after testing the compressive strength of the concrete on cubes, the segment was prestressed and the upper slab was demoulded. Moreover some final preparation works for launching, like re-anchoring of the "pick up" beams and demoulding of the stationary formwork, were done. This construction schedule required to use a concrete with early age strength. Its parameters (low w/c ratio, high 28-day compressive strength) met the parameters of a high performance concrete. Because of the 35 MPa required compressive strength of the concrete at the age of 2-days, in reality, instead of the concrete C 35/45, according the project, a concrete with a compressive strength of more than 80 MPa was produced. This fact should be recognized as a good experience for designers of future bridges and they should account it to the design process.



Pohľad na klzné ložisko osadené na pilieri
Sliding bearing with a lateral guide

Počas výstavby sa po každom výsune zameriavala aj poloha pilierov (na zabránenie ich nadmernej deformácii).

Aby sa počas vysúvania zabránilo prevráteniu piliera pôsobením vodorovných síl (napríklad ak by obsluha klzného ložiska vložila klznú teflónovú platňu naopak, prípadne by sa skomplikoval inak plynulý priebeh kĺzania), na každý pilier sa nainštalovali elektronické meracie a zabezpečovacie zariadenia. Popod most a ponad piliere sa naplo oceľové lano, ktoré sa upevnilo o krajnú oporu. Snímač na pilieri snímal vodorovné pohyby hlavice proti napnutému lanu a v prípade prekročenia nastavenej tolerancie sa automaticky vyplo výsuvné zariadenie. Projektantom povolené naklonenie najvyššieho piliera výšky 22 m bolo 40 mm. Na každú plošinu sa nainštalovalo akustické signalizačné zariadenie, ktoré upozorňovalo personál na začiatok každého nového posunu, ako aj tlačidlo stop na zastavenie výsunu v prípade nečakanej udalosti. Personál mal na každom pilieri k dispozícii vysielačku, vďaka ktorej sa koordinoval celý proces výsunu.

Tieto bezpečnostné opatrenia sa ukázali ako veľmi dôležité, keď pri jednom z výsunov taktu ľavého mosta jeden z pracovníkov na pilieri zabudol vložiť medzi ložisko a most klzný teflón. Našťastie si to všimol jeho spolupracovník a výsun zastavil. Následne bolo nevyhnutné s mostom cúvať, čo sa realizovalo vďaka pozdĺžnemu sklonu mosta (3,4 %), ktorý umožňoval kĺzanie mosta vlastnou váhou proti smeru výsunu.

Záver

Výroba prvého taktu mosta sa začala 5. 10. 2005 a výsun posledného taktu sa uskutočnil dňa 16. 5. 2007. Hrubá stavba dvoch paralelných mostov s dĺžkou 600 m trvala 20 mesiacov, čo predstavuje priemernú rýchlosť výstavby približne 60 m mosta za jeden mesiac. Treba si však uvedomiť, že nebyť tuhej zimy v roku 2005, rýchlosť výstavby by bola ešte vyššia. V ideálnom prípade by mohla dosiahnuť až hodnotu 80 m za mesiac. Technológia vysúvania sa ukázala ako veľmi efektívna a veríme, že na Slovensku sa bude využívať čoraz častejšie.

Literatúra

[1] Výkresová dokumentácia mosta. DOPRAVOPROJEKT, 2006.

Surveying and control measurements

Precision requirement during bridge construction, especially the position of the fixed I-beams in stationary formwork, was very important because it could affect the stress in the concrete during the launching process of the bridge and the final position of the bridge. Tolerances in the sliding plane elevation and its longitudinal direction reached minimal values measured in fractions of a millimeter (0.04 inch). Bridge position was geodetically measured during the whole launching process and any deviations from its projected position were immediately corrected on piers, furnished with a lateral guide, by inserting teflon plates of different thickness between the bridge and this lateral guide. For these measurements it was necessary to use a modern trigonometrical total station which accuracy in focusing on the distance of 400 meters was on the limit of the acceptable tolerance anyway. After launching of each bridge segment the position of the piers was measured in order to verify if there is no excessive deformation.

To avoid loss of the stability of piers during launching due to horizontal forces (for example: if the man on pier put the teflon plate upside-down or in some other case when the normally smooth sliding would somehow jam), on every pier an electronic measuring equipment was installed. Main part of this equipment was a steel rope tensioned underneath the bridge fixed to the abutment. Sensor on each pier scanned the horizontal movements of the pier against the tensioned steel rope and in case of exceeding the preset tolerances it automatically disabled the hydraulic launching equipment. Maximal allowed horizontal deflection for a 20 meters high pier was set to 40 mm (1.57 inch). Acoustic device, which called staffs attention to the beginning of each new launching movement, was also installed on each pier together with stop button in case of emergency or unexpected event. Some members of the staff had a transmitter to achieve better coordination of the launching process. These precautions proved to be very important when one member of the staff forgot to insert the teflon plate between the sliding bearing and the bridge. Luckily the second staff member on pier noticed his fault and stopped the launching process. Thereafter it was necessary to move the bridge backwards (in opposite direction to the launching). It was feasible only thanks to the longitudinal gradient of the bridge (3,4 %), which allowed backward sliding by its own dead weight.

Conclusion

Construction of the above presented bridge began on July 10, 2005 and the last segment of the bridge was launched on May 5, 2007. Main structure of two parallel bridges, each 600 meters (1968 feet) long, took 20 months, which means an average speed of construction of approximately 60 meters (197 feet) per month. However, this speed of construction was negatively influenced by a strong winter in year 2005. In the case of ideal weather conditions this construction speed could easily reach a value up to 80 meters per month.

Incremental launching technology proved to be a very effective bridge execution method and we believe that in Slovakia they will go on use this progressive technology more frequently for bridge construction.

Reference

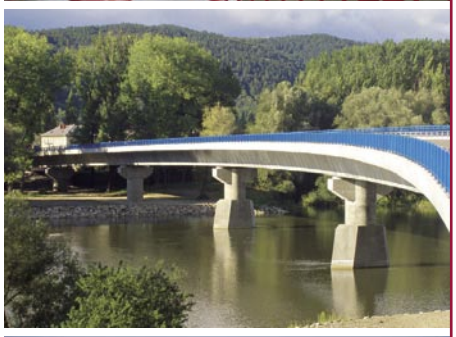
[1] Štrba bridge project and drawings, DOPRAVOPROJEKT, Bratislava 2006.

CEMOS

CEMOS, s. r. o.
Mlynské nivy 70, 821 05 Bratislava
tel.: 02/536 331 34, fax: 02/536 331 36
e-mail: ba@cemos.sk, http://www.cemos.sk

Váš partner pre projektovú dokumentáciu

- diaľnice
- cesty
- miestne komunikácie
- križovatky
- parkoviská
- dopravný urbanizmus
- dopravné inžinierstvo
- mosty
- lávky pre peších
- inžinierske konštrukcie
- statické výpočty nosných konštrukcií stavieb




ALPINE SLOVAKIA

Spoločnosť ALPINE SLOVAKIA, spol. s r. o., je jednou z menších dcérskych spoločností veľkého stavebného koncernu ALPINE Bau GmbH a FCC (Fomento de Construcciones y Contratas), ktorá sa zaoberá najmä výstavbou inžinierskych diel (cesty, mosty, kanalizácie) s minimálnym negatívnym pôsobením na životné prostredie.

Skúsenosti a ciele

Dlhodobou orientáciou na pozemné, dopravné a inžinierske stavby patrí ALPINE SLOVAKIA k tým stavebným firmám v Slovenskej republike, ktoré môžu ponúknuť investorom v uvedených oblastiach svoje skúsenosti a široké spektrum stavebných prác a sprievodných služieb. Cieľom spoločnosti je rozšíriť svoje pôsobenie na celom území Slovenskej republiky vrátane možnosti uplatnenia pri realizácii PPP projektov v budúcnosti.

Rozvoj spoločnosti

Kritériom rozvoja spoločnosti a jej konkurencieschopnosti sú opatrenia, na základe ktorých môžeme konštatovať, že trvalou prioritou vedenia spoločnosti a všetkých zamestnancov je spokojný zákazník.





Historické míľniky

V rámci svojho vývoja získala firma veľa skúseností, pracovných schopností a kontaktov. Dôveryhodnosť ALPINE SLOVAKIA, spol. s r. o., je podložená aj tým, že jej stopercentným vlastníkom a zároveň jediným spoločníkom je rakúska spoločnosť ALPINE Bau GmbH.

1994 V decembri bola založená spoločnosť Alpine Slovakia, spol. s r. o., so sídlom v Lozorne. Následne spoločnosť viackrát zmenila svoje sídlo.

2006 S účinnosťou od 27. 6. 2006 sa spoločnosť premenovala na ALPINE SLOVAKIA, spol. s r. o., a pod týmto názvom pôsobí do dnešného dňa. So zmenou názvu bolo zmenené aj sídlo spoločnosti, a to na Prievozská 26, Bratislava.

2006 Koncom roka získala španielska spoločnosť FCC (Fomento de Construcciones y Contratas) 79,27 % obchodných podielov v materskom koncerne ALPINE Bau GmbH. Týmto krokom sa obidve spoločnosti spolu stali piatym najväčším stavebným koncernom v Európe.

2008 Od 15. 4. 2008 je sídlo spoločnosti na adrese Mokráň záhon 2, Bratislava.

2008 04/12/2008 bola spoločnosť prvýkrát certifikovaná podľa OHSAS 18001:2007 (Bezpečnosť a ochrana zdravia pri práci), ISO 14001:2004 (Systém environmentálneho managmentu) a ISO 9001:2001 (Systém riadenia kvality).

Tibor Michalka – Margita Gašparíková





Mosty na križovatkách diaľnice D1 Vrtižer, Bytča a Poprad

Bridges at Interchanges Vrtižer, Bytča and Poprad on the D1 Motorway

Diaľničný ťah D1 v Slovenskej republike prebieha po trase Bratislava – Žilina – Prešov – Košice – hranica s Ukrajinou. Po dobudovaní bude príslušný úsek diaľnice súčasťou európskej cesty E50, ktorý z Francúzska prechádza cez Nemecko, Čechy, Slovensko, Ukrajinu a Rumunsko ďalej na juh. Mostné objekty, ktorými sa zaoberá tento článok, sa zrealizovali na križovatkách diaľnice D1 v úseku Vrtižer – Hričovské Podhradie a v úseku Mengusovce – Jánovce.

The D1 motorway corridor in the Slovak Republic runs by the route Bratislava – Žilina – Prešov – Košice – the state border with Ukraine. At its completion this motorway section will be part of the European route E50, which runs from France, through Germany, Czech Republic, Slovakia, Ukraine and Romania, further to the south. The bridges, which are being dealt with in this article, have been constructed at interchanges of the D1 motorway in sections "Vrtižer – Hričovské Podhradie" and "Mengusovce – Jánovce".

Úsek diaľnice D1 Vrtižer – Hričovské Podhradie sa nachádza približne 5 km za Považskou Bystricou v smere na Žilinu a začína sa križovatkou Vrtižer. Celková dĺžka úseku predstavuje 12,904 km. Trasa úseku diaľnice D1 medzi Mengusovcami a Matejovcami je na území Prešovského kraja a prevažne okresu Poprad. Jeho dĺžka je 8 km.

Projektovú dokumentáciu na vykonanie prác spracovala a vyhotovila firma Alfa 04 a. s., realizáciu objektov súvisiacich s križovatkou Vrtižer zabezpečovala firma Doprastav, a. s., závod Žilina, a objekty súvisiace s križovatkou Bytča firma Váhostav-SK, a. s. Objekt na križovatke Poprad zabezpečila firma Inžinierske stavby, a. s., Košice.

Konštrukčné riešenie

Križovatka Vrtižer

Mostný objekt na križovatke Vrtižer premosťuje diaľnicu D1, železničnú trať a cestu I/61. Hlavná časť mosta má 11 polí s rozpätiami od 24 do 37 m v celkovej dĺžke 348 m a spolu s dvomi vetvami dĺžky 156 a 109 m a s rozpätiami 25 až 33 m tvoria jeden dilatačný celok (*obr. 1* a *2*). Podpery mosta sa navrhli ako piliere kruhového prierezu s priemerom 1,8 m, ktoré vzhľadom na svoju početnosť a nepravidelnosť

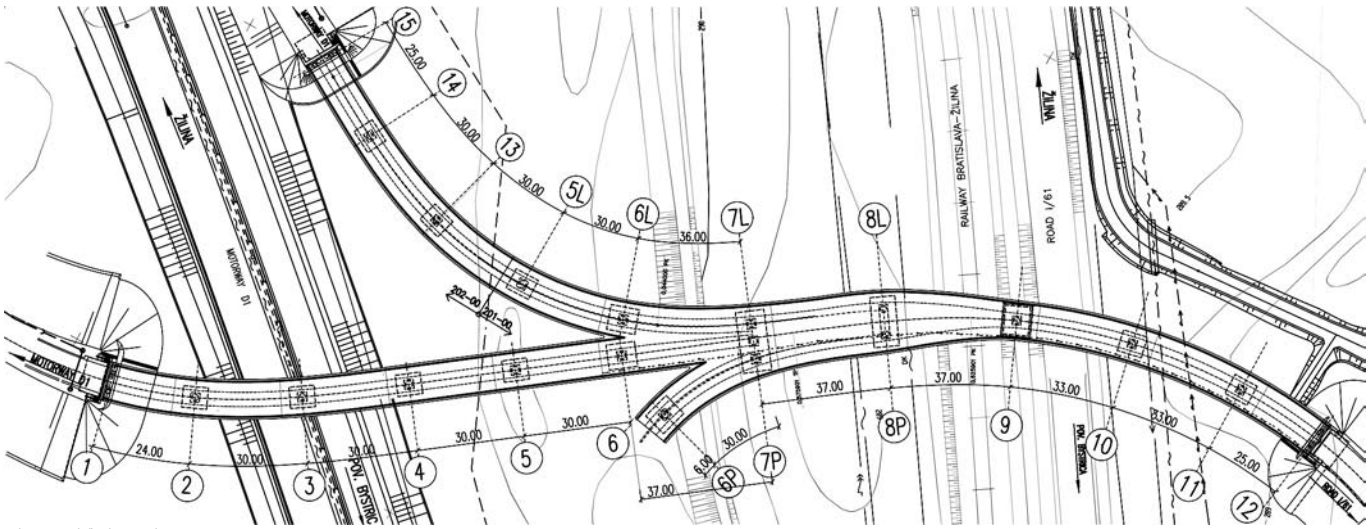
The D1 motorway section "Vrtižer – Hričovské Podhradie" is situated about 5 km from the town of Považská Bystrica in the direction to the town of Žilina. The section begins by the interchange "Vrtižer". The section overall length is 12.904 km. The route of the D1 motorway section between the municipalities of Mengusovce and Matejovce is situated within the area of the Region of Prešov and prevailingly the area of the District of Poprad, and its length is 8 km.

The design documentation for execution of works (the Construction Drawings) were prepared by the joint-stock company Alfa 04, the structures related to the interchange "Vrtižer" were constructed by the joint-stock company Doprastav., the Žilina Division, the structures related to the interchange "Bytča" were constructed by the joint-stock company Váhostav and the bridge at interchange "Poprad" the joint-stock company Inžinierske stavby, Košice.

Design concept

Interchange Vrtižer

The bridge at the interchange "Vrtižer" bridges the D1 motorway, the railway tracks and the I/61 road. The bridge main part is formed by 11



Obr.1 Prehľadný výkres mosta
Fig. 1 General layout of the bridge

Ing. Tibor Michalka, CSc., Alfa 04 a. s., Jašíkova ulica 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291583, e-mail: michalka@alfa04.sk
Ing. Margita Gašparíková, Alfa 04 a. s., Jašíkova ulica 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291465, e-mail: gasparikova@alfa04.sk



Obr. 2 Pohľad na križovatku Vrtižer
Fig. 2 The view of the interchange "Vrtižer"



Obr. 3 Pohľad na spodnú stavbu
Fig. 3 The view of the bridge substructure



Obr. 4 Rozplet vetiev mosta
Fig. 4 Bifurcation of bridge ramps

umiestnenia v danom priestore pôsobia najmenej rušivo a v súvislosti s rovnakou únosnosťou vo všetkých smeroch sú optimálne na zachytenie vodorovných síl pôsobiacich od nosnej konštrukcie ako celku v rôznych smeroch (*obr. 3*).

Nosnú konštrukciu tvorí komôrkový prierez konštantnej výšky 1,85 m s obojstrannými konzolami. Vzhľadom na zložitú geometriu mosta je šírka prierezu značne premenná, a to od 11 do 21 m, pričom vyloženie konzol ostáva konštantné. Most sa budoval po poliach na podpernej skruži z monolitického, dodatočne predpätého betónu (*obr. 4*). Škáry medzi jednotlivými etapami výstavby sa situovali vo vzdialenostiach 6 m od podpier. Nosná konštrukcia sa začala budovať v jej najkomplikovanejšej časti z hľadiska geometrie, čo umožnilo optimálne naštartovanie trámov, predpínacích káblov aj betonárskej výstuže do jednotlivých vetiev.

Most je uložený na pevných ložiskách na jednej podpere situovanej v pozdĺžnom smere v strede dilatačného celku. Ložiská na ostatných podperách sú pohyblivé jednosmerné a všesmerné v závislosti od možného pohybu nosnej konštrukcie.

Križovatka Bytča

Na križovatke Bytča sa vzhľadom na úplne rozdielne premosťovanie prekážky navrhli dva mostné objekty so spoločnou podperou a mostným záverom. Rieku Váh premosťuje mostný objekt dlhý 301,4 m. Má sedem polí s rozpätiami od 26 do 50 m a dve vetvy s dĺžkou 118,2 a 105,6 m s rozpätiami od 23 do 50 m (*obr. 5*).

Spodná stavba v koryte Váhu (*obr. 6*) sa navrhla zo stenových prvkov kruhového prierezu s priemerom 1,6 a 2 m, orientovaných v smere toku a v mieste vetiev z rovnakých dôvodov, ako bolo uvedené v prípade objektu križovatky Vrtižer.

spans with span lengths from 24 m to 37 m, with the overall length of 348 m, and together with two ramps, 156 m and 109 m long, with the spans of 25 to 33 m, they form 1 construction unit (*Fig. 1, Fig. 2*).

The bridge piers designed as circular columns with the diameter of 1.8 m, which, due to their numerousness and irregularity of placement within the given area, have less disturbing effect, and with regard to the same loading capacity in all directions, are optimal for retaining the horizontal forces acting from the bridge superstructure as a whole in different directions (*Fig. 3*).

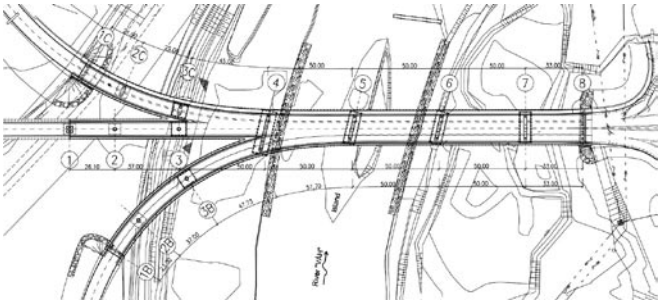
The bridge substructure is formed by a box-section girder with the constant depth of 1.85 m with both-sided cantilevers. Due to the complex bridge geometry, the cross section width is considerably varying, from 11 m to 21 m, while the cantilevers overhang remains constant. The bridge was constructed by spans on supporting scaffolding of cast-in-situ post-tensioned concrete (*Fig. 4*). The joints between the individual stages of the construction (the construction joints) were situated at a distance of 6 m from the piers.

The construction of bridge superstructure began in its most complicated part, from the geometry point of view, which enabled the optimal starting of girders, prestressing cables as well as the concrete steel reinforcement in connection with the individual bridge ramps.

The bridge superstructure is placed on fixed bearings on one pier situated, from the longitudinal direction point of view, in the middle of the construction unit. The bearings on the remaining piers are movable, unidirectional and multidirectional in the dependence on possible movement of bridge superstructure.

Interchange Bytča

In view of the completely different bridging of the obstacle there were 2 bridges with a common pier and expansion joint proposed to be constructed at the interchange "Bytča". The Váh river is being bridged by a 301.4 m long 7-span bridge with spans length from 26 m to 50 m and two ramps, 118.2 m and 105.6 m long, with spans length from 23 m to 50 m (*Fig. 5*).



Obr. 5 Prehľadný výkres mosta cez Váh
Fig. 5 General layout of the bridge over the Váh river



Obr. 6 Pohľad na most cez Váh
Fig. 6 The view of the bridge over the Váh river



Obr. 7 Rozplet vetiev mosta cez Váh
Fig. 7 The bifurcation of ramps of the bridge over the Váh river

Premostenie Váhu si vyžiadalo náročný postup výstavby spôsobenej hlbinným zakladaním, budovaním podpernej skruže v koryte rieky, ako aj prekládku Váhu počas výstavby. Podpery v inundácii sa zakladali plošne pod ochranou baranených štetovníc. Na realizáciu podpier sa v koryte Váhu vybudovali dočasné ostrovy. Zakladanie je hlbinné, mikropilóty sú pod ochranou štetovníc vkladaných do ryhy hĺbenej drapákom a vyplnenej ílovocementovou suspenziou. Tento postup si vyžiadal očakávané ťažkosti pri baranení v štrkoch s výskytom balvanov, na ktoré upozorňoval inžinierskogeologický prieskum.

Nosné konštrukcie mostov na križovatke Bytča majú komôrkový prierez. Geometria mosta premosťujúceho Váh je zložitá, pôdorysne zakrivená s troma vetvami (*obr. 7*). V mieste spojených vetiev je priečny rez trojkomôrkový a v mieste samostatných jednokomôrkový, pričom vyloženie konzol ostáva konštantné po celej dĺžke objektu. Výška prevažnej časti objektu je 2,75 m. V koncových poliach sa lineárne znižuje na 2,10 a na 1,85 m v časti napojenia na nadväzujúci most ponad diaľnicu, ktorý má identický prierez ako priľahlá vetva. Ide o 8-poľový most v pôdorysnom oblúku s polomerom R = 130 m a s rozpätiami polí 24 až 33 m (*obr. 8*). Napojenie tohto mosta na priamu vetvu predchádzajúceho si vyžiadalo precízne smerové, a najmä výškové vytýčenie, pretože strechový 2,5-percentný priečny sklon sa preklápa na objekte do jednostranného 6-percentného sklonu (*obr. 9*).

Každý most má pevné uloženie na jednej podpere, ktorá je vzhľadom na pozdĺžny pohyb situovaná v strede dilatačného celku. Ložiská na ostatných podperách sú pohyblivé – jednosmerné a všesmerné v závislosti od možného pohybu nosnej konštrukcie.

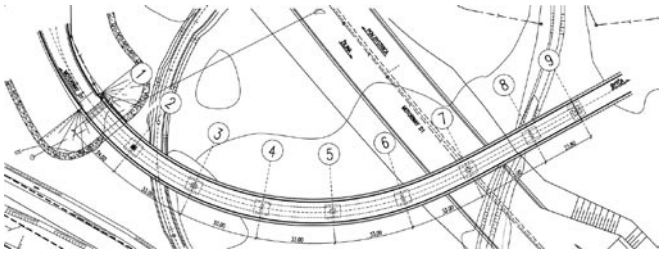
The bridge substructure situated within the Váh river bed (*Fig. 6*) is proposed to be constructed of wall-shaped elements oriented in the water course direction and at the place of bridge ramps, due to reasons already mentioned in case of the interchange Vrtižer, of circular cross section with the diameter of 1.6 and 2.0 m.

The bridging of the Váh river had required demanding construction method and sequence of works due to the need to construct deep foundations and the need to construct the supporting scaffolding within the Váh river bed, with consequent requirement to relocate the Váh river water course during the construction. The foundations of piers situated within the flooding area were constructed as shallow (spread) foundations under the protection of driven sheet piles. There were temporary islands constructed in order to enable the construction of piers situated within the Váh river bed, the foundations were constructed in form of deep foundations, the micropiles under the protection of sheet-pile walls inserted in the channel excavated by dredger and filled with clayey-cement suspension. This method had to deal with the expected problems at driving of piles in gravels with boulders, the possible occurrence of which was pointed out in the report on the engineering–geological survey.

The cross section of superstructures of bridges at the interchange "Bytča" is that of the box. The geometry (horizontal and vertical alignment) of the bridge bridging the Váh river is complex, with horizontal curves, with three ramps (*Fig. 7*).

At the place of jointed ramps the bridge section (the box) is formed by 3 cells and at the place of individual ramps it is a single-cell box section, while the cantilevers overhang remains constant along the whole bridge length. Within the prevailing length of the bridge the superstructure depth is 2.75 m. At the end-spans the superstructure depth is linearly decreasing to 2.10 m and 1.85 m in the part of the connection to the adjacent bridge over the motorway, the cross section of which is identical as that of the adjacent ramp. It concerns an 8-span bridge in horizontal curve with the radius R = 130 m, with spans length of 24 m to 33 m (*Fig. 8*).

The connection of this bridge to the straight ramp of the adjacent bridge had required precise setting out of the horizontal and especially the vertical alignment, since the gabble-roof shaped crossfall of 2.5 % changes into one-sided with the gradient of 6% (*Fig. 9*).



Obr. 8 Prehľadný výkres mosta ponad diaľnicu
Fig. 8 General layout of the bridge over the motorway



Obr. 9 Pohľad na most ponad diaľnicu
Fig. 9 The view of the bridge over the motorway



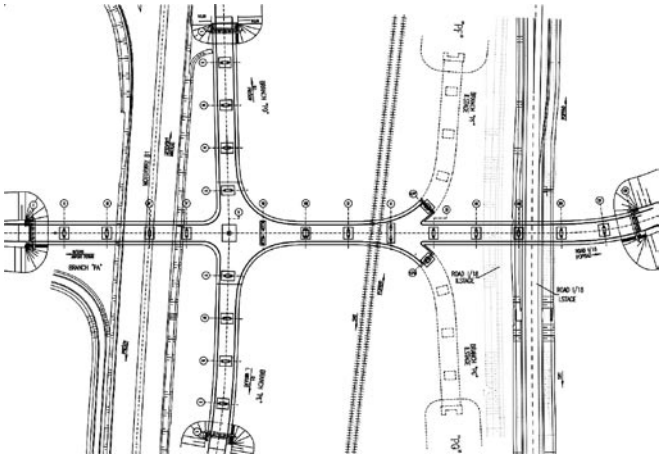
Obr. 10 Výstavba mostov
Fig. 10 Construction of bridges

Mosty sa budovali po poliach na podpernej skruži z monolitického dodatočne predpätého betónu. Škáry medzi jednotlivými etapami výstavby sa situovali vo vzdialenostiach 6 až 8 m od podpier v závislosti od dĺžky rozpätia (*obr. 10*).

Križovatka Poprad

Mostný objekt tvoriaci podstatnú časť križovatky Poprad pozostáva v rámci 1. etapy z vetiev PA, PD a PE. Most prechádza ponad navrhovanú trasu diaľnice D1, existujúcu železničnú trať Košice – Žilina a preložku cesty I/18. Križovatka zabezpečuje napojenie diaľnice D1 a cesty I/18 na letisko Poprad. Pôvodný zámer realizácie preložky cesty I/18 ako smerovo rozdeleného štvorpruhu sa z dôvodu úsporných opatrení redukoval na polovičný profil. To sa dotklo aj mostného objektu a dobudovanie dvoch vetiev križovatky sa zastavilo. Vetvy PF a PG sa budú realizovať v ďalšej etape (*obr. 11*).

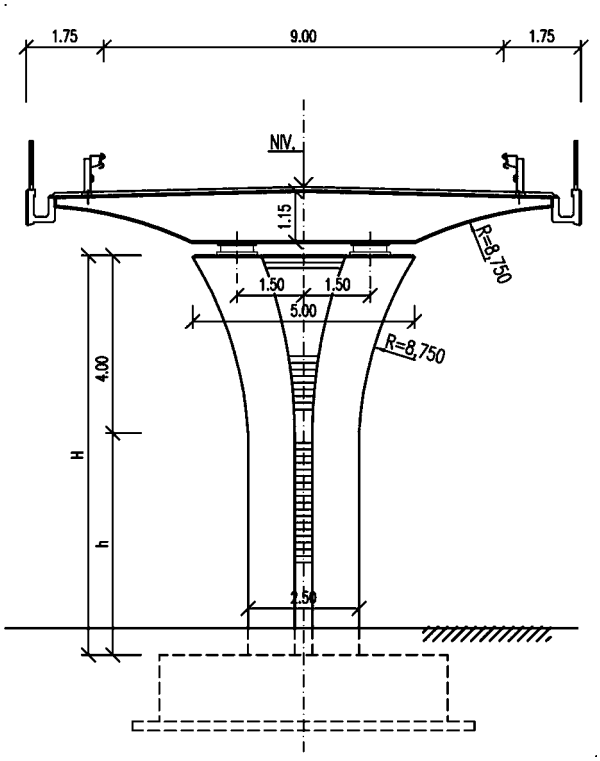
Piliere tvorí jeden driek a základová pätka. Pilier č. 6 na vetve PA je kruhová stojka s priemerom 1,7 m v spodnej časti, pričom horná časť sa lievikovito rozširuje na 2,3 m. Ostatné piliere tvorí elipsa s konštantnými rozmermi polosí 2,5 m × 1,3 m v spodnej časti, ktorá sa na dĺž-



Obr. 11 Prehľadný výkres mosta
Fig. 11 General layout of the bridge



Obr. 12 Výstavba pilierov mosta
Fig. 12 Construction of bridge piers



Obr. 13 Priečny rez mostom
Fig. 13 Bridge cross section

The seating of each bridge is fixed, on one pier situated, from the longitudinal movement point of view, in the construction unit middle. The bearings on the remaining piers are movable, unidirectional and multidirectional in the dependence on the possible movement of the bridge superstructure.

The bridges were constructed span-by-span on the supporting scaffolding of cast-in-situ post-tensioned concrete. The joints between the individual construction stages were situated at a distance of 6 m to 8 m from the piers depending on the span length (*Fig. 10*). Tototal wiew on the interchange "Bytča" is in the *fig. 11*.

Interchange Poprad

The bridge forming the major part of interchange "Poprad" consists, within the Stage 1, of ramps "PA", "PD" and "PE". The bridge passes over the proposed route of the D1 motorway, the existing railway link "Košice – Žilina" and the relocation of the I/18 road. The interchange provides for the connection of the D1 motorway and the I/18 road to the "Poprad" airport. The initial plan to carry out the relocation of the I/18 road in form of dual-carriageway four-lane highway was reduced due to the cost-saving measures into half (single-carriageway two-lane) motorway profile. This had affected also the construction of the bridge and the construction of two interchange ramps had been suspended. The ramps "PF" and "PG" will be constructed in the next stage of the project (*Fig. 12*).

The piers are formed by single body and the footing (bearing plate). The pier N°VI on ramp "PA" is a circular column with the diameter of 1.7 m in the lower part. The upper part is widening into a funnel-shaped cap with the diameter of 2.3 m. The section of the remaining piers is elliptical, with the constant dimensions of radius of 2.5 x 1.3 m in the lower part, which is then widening on a 4 m long section in direction to the top to form a funnel with the dimensions of 5.0 m x 1.6 m. The pier, over which the construction units are jointing, is formed by a pair of piers with the described shape (*Fig. 13*). A pair of pot bearing is placed on each pier with the exception of the pier N°VI. There is one fixed pot bearing placed on pier N°VI of the first construction unit. The fixed seating for the second construction unit is provided for by means of fixed bearings situated on piers N°V/F, V/G and XI. Only the multidirectional bearings enabling the free movement of bridge superstructure, which support the widened



Obr. 14 Výstavba nosnej konštrukcie
Fig. 14 Construction of bridge superstructure



Obr. 16 Detail tvaru pilierov
Fig. 16 Detail of piers shape



Obr. 15 Celkový pohľad na most
Fig. 15 General view on the bridge



Obr. 17 Pohľad na most s najvyšším štítom Tatier v pozadí (2 655 m n. m.)
Fig. 17 View of the bridge with the highest mountain of the High Tatras mountain range in the background (2 655 m a. s. l.)

ke 4 m lievikovito rozširuje smerom k vrcholu na rozmery 5,0 × 1,6 m. Pilier, nad ktorým sa spájajú dilatačné celky, tvorí dvojica takýchto pilierov (*obr. 12)*. Na každom pilieri okrem piliera č. 6 je umiestnená dvojica hrncových ložísk. Na pilieri č. 6 prvého dilatačného celku sa umiestnilo jedno pevné hrncové ložisko. Pri druhom dilatačnom celku zabezpečujú pevné uloženie pevné ložiská na podperách č. V/F, V/G a č. 11. Na piliere č. 5, 7 a 10, ktoré podopierajú rozšírené časti nosnej konštrukcie, sa umiestnili len všesmerné ložiská umožňujúce voľný pohyb nosnej konštrukcie. Na zostávajúcich pilieroch je umiestnené jedno všesmerné a jedno jednosmerné ložisko.

Nosná konštrukcia (NK) sa navrhla ako plná spojitá doska pozostávajúca z dvoch dilatačných celkov, ktoré sú nad spoločnou podperou spojené prostredníctvom mostného dilatačného záveru. Šírka nosnej konštrukcie je na vetvách PA, PD a PE konštantná 11,2 m s konzolami šírky 3,1 m, ktorých spodná hrana má nábeh na kruh s polomerom R = 8,75 m. Výška nosnej konštrukcie je konštantná 1,15 m, len nad podperou č. 6 v mieste napojenia vetiev PD a PE na vetvu PA má nábeh v tvare lievika, ktorého priemer je 16 m a výška nad podperou je 2,15 m (*obr. 13*).

Na vytýčenie pomerne zložitého tvaru nosnej konštrukcie sa vypracoval samostatný výkres a textová príloha so súradnicami vytyčovacích bodov. V najkomplikovanejšej časti nosnej konštrukcie 1. etapy sa súradnicami podrobne zdokumentovali lomy a riadiace priamky potrebné na vytýčenie horného a spodného povrchu nosnej konštrukcie. Návrhom nábehu NK nad podperou č. 6 a umiestnením skrytého priečnika z betonárskej výstuže v asymetrickej časti NK medzi podperami č. 7 vetvy PA a č. 5 vetvy PD, resp. PE sa dosiahlo zmiernenie nepriaznivých účinkov vplyvom zaťaženia na tej-

parts of the bridge superstructure, are placed on piers N°V, VII and X. One multidirectional and one unidirectional bearing are placed on the remaining piers.

The bridge superstructure is designed as solid continuous slab formed by two construction units, which are jointed above the common pier by means of the bridge expansion joint.

On ramps "PA", "PD" and "PE" the width of bridge superstructure is constant, 11.2 m, with the width of cantilevers of 3.1 m, the haunch of the lower edge of which is circular with the radius R = 8.75 m. The depth of bridge superstructure is constant, 1.15 m. Only above the pier N°VI, at the place of connection of ramps "PD" and "PE" to ramp "PA" the bridge superstructure is provided with a haunch with the shape of a funnel, the diameter of which is 16 m and the height above the pier is 2.15 m (*Fig. 14*).

A separate drawing with relevant textual part with coordinates of setting-out network benchmarks forming an annex to it was elaborated in order to set out the rather complicated shape of bridge superstructure. In the most complicated part of bridge superstructure to be implemented within the Stage 1 of the project, the points of deviation and the directional lines necessary for setting out the superstructure upper and bottom surfaces were documented in detail by means of coordinates. The mitigation of adverse effects due to the load on this, from the shape and the statics point of view difficult part of bridge superstructure, has been achieved by proposing a superstructure haunch above the pier N°VI and by placing a hidden cross-beam of steel reinforcement in the asymmetrical part of bridge superstructure between the pier N°VII of ramp "PA" and the pier N°V of ramp "PD" or "PE" (*Fig. 15*).

to tvarovo a staticky náročnej časti NK (*obr. 14*). Po vyhotovení spodnej stavby sa postupne v jednotlivých etapách na pevnej podpernej skruži systémom pole, resp. dve polia a konzola vybudovala nosná konštrukcia (*obr. 15* až *17*).

Statická analýza

Konštrukcie sa analyzovali ako priestorové aj prútové konštrukcie metódou konečných prvkov so zohľadnením reologických účinkov betónu a rozdelenia vnútorných síl vplyvom postupného betónovania a predpínania NK. Konštrukcie sa navrhli ako plne predpäté.

After completing the substructure the superstructure had been constructed stage by stage on the stationary supporting scaffolding by the span+cantilever or two spans+cantilever method (*Fig. 16, 17, 18*).

Structural analysis

The structures have been analyzed as spatial as well as bar constructions by the finite elements method, while taking into account the concrete rheological effects and the distribution of internal forces due to staged concreting and prestressing of bridge superstructure and they are designed as fully prestressed.

Použité materiály

Piliere spodnej stavby a nosná konštrukcia:	betón C 30/37
Betonárska výstuž:	10 505 R
Predpätie: súdržné káble z 12 lán s priemerom Ls 15,5/1 800 MPa	

Materials used

The piers of bridge substructure and the superstructure:	concrete grade C 30/37
Concrete reinforcing steel:	grade 10 425 R steel
Bonded: prestressing tendons – 12-strand cables Ls Ø15.5/1800 MPa	

Spotreba hlavných materiálov

Most na križovatke Vrtižer

Betón:	0,65 m^3/m^2
Betonárska výstuž:	98 kg/m^2
Predpínacia výstuž:	30 kg/m^2

Main materials consumption

Bridge at interchange Vrtižer

Concrete:	0.65 m^3/m^2
Steel reinforcement:	98 kg/m^2
Prestressing tendons:	30 kg/m^2

Mosty na križovatke Bytča

Most nad riekou Váh

Betón:	0,73 m^3/m^2
Betonárska výstuž:	99 kg/m^2
Predpínacia výstuž:	34 kg/m^2

Nadväzujúci objekt

Betón:	0,60 m^3/m^2
Betonárska výstuž:	78 kg/m^2
Predpínacia výstuž:	26 kg/m^2

Bridge at interchange Bytča

Bridge over the Váh

Concrete:	0.73 m^3/m^2
Steel reinforcement:	99 kg/m^2
Prestressing tendons:	34 kg/m^2

Adjacent bridge

Concrete:	0.60 m^3/m^2
Steel reinforcement:	78 kg/m^2
Prestressing tendons:	26 kg/m^2

Križovatka Poprad

Betón:	0,81 m^3/m^2
Betonárska výstuž:	87 kg/m^2
Predpínacia výstuž:	22 kg/m^2

Interchange Poprad

Concrete:	0.81 m^3/m^2
Steel reinforcement:	87 kg/m^2
Prestressing tendons:	22 kg/m^2



Miroslav Maťaščík – Igor Masaryk

Dlhá estakáda budovaná výsuvnou skružou na diaľnici D47 v Českej republike

The Long Flyover on the D47 Motorway in the Czech Republic Constructed by the Movable Falsework Construction Method

Na severe Moravy v týchto dňoch finišuje výstavba dlhej estakády pri Bělotíne. Nosná konštrukcia tejto betónovej estakády má priečny rez v tvare komory. Prečo sa použil tento tvar, keď v Čechách v posledných rokoch dominujú mosty v tvare dvojtrámu, sa pokúsime vysvetliť v tomto príspevok.

The construction of the long flyover at the municipality of Bělotín is nowadays entering the final stage of its completion in the northern part of the Morava Region in the Czech Republic. The cross section of this concrete flyover superstructure is that of a box-section girder. This contribution will try to explain why this shape has been used, when it is the bridges with the shape of the dual-girder superstructure that are dominating in recent years in the Czech Republic.

Polemický úvod

Mosty estakádneho charakteru s komorovým prierezom sú dnes vystavené ťažkej skúške. V čase stavebného boomu boli stavebné firmy často nútené k veľmi rýchlemu tempu výstavby mostných objektov. Táto požiadavka ich viedla k racionalizácii technologických postupov a minimalizovaniu prácnosti stavebných úkonov. Tomu zodpovedá návrat ku klasickému dvojtrámovému prierezu. Pri mostoch budovaných na výsuvných skružiach sú to hladké bezpriečnikové dvojtrámové prierezy konštantného tvaru po celej dĺžke mosta. Takéto staticky nie práve ideálne rozmiestnenie hmoty nosnej konštrukcie je kompenzované realizačným „pohodlím" (debnenie bez vnútorných dutín, jednoduchá betonárska výstuž, pohodlnejšia betonáž a pod.), a tým aj rýchlosťou výstavby. Výrobná zložka stavebných firiem tieto prednosti dvojtrámového prierezu veľmi oceňovala, a tak viaceré firmy zakúpili výsuvné skruže pre dvojtrámy. Vlastníctvo výsuvnej skruže, samozrejme, vedie stavebné firmy k uprednostňovaniu tohto prierezu aj na ďalších mostoch. Nič proti tomu, výsuvná skruž je drahé zariadenie, preto je snaha firiem o jeho maximálne využitie prirodzená.

Prirodzené však nie je schematické aplikovanie dvojtrámového prierezu projektantmi. Bezpriečnikový dvojtrám konštantného priečneho rezu s mohutnými trámami, ktorých šírka je limitovaná nadpodperovým prierezom, je prirodzený pre konštrukciu budovanú na výsuvnej skruži. Je však udivujúce, keď sa tento prierez používa aj pri krátkych mostoch budovaných na statickej skruži, pri ktorých technológia neovplyvňuje tvarovanie konštrukcie. Podobne málo tvorivo sa často pristupuje aj k návrhu spodnej stavby pre dvojtrámy. Typickým príkladom je použitie dvojice stĺpov pri „vysokých" mostoch zakladaných na strmom svahu. Plošne rozsiahla viacstupňová základová doska je v takomto prípade hriechom na konštrukcii aj na prírode.

A teraz niekoľko slov na obranu komorového prierezu. Jeho statické prednosti sú nesporné, spomeniem aspoň niektoré:

- neobmedzovaná možnosť na optimálne rozloženie hmoty,
- výhodná poloha neutrálnej osi,
- výborná torzná odolnosť,
- rôzne možnosti umiestnenia ložísk, a tým aj minimálne obmedzenia pri tvarovaní podpier,
- lepšie možnosti na kotvenie káblov mimo „čela" etapy (priečniky, dolná doska atď.),

Controversial introduction

Today the bridges with the character of flyover (viaduct) with the box-type section are facing a difficult trial. At the time of the construction "boom" the construction companies were often forced to spurt with the construction of bridges at a very fast rate of execution of construction works. This requirement led them to rationalization of technological procedures (the construction methods) and to minimization of arduousness of construction operations. To that corresponds the return to the classical dual-girder cross section. In case of bridges constructed by the movable falsework construction method it represents the plain dual-girder sections of constant shape without cross-beams along the whole bridge length. Such "not quite ideal", from the statics point of view, distribution of bridge superstructure mass, is compensated by the "comfort" of implementation (the formwork without internal cavities, simple steel reinforcement, more comfortable concreting, ...) and subsequently by the fast rate of execution of construction works. The production departments of construction companies appreciated very much these advantages of dual-girder section and thus a number of companies had purchased movable falsework for dual-girder structures. Of course the ownership of movable falsework leads the construction companies to prefer this type of sectional shape also in case of other bridges. Nothing against that, the movable falsework is an expensive equipment and so the endeavor of companies to make maximum use of it, is natural.

However, what is not natural is the schematic application of dual-girder section by the designers. The duel-girder structure of constant section without cross-beams with huge girders, the width of which is limited by the above-pier cross section, is natural for the structure constructed on movable falsework. But I am astonished to see, when this section is being applied also in case of short bridges constructed on stationary falsework, in case of which the construction method is not influencing the structure design. With similar lack of creativity are often approached also the designs of substructures for the dual-girder section structures. The typical example is using a pair of piers in case of "high" bridges, the foundations of which are constructed in a steep slope. In such case the large-area multilevel foundation slab is an "offence" with regard to the structure as well as the nature.

And now few words to "defend" the box-type section.

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291535, e-mail: matascik@alfa04.sk
Ing. Igor Masaryk, Alfa 04 a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291442, e-mail: masaryk@alfa04.sk

- pri komplikovaných križovatkových mostoch s premennou šírkou a pripájajúcimi sa vetvami bezproblémové pridávanie a uberanie trámov, ako aj vykotvovanie káblov v priečnikoch, na vnútorných stenách trámov aj v doskách,
- prednosti komory pri mostoch budovaných vysúvaním, letmou betonážou alebo pri mostoch väčších rozpätí sú zrejmé.

Tieto nesporné klady „komory" sa väčšinou – predovšetkým ľuďmi z terénu – potierajú z dôvodu problémov pri realizácii tohto prierezu. Vyššia prácnosť pri armovaní, betonáži, a najmä pri oddebňovaní vnútorného debnenia je nepopierateľná, hoci aj tieto činnosti sa dajú predovšetkým pri dlhých mostoch racionalizovať (posuvné vnútorné debnenia, zvárané oceľové rohože na armovanie dolnej dosky atď.).

Na záver konštatujeme, že pre našu profesiu je výborné, keď spor „komora verzus dvojtrám" nie je navždy rozhodnutý. To bude nútiť projektanta na začiatku každej novej úlohy sa znovu a znovu zamýšľať, a nie iba používať to, čo má práve „v šuflíku". Hoci veľmi často rozhodne tento spor to, čo má práve zhotovovateľ „na dvore". A to bol aj prípad estakády cez potok Luha pri Bělotíne.

Opis konštrukcie mosta

Stavba 4705 Bělotín – Hladké Životice je súčasťou severojužnej moravskej diaľnice D47 spájajúcej Brno s Ostravou, s pokračovaním na poľskú hranicu. Stavba je v súčasnosti v polovičnom profile v prevádzke. Súčasťou stavby je aj objekt 5201 Most na diaľnici cez potok Luha v km 107,130.

Objekt tvoria dve súbežné diaľničné estakády. Komunikácia na moste je v šírkovom usporiadaní R 28,5/120. Smerovo trasa diaľnice vedie v ľavotočivom oblúku. Niveleta mosta je vo výškovom zakružovacom oblúku. Priečny sklon vozovky je v celom rozsahu mosta dostredný 2,5 %.

Most sa založil hĺbkovo, na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm a dĺžkou 12 až 18 m. Podložie tvoria neogénne, stredne- až vysokoplastické íly.

Spodnú stavbu tvoria podpery šesťhranného prierezu ukončené rozširujúcou sa hlavicou na uloženie dvojice hrncových ložísk Cedron. Najvyšší pilier má výšku 23 m. Spodná časť podpier je z betónu C 35/45 a vrchná časť spolu s hlavicou z betónu C 30/37.

Nosnú konštrukciu obidvoch estakád tvorí spojitý jednokomorový 16-poľový nosník výšky 2,4 m z monolitického, dodatočne predpätého betónu C 30/37. Nosná konštrukcia sa budovala na výsuvnej skruži. Predpínacie káble tvorí 9 alebo 13 lán Ls 15,7/1 800. Sú prevažne stykované v pracovnej škáre, asi 40 % káblov je kotevných v nadpodperových priečinkoch. Ako betonárska výstuž sa vo veľkom rozsahu používali armokoše a vopred zvárané rohože. Aby sa zabezpečila rýchlosť a realizačné pohodlie pri ukladaní predpínacích káblov do prierezu, strmene trámov sa v 1. etape armovacích prác otvorili. Po uložení káblov sa strmene uzavreli priečnou výstužou hornej dosky.

Vzhľadom na veľkú dĺžku mosta, pôdorysné zakrivenie a spôsob výstavby sa mimoriadne nároky kládli na ložiská. Ložiská museli umožniť veľké dilatačné pohyby, museli preniesť veľké vodorovné sily vyplývajúce z excentricity fixovania mosta počas výstavby a museli tiež meniť svoje funkcie a smer dilatovania v jednotlivých štádiách výstavby. To si vyžiadalo náročné úpravy hrncových ložísk. Štandardná časť ložiska sa doplnila spodnou pomocnou klznou doskou a systémom „blokov", ktoré zabezpečovali dočasné fixovanie mosta. Režim fungovania ložísk sa v každom štádiu výstavby prísne sledoval.

Výsuvná skruž

Výsuvnú skruž MVS 40, ktorá je majetkom zhotovovateľa Inžinierskych stavieb, a. s., tvoria dva oceľové priehradové nosníky umiestnené pod komorou mosta na jej obidvoch stranách. Majú dĺžku 90 m a sú podopreté troma oceľovými vežami vzdialenými 42 m, osadenými na základy podpier.

V úseku betónovaného poľa nesú nosníky debnenie komory nosnej konštrukcie mosta, zvyšná časť nosníkov bez debnenia zabezpečuje presun debniacej časti skruže do ďalšieho poľa. Po vybetónovaní poľa nosnej konštrukcie dôjde k oddebneniu poklesom debnenia





The advantages of this type of structure from the statics point of view are inevitable; let me mention at least some of them:

- unlimited possibility to distribute the mass optimally;
- favorable position of neutral axis;
- excellent resistance to torsion;
- different possibilities of placement of bearings meaning also the minimal limitations designing the piers shape,
- better possibilities to anchor the cables outside the stage "face" (cross-beams, bottom slab, ...),
- in case of complicated interchange bridges with the varying width and with the connecting ramps, problem-free adding and taking-off of girders as well as anchoring of cables in cross-beams, on inside walls of girders as well as inside the slabs,
- the advantages of box girder in case of bridges constructed by the incremental launching method, the free cantilever construction method or in case of bridges with longer span length are obvious.

These inevitable positive aspects of the "box" are mostly put in doubt in the first place by the people "from the site" because of the problems with the construction of this sectional shape. The higher labor consumption at setting of steel reinforcement, at concreting, and above all at removing the internal formwork, are inevitable facts, although even these works can be, particularly in case of long bridges (sliding internal formwork, welded mats of steel wire mesh for the bottom slab reinforcement, ...), rationalized.

In conclusion I am stating that it is good for our profession, that the dispute "box versus dual-girder" has not been decided yet for ever. That will be forcing the designer to get thinking again and again at the beginning of each new assignment, and not only use the concept that he has "in his drawing" right at that time. Although this dispute will be decided very often by that, what the Contractor has "in his yard" right at that time. And that was also the case of "our" flyover over the *Luha* brook at the municipality of Bělotín.

Bridge structure description

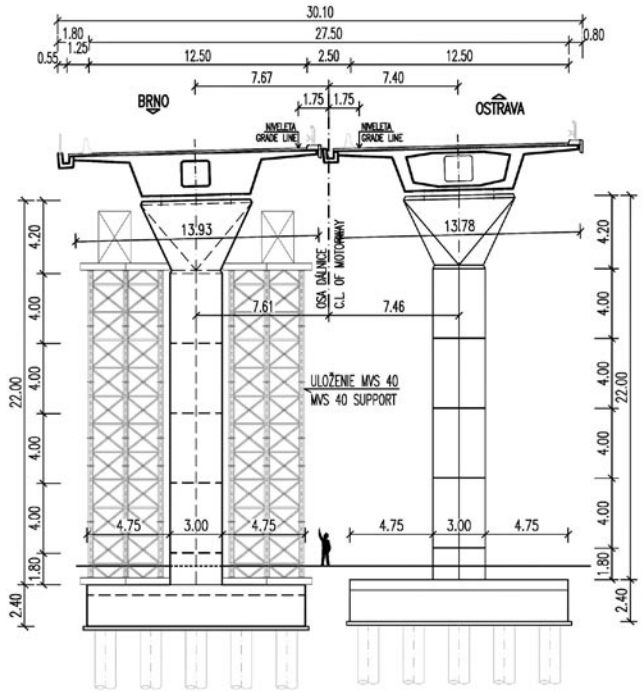
The project of the motorway section "4705 Bělotín – Hladké Životice" is part of the north-south Moravian motorway D47 linking the town of Brno with the town of Ostrava, with the continuation to the Polish



o 0,40 m. Spodná podlaha debnenia sa v osi mosta oddelí a spustí sa do zvislej polohy, čo zabezpečí počas presunu skruže do ďalšieho poľa bezkolízny prechod debnenia vedľa podpery.

Záver

Pravý most, objekt 5201, dnes už slúži motoristickej verejnosti. Zaťažovacia skúška aj doterajšia prevádzka potvrdzujú súlad realizovaného diela s projektom. Dosiahnutý čas výstavby aj ekonomické ukazovatele zase potvrdzujú správnosť koncepcie návrhu mosta a opodstatnenosť použitia výsuvnej skruže na jej realizáciu. Celá stavba bude odovzdaná do prevádzky v auguste 2010.



border. At present the structure is in half (single-carriageway) motorway profile and it is in service. The structure 5201 "The Bridge over the Luha Brook on the Motorway in km 107.130" is part of the project as well.

The structure consists of two parallel motorway flyovers (viaducts). The cross-sectional parameters of the highway on the bridge are those of the expressway category R 28.5/120. From the horizontal alignment point of view the motorway is situated in a left curve. The bridge grade line is in vertical curve. The pavement crossfall is centrical with the gradient of 2.5 % within the whole bridge section.

The bridge foundations are deep, it is resting on large-diameter piles with the diameter of 1200 mm and the length of 12 to 18 m. The subgrade is represented by Neogene clays with medium to high plasticity.

The bridge substructure is formed by hexagon-section piers ended with widening cap for placement of a pair of CEDRON pot bearings. The height of the highest pier is 23 m. The piers lower part is of grade C 35/45 concrete and the upper part, together with the cap, of grade C 30/37 concrete.

The superstructure of both flyovers is formed by continuous 16-span single-cell box girder with the overall depth of bridge superstructure of 2.4 m of cast-in-situ post-tensioned grade C 30/37 concrete. The bridge superstructure was constructed by the movable one-span long falsework method. The prestressing tendons are formed by cables with 9 or 13 strands Ls 15.7/1 800. They are coupled mostly in the construction joint, about 40 % of cables is anchored in above-pier cross-beams. There were reinforcement cages and pre-welded mats of steel wire mesh used mainly as the steel reinforcement for the concrete. In order to ensure the fast rate and unconstrained conditions at placement of prestressing cables in the section, the girders stirrups were opened in stage 1 of setting of steel reinforcement. After placing the cables the stirrups were closed by the transversal reinforcement of the upper slab.

Because of the large length of the bridge, the horizontal alignment curvature and the construction method, extraordinary requirements had been placed on the bridge bearings. The bearings had to enable large dilatation movements, they had to transfer large horizontal forces resultant due to the eccentricity of fixing the bridge during the construction and also had to change their functions and the dilatation direction in the individual construction stages. That had required demanding modifications of pot bearings. The standard part of the bearing was complemented with the bottom auxiliary slide plate and with a system of "blocks", which were providing for the temporary fixing of the bridge. The regime of bearings functioning was closely monitored during each stage of the construction.

The movable falsework

The movable falsework MVS 40, which belongs to the contractor, the company Inžinierske stavby, consists of two steel lattice girders positioned under the bridge deck cell (the box) along its both sides. They are 90 m long and they are supported by means of three steel towers at the spacing of 42 m mounted on the piers foundations.

In the section of the span being concreted the girders are carrying the shuttering of the bridge deck cell, the remaining part of girders without falsework provides for the movement of the shuttering part of the falsework to the next span. After concreting the span of the bridge superstructure the falsework removal is carried out by lowering the shuttering by 0.40 m. The shuttering bottom floor is separated in the bridge centre line and is lowered into vertical position, which will ensure the collision-free passage of falsework alongside the pier during shifting the falsework to the next span.

Conclusion

Today, the right bridge – the structure 5201 – already serves the motorists. The test loading, as well as the whole bridge operation confirm the concordance of the completed Works with the design. And the achieved duration of construction works as well as the economic indicators confirm the correctness of the bridge design concept and the justness of utilization of movable falsework for its construction. The whole project will be put in service in August 2010.

SMTS
STAVBY MOSTOV SLOVAKIA
Společnost skupiny VINCI CONSTRUCTION
pajer@smp.cz





SMP CZ
Společnost skupiny VINCI CONSTRUCTION
ou@smp.cz

HILTI

Bourací kladivo
TE 3000-AVR



Den nezávislosti
Pneumatické nářadí je minulostí.
Budoucnost patří TE 3000-AVR.

TE 3000-AVR
Výkon pneumatického kladiva.
Žádný kompresor.

- Ohromující energie příklepu: 68 J
- Úžasný bourací výkon: až 6 tun betonu za hodinu
- Minimální vibrace: méně než 7 m/s² = přípustná denní doba používání > 4 h
- Bezúdržbový bezuhlíkový SR motor
- Snadný provoz bez kompresoru
- Mimořádně nízké provozní náklady



Hilti. Splní nejvyšší nároky.
www.hilti.cz | www.hilti.sk

6. fórum koľajovej dopravy

Termín 16. a 17. marec 2010 patril opäť odborníkom, ktorí sa vo svojej práci venujú vývoju, projektovaniu, výrobe, realizácii, financovaniu a prevádzkovaniu železničnej a mestskej koľajovej dopravy. Fórum koľajovej dopravy je jedným z mála podujatí, ktoré robí pozitívnu osvetu železničnej a mestskej koľajovej doprave. Ich obrovské prednosti a pozitíva sú ešte vždy málo známe a v spoločnosti málo preferované. Je nevyhnutné neustále zdôrazňovať prednosti tejto dopravy, akými sú neporovnateľne vyššia kapacita oproti cestnej doprave, rýchlosť, najmä pri tranzitnej doprave, vysoká bezpečnosť, najprijateľnejšia doprava z pohľadu ekológie a po prijatí príslušnej a koncepčnej legislatívy aj najekonomickejšia doprava.

V Európskej únii si to už väčšina štátov plne uvedomuje. Žiaľ, u nás na Slovensku zatiaľ len veľmi málo. A fórum je aj o tom, aby si to plne uvedomili všetci zodpovední.

Konferencia sa konala v hoteli Radisson SAS Carlton Hotel v Bratislave pod záštitou ministra dopravy, pôšt a telekomunikácií SR, rektora Žilinskej univerzity v Žiline a rektora Slovenskej technickej univerzity v Bratislave. Organizátorom konferencie je nezisková Spoločnosti PSKD – Prevádzka a stavby koľajovej doprav a jej hlavným garantom spoločnosť REMING Consult, a. s.

Atmosféra fóra sa už tradične niesla v tvorivom, odbornom a priateľskom duchu. Počas konferencie odzneli stále žiadané témy o modernizácii konvenčných koridorových tratí, o trende v budovaní vysokorýchlostných tratí, o mestskej koľajovej doprave ako súčasti urbanizácie a architektúry mesta, o rozvoji mobilných prostriedkov, o interoperabilite. Viac ako 250 účastníkov konferencie, medzi ktorými boli projektanti, investori, výrobcovia, zhotovitelia stavieb, zástupcovia štátnej správy a samosprávy, zástupcovia vzdelávacích a výskumných inštitúcií a mnohí iní, si počas konferencie mali možnosť vypočuť 44 odborných prezentácií, z čoho tretina bola od zahraničných autorov. Prvý deň konferencie sa skončil spoločenským večerom, na ktorom pokračovala diskusia a nadväzovali sa nové kontakty.

V závere konferencie Ing. Slavomír Podmanický, hlavný predstaviteľ Spoločnosti PSKD a zároveň generálny riaditeľ a predseda predstavenstva akciovej spoločnosti REMING Consult, vyzdvihol vysokú odbornú a spoločenskú úroveň Fóra koľajovej dopravy, ktorého úroveň z roka na rok rastie a zaujíma pevné miesto v kalendári medzinárodných konferencií na tému koľajovej dopravy. Poďakoval sa prednášajúcim za vysokú úroveň a názornosť ich príspevkov, vedeckému výboru konferencie, účastníkom, celému organizačnému tímu a pozval všetkých na budúci ročník konferencie, ktorá sa uskutoční v marci 2011.

Fotodokumentáciu o tomto podujatí nájdete na stránkach
www.pskd.sk, www.reming.sk.



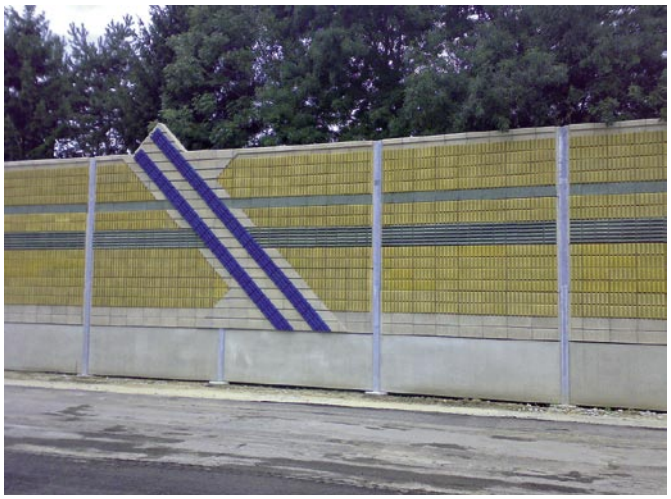






Protihlukové steny z štiepkovocementových tvaroviek

S rozvojom priemyslu a zvyšovaním životnej úrovne obyvateľstva dochádza k čoraz väčšiemu zaťaženiu životného prostredia hlukom. Medzi jeho významné zdroje patrí aj dopravný hluk. Budovaním nových priemyselných, obytných a obchodných centier, ako aj zhusťovaním dopravy, sa hluk stále zvyšuje. Vo väčšej miere sa podieľa na zhoršovaní životného prostredia v mestách, v okolí ciest a železničných tratí. K ďalším zdrojom patrí hluk zo susedných bytov, zo stavieb alebo podnikov. Jedným z riešení je budovanie aktívnych protihlukových stien z rôznych druhov materiálov, ktoré majú dobré absorpčné vlastnosti ako aj zvukovú nepriezvučnosť.





Jedným z vhodných riešení na realizáciu protihlukových stien je použitie štiepkocementových tvaroviek a absorbérov. Rôzne typy tvaroviek umožňujú zhotoviť protihlukové steny jednostranne a obojstranne pohltivé – záleží na umiestnení od komunikácie a potreby zníženia hluku. Pre silne zaťažené miesta sa odporúča využiť vysokoabsorbčné pohltivé protihlukové steny s pohltivosťou až 15 dB. Pri navrhovaní jednotlivých protihlukových stien sa môžu vyskladať tvarovo a farebne zaujímavé riešenia, ktoré nemajú rušivý vplyv na okolie. Zároveň sú zabezpečené požadované parametre zníženia hluku. Štiepkocementové tvarovky s vysokým stupňom zvukovej pohltivosti sa využívajú už viac ako 30 rokov. K výhodám protihlukových stien patrí aj poveternostná a požiarna odolnosť, mrazuvzdornosť a odolnosť proti posypovej soli.Prefarbené štiepkovocementové tvarovky nestrácajú svoje technické parametre a aj protihlukové steny postavené pred vyše 20 rokmi si zachovávajú svoje absorpčné vlastnosti.



Ochrana proti hluku pri cestách a železniciach

Pri výbere štiepkocementových protihlukových stien sú rozhodujúce optimálne technické vlastnosti tvaroviek a variabilné možnosti optického a farebného usporiadania. Jednotlivé úseky sa realizujú panelmi rôznych rozmerov. Najčastejšie sa využívajú panely s dĺžkou 4 m pri rôznych výškach. Protihlukové steny z tvaroviek Durisol dosahujú stupeň zvukovej nepriezvučnosti DL_R (dB) B3 a stupeň zvukovej pohltivosti DL_α (dB) A4. Rôzne zafarbenie štiepkocementových tvaroviek umožňuje tvorivo realizovať projekty, ktoré vhodne zapadnú do celkového rázu danej krajiny.

Realizácia protihlukových stien

Realizáciu protihlukových stien možno vykonávať niekoľkými spôsobmi. Najčastejšie sa zhotovia panely rôznych rozmerov, tvarov a farebného riešenia, ktoré sa následne osádzajú medzi nosné oceľové alebo betónové stĺpy. Jednotlivé panely sú zhotovené z tvaroviek, prípadne z absorbérov, v ktorých je oceľová výstuž, a sú zaliate betónom.Technika osádzania jednotlivých panelov je jednoduchá.

Steny možno postaviť na mieste realizácie z protihlukových tvaroviek. Tento spôsob realizácie sa využíva najmä pri budovaní oplotenia okolo obytných domov pri cestách, železniciach, ako aj od hlučných susedov či podnikov. Postavenie plotu, ktorý má dobré zvukovoizolačné vlastnosti zároveň slúži na ochranu majetku.

V poslednom období sa už pri projektovaní nových cestných komunikácií, železníc, diaľničných úsekov a tunelov uvažuje o ochrane životného prostredia a zdravia. Dá sa to zabezpečiť pri maximálnej miere zníženia hladiny hluku. Preto je nutné, aby projektanti, výrobcovia, ale aj výskumné ústavy spolupracovali pri výbere vhodných materiálov a konštrukčných riešení na vybudovanie protihlukových stien, ktoré budú spĺňať potrebné technické parametre a nebudú rušivo pôsobiť na okolie.

Ochrana životného prostredia

Vzhľadom na takmer bezodpadovú technológiu pri výrobe štiepkocementových tvaroviek nedochádza k zaťaženiu životného prostredia. Prípadné technologické zvyšky vo výrobe, ako je odpad z frézy pri kalibrácii alebo odrezky zo stavieb, sa znova použijú vo výrobe. Štiepkové tvarovky prispievajú k ochrane životného prostredia, ktoré je základom zdravého bývania. Všetky nepriaznivé vplyvy, ktoré znečisťujú životného prostredie, ako aj zvyšovanie hluku, negatívne vplývajú na zdravie ľudí. Využime ponúkané možnosti a použime tie najvhodnejšie materiály na vybudovanie protihlukových stien, zábran a oplotenia na zníženie a obmedzenie šírenia hluku.Týmto môžeme zabezpečiť zlepšenie svojho životného prostredia.

www.durisol.sk

Durisol®
Člen skupiny Leier

Miroslav Maťaščík – Zoltán Agócs





Dva spriahnuté oceľobetónové mosty na diaľnici D1 pri Svite

Two Composite Steel – Concrete Bridges on the D1 Motorway at the Town of Svit

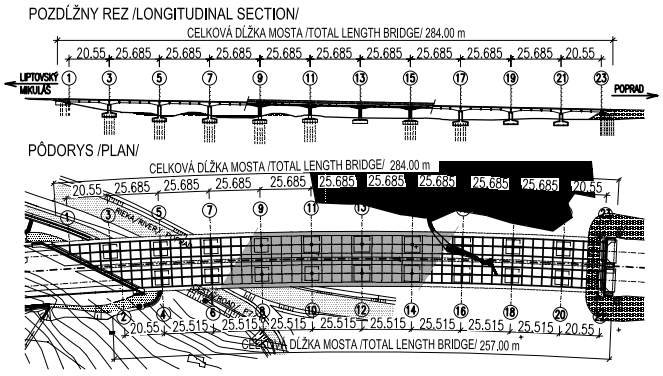
V posledných rokoch sa na Slovensku vyprojektovalo niekoľko spriahnutých oceľobetónových mostov estakádneho typu s rozpätiami okolo 40 m. Nárast cien ocele v poslednom období spôsobil, že tento typ mostov nemohol cenovo konkurovať betónovým mostom a aj mosty vyprojektované ako spriahnuté (oceľ + betón) obyčajne zhotovovateľ pred začiatkom realizácie dal preprojektovať na betónové. Čo spôsobilo, že dva mosty na diaľnici D1 Mengusovce – Jánovce tomuto tlaku odolali?

Most na D1 nad riekou Poprad a prístupovou komunikáciou

To, že sa objekt nakoniec realizoval v súlade s pôvodným projektom ako oceľobetónová konštrukcia, spôsobila veľmi špecifická prekážka. Tento diaľničný dvojmost premosťuje inundačné územie rieky Poprad a vodohospodárske orgány plánovali súbežne so stavebnými prácami regulovať v tomto území aj rieku, usmerniť jej tok pomocou obojstrannej hrádze, a tak zabrániť zaplavovaniu priľahlého územia.

Vzhľadom na veľmi šikmé kríženie diaľnice a toku Popradu, priľahlú poľnú cestu a nízke vedenie nivelety diaľnice nad úrovňou hrádze toto premostenie nebolo možné vyriešiť štandardným spôsobom (*obr. 1*). Vodohospodári požiadali o umiestnenie podpery mosta z vonkajšej strany hrádze a mimo telesa hrádze, takže mostné pole v križení s takto regulovaným tokom by malo asi 70 m. Nosná konštrukcia premosťujúca takúto prekážku by mala výšku, ktorá by zabraňovala vodohospodárom pri údržbe hrádze. Umiestnenie nosného systému mostovky nad niveletu (oblúk, zavesený most atď.) by bolo pri parametroch prekážky veľmi luxusným riešením.

Vyriešiť tento problém pomohol nekonvenčný prístup projektanta k úlohe. Pozdĺžne osi mostov a uhol kríženia mostov s regulovaným tokom umožňujú umiestniť štyri podpery na vnútornú stranu hrádze tak, že harmonizujú s prúdnicou toku a tiež s konštrukčným systémom mostov a vytvárajú logický kosodĺžnik, ktorý sa potom opaku-



Obr. 1/Fig. 1

In recent years there were a number of composite steel-concrete bridges of flyover type, with spans length of about 40 meters, constructed in the Slovak Republic. The increase in the cost of steel in recent years brought about a situation when this type of bridges could not compete, from the cost of construction point of view, with concrete bridges and even the bridges designed as composite (steel + concrete) structures were usually ordered by the Contractor before the commencement of construction works to be re-designed to concrete structures. What was the cause, that the two bridges on the D1 motorway in section "Mengusovce – Jánovce" withstood this pressure?

Structure 202-00 the bridge over the Poprad river and the approach road on the D1 motorway

The fact, that the bridge was finally constructed according to the initial design as a steel-concrete structure was "caused" by a very specific obstacle. This motorway twin-deck bridge bridges the flooding area of the Poprad River and the Water-management Authorities had planned, concurrently with the construction works, to canalize within this area also the river, to regulate its water-course by means of both-sided weir preventing thus the flooding of the adjacent area.

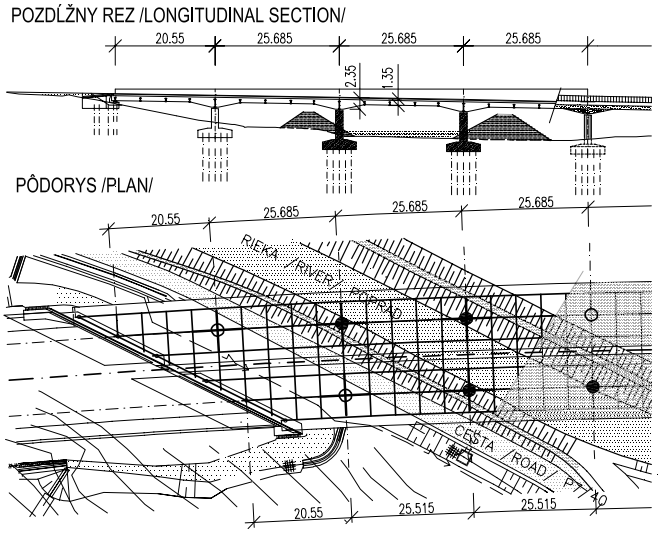
Very skew crossing of motorway and the Poprad river bed, the adjacent farm road and low vertical alignment of motorway grade-line above the weir level have caused that it was not possible to resolve this bridging in a standard way (*Fig. 1*).

The Water-management Authorities had asked to situate the bridge piers from the weir outer side and outside the weir embankment body, which meant that the length of the bridge span in crossing with the water course canalized in such a way would be about 70 meters. The height of superstructure of bridge bridging such an obstacle would be such, that it would hinder the Water-management Authorities in carrying out the weir maintenance. To situate the bridge deck load-carrying system above the grade line (arch, cable-stayed bridge, ...) would be, taking into consideration the obstacle parameters, very luxurious solution.

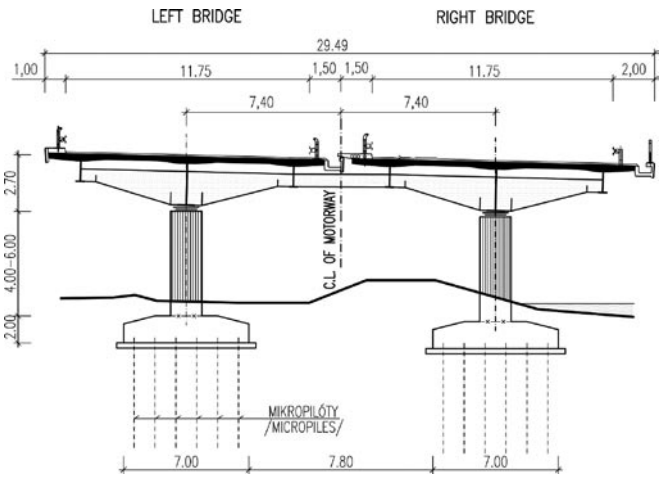
The resolution of this problem was possible thanks to the non-conventional approach of the designer to this task. The longitudinal axes of bridges and the angle of crossing of bridges with the canalized water course was enabled by positioning the 4 piers on the inside of the weir, so that they were in a harmony with the water course streamline and also with the bridges structural system, creating a logical rhomboid section, which then repeats itself also in case of the next sections of bridges and which enables to bridge all the obstacles under them (*Fig. 2*).

In respect of the minimum number of piers, the Water-management Authorities finally agreed with their positioning within the river water course (on the weir inside) with the condition, that the piers cross section would be suitable from the hydraulics point of view (the columns with circular section were used).

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291535, e-mail: matascik@alfa04.sk
Prof. h. c., prof. Dr. Ing. Zoltán Agócs, PhD., Katedra kovových a drevených konštrukcií, Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, e-mail: zoltan.agocs@stuba.sk



Obr. 2/Fig. 2



Obr. 3/Fig. 3

je aj v ďalších úsekoch mostov a umožňuje premostiť všetky prekážky pod nimi (*obr. 2*).

Vzhľadom na minimálny počet podpier vodohospodári nakoniec súhlasili s ich umiestnením v toku (na vnútornej strane hrádze) s podmienkou, že podpery budú mať hydraulicky vyhovujúci prierez (použili sa stĺpy s kruhovým prierezom).

Obmedzenia v počte podpôr v kolíznom úseku si vyžiadali centrické podopretie obidvoch súbežných mostov. Vzhľadom na obmedzené výškové pomery nebolo možné zastabilizovať konštrukcie v priečnom smere pomocou úložného prahu v hornej časti stĺpov. Tento problém vyriešil projektant spojením oceľových konštrukcií obidvoch mostov systémom priečnikov v intervale 5,12 m. Betónové mostovky obidvoch mostov ostali oddelené. Aby sa zabezpečila podchodná výška v mieste kríženia konštrukcie s hrádzami a aby mala nosná konštrukcia nadimenzovateľné parametre, musel projektant použiť neštandardnú konštrukčnú zostavu oceľovej konštrukcie.

Oceľovú konštrukciu obidvoch mostov tvoria po tri plnostenné zvárané nosníky (*obr. 3*). Stredný nosník, ktorý je uložený na podpere, má po oboch stranách podpery nábeh. Krajné nosníky majú konštantnú výšku. Nadpodperový priečnik spájajúci krajné nízke nosníky s podperou má premennú výšku. Tieto dva nadpodperové prvky vytvárajú silovo logickú priestorovú „ružicu" (*obr. 4*). Systém ďalších priamopásových priečnikov spájajúcich všetkých šesť trámov vytvára široký stabilný oceľový rošt nesúci železobetónové mostovkové dosky obidvoch mostov.

Ďalšia komplikácia čakala projektanta na ľavom konci mosta. Smerovanie hrádze, poľnej cesty a terénne obmedzenia si vynútili ukončenie mosta pod veľmi ostrým uhlom k osi mosta. To si vyžiadalo

The limitations with regard to the piers number within the collision section resulted in centric bracing of both parallel bridges. Because of the constrained vertical alignment it was not possible to stabilize the structures in the transverse direction (crosswise) by means of deck-bearing (capping) beam in the columns upper part. And thus the designer had solved this problem by jointing the steel structures of both bridges with a system of cross-beams at 5.12 m spacing. The concrete decks of both bridges remained separated. In order to provide for the clearance at the place of crossing of bridge structure with weirs and in order to enable that it would be possible to dimension the bridge superstructure parameters, the designer had to apply a non-standard constructional system of steel structure.

The steel structure of each of the two bridges is formed by 3 solid-web welded girders (*Fig. 3*). The central girder, which is placed on the pier, is provided with haunch along both sides of the pier. The height of the abutments is constant. The depth of the above-pier cross-beam jointing the low outer girders with the pier is varying. These two above-pier members create a logical, from the forces point of view, spatial "rosette" (*Fig. 4*).

A system of additional cross-beams of constant depth jointing all 6 girders creates a wide stable steel grid carrying the reinforced-concrete deck slabs of both bridges.

Another complication was "awaiting" the designer at the bridge left end. The alignment of the weir, the farm road, and the constrains due to the terrain configuration resulted in the need to terminate the bridge under very sharp angle toward the bridge centre line. That had required a complicated, from the structure point of view, very wide cross-beam (*Fig. 6*). The cross-bean had also to be anchored



Obr. 4/Fig. 4



Obr. 4/Fig. 5



Obr. 6/Fig. 6

konštrukčne komplikovaný veľmi šikmý priečnik (*obr. 6*). Priečnik musel byť takisto ukotvený do úložného prahu opory kĺbovými ťahadlami, ktoré zabraňujú dvíhaniu nosnej konštrukcie náhodným zaťažením.

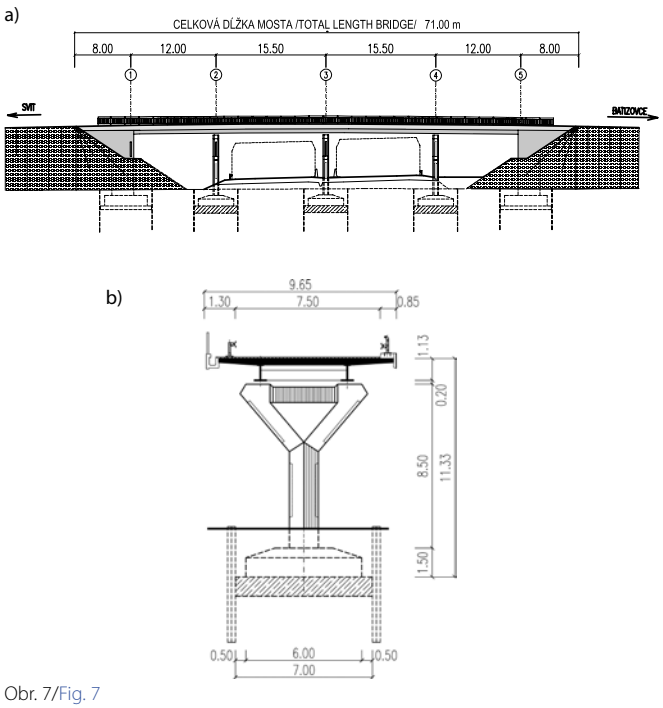
Nosná konštrukcia je uložená na podpery prostredníctvom pevných a kĺzných hrncových ložísk. Spodná stavba a zakladanie (čiastočne hĺbkové na mikropilótach) sú štandardného typu.

Most nad D1 na preložke cesty III/018150

Tento trojpoľový nadjazd nad diaľnicou sa navrhol ako spriahnutá oceľobetónová konštrukcia. Nosnú konštrukciu tvoria dva plnostenné priamopásové zvárané oceľové spojité nosníky (*obr. 7*). Nosníky sú prostredníctvom oceľových tŕňov spriahnuté so železobetónovou mostovkou. Relatívne ľahká nosná konštrukcia umožnila návrh neštandardne tvarovaných podpier aj opôr mosta (*obr. 8* a *9*). Koncepcia mosta vychádzala z predpokladu, že realizácia tohto relatívne malého objektu „sa zvezie" popri realizácii objektu 202-00 a že sa pritom racionálne využijú technológie, mechanizmy a krátkodobo voľné pracovné kapacity z objektu 202-00.

Záver

Výstavba obidvoch objektov s opísanými spriahnutými oceľobetónovými nosnými konštrukciami prebehla bez väčších problémov a dnes už slúžia motoristickej verejnosti.



Obr. 7/Fig. 7



Obr. 8/Fig. 8



Obr. 9/Fig. 9

in the abutment capping beam by means of articulated ties, which prevent lifting of the bridge superstructure due to live load.

The bridge superstructure is seated on piers by means of fixed and sliding pot bearings.

The bridge substructure and the foundations (partly deep foundations on micropiles) are standard type structures.

Structure 207-00 Bridge over the D1 motorway on relocation of the III/018150 road

This 3-span overbridge over the motorway was, similarly as the structure 202-00, designed as composite steel-concrete structure. The bridge superstructure is formed by 2 solid-web welded continuous steel girders of constant depth (*Fig. 7*). The girders are jointed with the reinforced-concrete bridge deck by means of steel dowel bars.

The relatively lightweight bridge superstructure enabled the design of atypically shaped bridge piers and abutments (*Fig. 8* and *9*). The bridge concept was based on the assumption that the construction of this relatively small bridge will be executed as an "appendix" to the implementation of the Structure 202-00 and that in the course of these works the technologies, machinery and the free human resources in form of the workers available for short times from the Structure 202-00, will be rationally used.

Conclusion

The construction of both bridges with the above described composite steel-concrete superstructures was executed without major problems and today they are already serving the motorists.

DYNAMON SR

Špecifické riešenia pre výrobu transportbetónu

- ✓ **Zachovanie dlhej doby spracovateľnosti**
- ✓ **Mimoriadna schopnosť zníženia obsahu zámesovej vody a nárastu pevností**
- ✓ **Vysoká kvalita a dlhšia životnosť železobetónových stavieb**

Úsek výroby transportbetónu v Taliansku prechádza stále užšou špecializáciou a stáva sa vysokoodborným priemyselným odvetvím.
Vzhľadom na potrebu zabezpečiť spoľahlivé suroviny a dosiahnuť mimoriadne výkony ponúka spoločnosť Mapei rad výrobkov **DYNAMON SR** určený pre trh s transportbetónom.



utt UNDERGROUND TECHNOLOGY TEAM

www.mapei.com MAPEI LEPIACE A TESNIACE TMELY • PRODUKTY STAVEBNEJ CHÉMIE

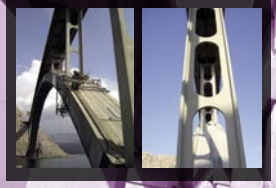
DYNAMON SX

Pre stavebné projekty veľkého rozsahu

- ✓ **Mimoriadna schopnosť zníženia obsahu zámesovej vody**
- ✓ **Predĺženie a udržanie spracovateľnosti**
- ✓ **Rýchly nárast pevností**

Vývoj nových výrobkov a nových aplikačných systémov zohráva stále významnejšiu úlohu v rôznych fázach projektovania konštrukcií a stavebno-montážnych prác. Táto skutočnosť prispieva ku skracovaniu časov realizácie a zároveň i k predĺženiu životnosti finálnej stavby.

DYNAMON SX je rad mimoriadne kvalitných superplastifikačných prísad, určených pre projekty veľkého rozsahu.



utt UNDERGROUND TECHNOLOGY TEAM

www.mapei.com MAPEI LEPIACE A TESNIACE TMELY • PRODUKTY STAVEBNEJ CHÉMIE

ARCHITEKTÚRA | STAVEBNÍCTVO | INŽINIERSKE STAVBY | TZB | SPRÁVA BUDOV | PODNIKANIE A TRH

- GEOTECHNIKA
- DOPRAVNÉ STAVBY
- VODOHOSPODÁRSKE STAVBY
- INŽINIERSKE SIETE

denne aktualizované odborné informácie

www.asb.sk

architektúra | stavebníctvo | biznis

z vedeckých výskumov je dokázané, že kombinácia žltej a čiernej farby je najpríťažlivejší farebný kontrast pre oči. **podarilo sa nám pritiahnuť tie vaše?**

www.asb-portal.cz

architektura | stavebnictví | byznys

Jaroslav Guoth – Adrian Chalupec – Ján Kvasna





Most cez Hron a potok Lutila na rýchlostnej ceste R1 Žarnovica – Šášovské Podhradie

Bridge over the Hron River and the Lutila Brook on the R1 Expressway in Section Žarnovica – Šášovské Podhradie

Limitovaná poloha nivelety rýchlostnej komunikácie R1 a požadované rozpätie 80 m si vyžadovali návrh stlačenej výšky prierezu nosnej konštrukcie. Túto požiadavku spĺňa navrhnutá konštrukcia s nízkym pylónom, tzv. systém extradosed.

Úvod

Mostný objekt sa nachádza na rýchlostnej komunikácii R1 v úseku Žarnovica – Šašovské Podhradie. Ide o rozostavaný úsek s pracovným názvom R1 Žarnovica – Šašovské Podhradie, 2. etapa, ktorý nadväzuje na 1. etapu, otvorenú pre verejnosť koncom roka 2009. Po dostavbe 2. etapy bude funkčný ucelený ťah rýchlostnej cesty R1 od Hronského Beňadika až po mesto Banská Bystrica. Navrhovaný mostný objekt sa nachádza v lokalite medzi mestami Žiar nad Hronom a Zvolen a prevádza rýchlostnú komunikáciu ponad rieku Hron.

Opis mosta

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia (NK) objektu je spojitá monolitická konštrukcia z predpätého betónu s rozpätiami polí 26 + 36 + 50 + 80 + 45 m. Je spoločná pre obidva jazdné pásy rýchlostnej komunikácie. Je navrhnutá v systéme exstradosed s vedením voľných káblov mimo prierez nosnej konštrukcie cez železobetónové pylóny výšky 8,45 m. Tie sú zmonolitnené s nadpodporovými priečnikami. Celková dĺžka NK je 239,9 m.

V priečnom reze ide o dvojtrámovú – jednokomorovú konštrukciu vysokú 2,9 m, ktorú vytvára jadro prierezu s obojstrannými železobetónovými prefabrikovanými vzperami, ktoré sú dodatočne zmonolitnené s jadrom prierezu. Celková šírka prierezu je 26,13 m.

Jadro prierezu je budované kombináciou letmej betonáže na podpornej skruži. Vahadlo nad pilierom č. 4 je symetrické s nesymetrickým zárodkom. Pri pilieri č. 5 je jednostranné a nadväzuje na konštrukciu posledného poľa, budovanú na podpornej skruži. Dĺžky lamiel pri obidvoch vahadlách sú 4,0 až 4,5 m. Nad piliermi č. 4 a 5 sú s priečnikmi zmonolitnené pylóny vysoké 8,45 m. Pylón je z rovnakého betónu ako jadro nosnej konštrukcie C 45/55 XC4, XD1, XF2.

Prefabrikované železobetónové vzpery majú šírku 1,96 m. Navrhli sa ako dosky hrúbky 100 mm, vystužené dvojicou rebier s osovou vzdialenosťou 1,0 m. Rebrá výšky 0,30 m sa orientujú do vnútornej časti vzpery. Vzpery sú v montážnom štádiu ukotvené do vybudovaného jadra prierezu pomocou vysokopevnostných tyčí s priemerom 32 mm. Do jadra prierezu sa oprú bez prekotvenia. Nosná konštrukcia vytvára jeden dilatačný celok s pevným uložením na pilieri č. 4.

Predpätie nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere sa navrhlo troma skupinami káblov, zložených vždy z lán priemeru Ls 15,7/1 770 MPa. Súdržné káble sa spoločne s EDK káblami navrhli na montážne stavy počas budovania NK a na zaťaženie vlastnou tiažou a mostným

The limited position of the R1 expressway grade-line and the required span of 80 m required the design of a compressed depth of bridge superstructure cross section. The proposed structural design, which meets this requirement, is the structure with low pylon, called "extradosed" system.

Introduction

The bridge is situated on the R1 expressway within the section "Žarnovica – Šašovské Podhradie". It is the expressway section under construction, with the working denomination "The R1 expressway, section Žarnovica – Šašovské Podhradie, Stage 2", which connects to Stage 1, put in service by the end of 2009. After completing the Stage 2, the complete R1 expressway route from Hronský Beňadik up to the town of Banská Bystrica will be in operation. The proposed bridge is situated in the locality between the towns of Žiar nad Hronom and Zvolen and it carries the expressway over the Hron river.

Bridge description

Bridge superstructure

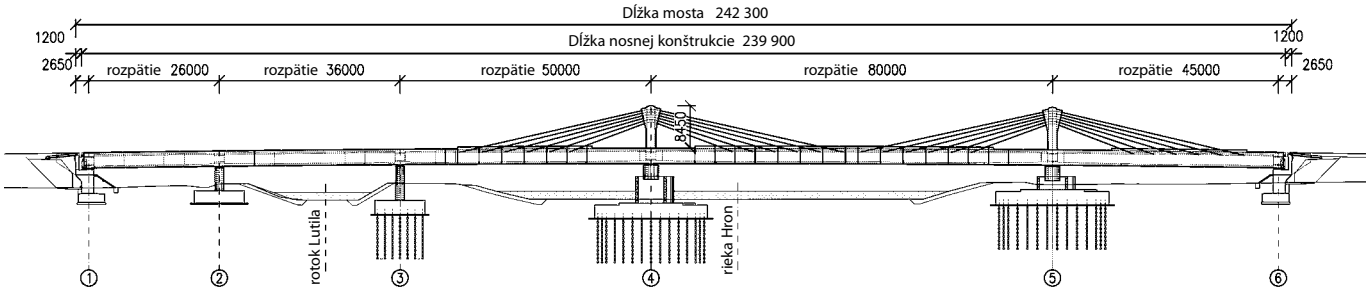
The bridge superstructure is a continuous cast-in-situ structure of prestressed concrete with spans length 26 + 36 + 50 + 80 + 45m. It is common for both expressway carriageways. The designed bridge superstructure is that of the "exstradosed" system with the external tendons outside the superstructure section, through reinforced-concrete pylons with the height of 8.45 m. The overall length of bridge superstructure is 239.9 m.

From the cross-sectional profile point of view it concerns a dual-girder – single-cell structure with the height of 2.9 m, which forms the section core. The both-sided reinforced-concrete prestressed brace struts are transformed into one construction unit with the section core by means of in-situ concreting subsequently. The overall section width is 26.13 m.

The balanced cantilever above pier N°4 is symmetric with asymmetric starting block. The balanced cantilever at pier N°5 is one-sided and it connects to the structure of the last span, constructed on stationary falsework. The lengths of segments at both cantilevers are 4.0–4.5 m. There are 8.45 m high pylons transformed into one unit with crossbeams by means of in-situ concreting situated above piers N°4 and 5. The pylons are constructed of the same concrete as the superstructure core – the grade C 45/55 – XC4, XD1, XF2 concrete.

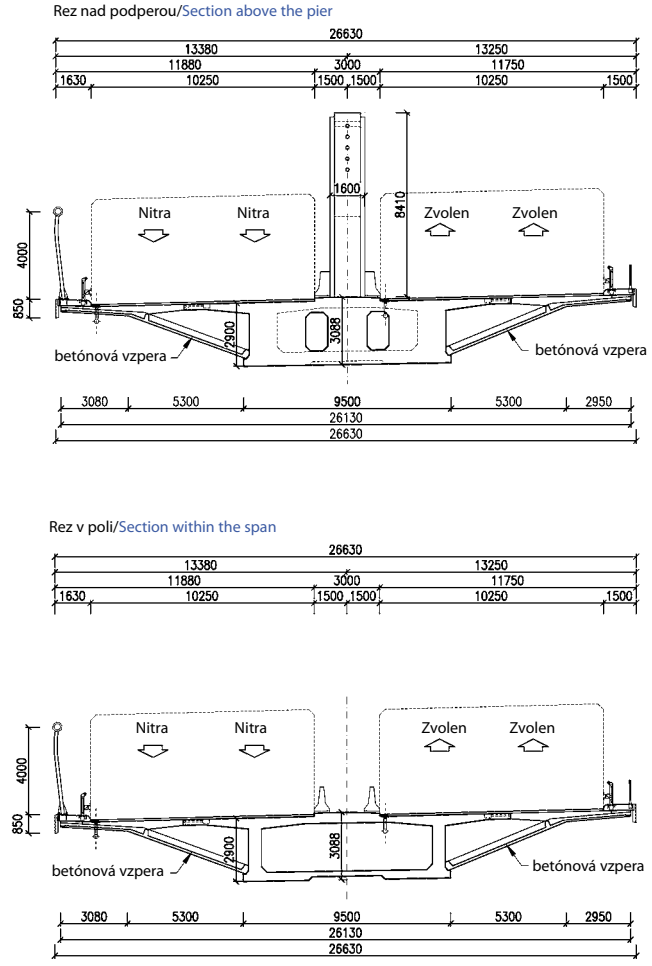
The width of precast reinforced-concrete brace struts is 1.96 m. They are designed to be constructed in form of 100 mm thick slabs, reinforced with a pair of ribs at centre-to-centre distance (spacing) of 1.0 m. The ribs with the height of 0.30 m are oriented to the brace strut inner part. During the erection stage the struts are anchored by means of high-tensile bars with the diameter of 32 mm in the completed section core. They will be leant in the section core without anchorage.

Ing. Jaroslav Guoth, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, stredisko Liptovský Mikuláš, ul. 1. mája 724, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 44 5521900, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk
Ing. Adrián Chalupec, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, stredisko Liptovský Mikuláš, ul. 1. mája 724, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 44 5521900, e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk
Ing. Ján Kvasna, Doprastav, a. s., Bratislava, závod Zvolen, Hronská 3211/1, 960 93 Zvolen, tel.: +421 45 5305412, e-mail: jan.kvasna@doprastav.sk



Pozdĺžny rez/Longitudinal section

zvrškom. Sú to 12-lanové káble. V dodatočne betónovaných častiach mostovkovej dosky po osadení železobetónových vzpier sú súdržné 7-lanové káble. Externe vedené káble sa použili v najdlhšom poli č. 4, prekonávajúcom koryto rieky Hron, ako aj v obidvoch priľahlých poliach č. 3 a 5. Vedené sú cez pylóny, pričom na každom pylóne je šesť EDK káblov. Počet lán v kábloch je od 24 do 36. EDK káble sú kotvené v kotevných blokoch hornej dosky jednotlivých lamiel kotvami s elastomérnym tlmičom. Laná závesov chráni pozinkovanie a PE obal s konzervačnými látkami. Predpínací systém externých káblov je Dywidag DYNA – GRIP 31 a 37. Káble cez pylón sa vedú v jednej rovine, pričom vzdialenosti radov v pylóne sú 50 cm. V mieste kotvenia EDK káblov sa naprieč komôrkami vedú ťahadlá z vysokopevnostných tyčí WR 32 mm, tyče sú v počte dvakrát tri pre každý záves. Tyče sú ukotvené v spodnej doske pod trámami cez pasívne kotvy. V hornej doske sa kotvia v pozdĺžnom bloku nad stredným trámom. Vnútorné voľné káble sú 16-lanové a vedú sa v komore jadra prierezu v blízkosti trámov.



Priečny rez/Cross Section

The bridge superstructure forms one construction unit with a fixed bearing on pier N° 4.

The prestressing of bridge superstructure in longitudinal direction is proposed by means of three groups of stay cables (tendons), composed always of the Ls15.7/1770 MPa strands.

The bonded tendons are, together with the extradosed cables, designed for erection stages during superstructure construction and for loading with dead load and the load by bridge deck. These tendons are 12-strand stay cables. Bonded 7-strand stay cables are used in additionally concreted parts of bridge deck slab after mounting the reinforced-concrete brace struts.

Extradosed (ED) stay cables have been used within the longest span N°4 bridging the Hron river bed, as well as in case of both adjacent spans N°3 and 5. They are deviated through pylons in the number of 6 ED stay cables on each pylon. The number of strands in stay cables varies from 24 – 36 pcs. The ED stay cables are anchored in anchor blocks of the upper slab of individual segments by means of anchorages with elastomeric dumper. The strands of stay cables are protected by means of galvanizing and PE sheathing with corrosion-protection compounds. The prestressing system of extradosed stay cables is the "Dywidag DYNA – GRIP 31 and 37" system. The routing of stay cables through the pylon is in one level, when the spacing of rows in the pylon is 50 cm. There are 2x three tie rods of high-tensile bars WR 32 mm conducted crosswise to bridge deck cells at places of ED stay cables anchorages for each "stay". The bars are anchored in the bottom slab under the beams through passive anchorages. In the upper deck they are anchored in the longitudinal block above the central beam.

Internal unbonded tendons are 16-strand stay cables conducted in the section core cell in the beams vicinity.

Prestressing of bridge superstructure in transversal direction

The bridge superstructure is transversally prestressed along its whole length by means of tendons which are formed by a triplet of monostrands ∅ Ls 15.7/1770 MPa positioned at 0.5m spacing.

The joint of the section core upper deck structure with the composite deck slab is provided for by means of stepped connection with interconnecting by means of steel reinforcement.

Bridge substructure

The bridge substructure is formed by two abutments and four piers. The abutments are designed to be constructed as reinforced-concrete structures. The piers N°2 and 3 are designed to be constructed as wall-shaped columns, oriented transversally to the superstructure centre line. The pier N°4 is situated within the Hron river bed and it takes into consideration the direction of the water course in the river bed. It is designed to be constructed as a wall-shaped column with stone lining to the height of hundred-year water level (Q100), with reinforced-concrete capping beam. The capping beam is transformed into one construction unit with the pier body by means of in-situ-concreting in the position transversal to the bridge superstructure centre line. The pier body as well as the capping beam are constructed of the same grade – C 30/37 – XC2, XD3, XF4 – concrete. The shape of the pier N°5 body is the same as that of the pier N°4.



Pohľad na most
View of the bridge



Pohľad na budovanie poľa nad korytom rieky Hron
View of the construction of span over the Hron river bed

Nosná konštrukcia je po celej svojej dĺžke priečne predopnutá káblami, ktoré tvorí trojica lán typu monostrand s priemerom Ls 15,7/1 770 Mpa vo vzdialenosti 0,5 m od seba. Styk konštrukcie hornej dosky jadra prierezu so spriahujúcou doskou sa riešil zazubením s prepojením betonárskou výstužou.

Spodná stavba

Spodná stavba pozostáva z dvoch krajných opôr a štyroch medziľahlých pilierov. Krajné opory sa navrhli ako železobetónové konštrukcie. Piliere č. 2 a 3 sa navrhli ako stenové piliere, orientované kolmo na os nosnej konštrukcie. Pilier č. 4 je situovaný v koryte rieky Hron a zohľadňuje smerovanie prúdenia vody v koryte rieky. Navrhol sa ako stenový s kamenným obkladom do výšky 100-ročného prieto-

The foundations of bridge superstructure are resting on micropiles with the exception of abutments and the pier N°2, which are founded on spread foundations.

Bridge construction

The transversal direction

In this direction the bridge superstructure is being constructed in stages. In stage 1 the section core is constructed by combining the concreting on stationary falsework and the free-cantilever concreting method. In stage 2 the precast brace struts are being positioned on the section core along both sides and it is followed by the construction of cast-in-situ composite interconnecting part of bridge deck slab.

The longitudinal direction

The superstructure section core is constructed by combining the free-cantilever construction method with concreting on stationary falsework. The span N°4 and in part also the span N°3 are constructed by the free-cantilever method. The spans N°1 and 2, part of span N°3 and span N°5 are constructed on stationary falsework. Three concreting form travelers with the weight of 45 tons, with bottom mounting are used simultaneously at the construction of the section core.

The prestressing of ED stay cables is performed in fours stages. The first stages of staged stressing of stay cables are performed during construction of segments by the free-cantilever method in co-action with staged stressing of tie rods of high-tensile bars. The full stressing and at the same time the prestressing of two stay cables which are furthest from the pylon will be performed after completing the concreting of the whole bridge superstructure and after prestressing the internal unbonded tendons.

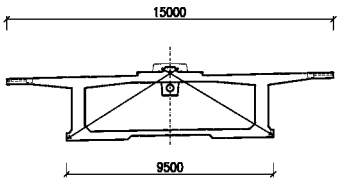
The superstructure deformation is being continuously monitored in individual stages of construction of segments during the construction of spans with ED stay cables constructed by the free-cantilever method.

Due to the technological reasons only the main reinforced-concrete load-bearing part, which transfers the action of forces from the capping beam to the foundations, is being constructed from bodies of piers N°4 and 5 during the construction of bridge superstructure. After completing the construction of bridge superstructure the construction of the "ballast" part of piers bodies, with the stone lining will be completed in the direction of water streamline in the river bed.

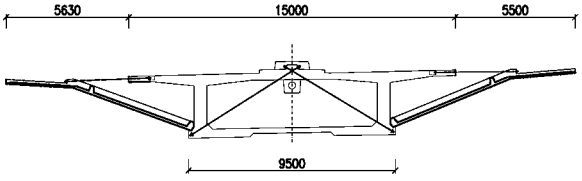
Conclusion

The bridge is a dominating structure within this expressway section. The bridge contractor is the company Doprastav, a. s., the Zvolen Division. The planned date of completion of this structure as well as the whole Works is the autumn 2010.

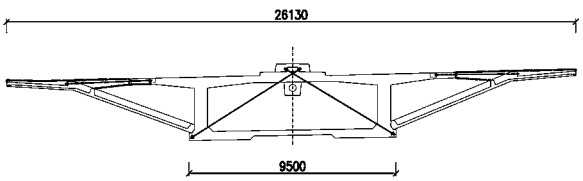
1. fáza – jadro prierezu/Stage 1 – Section core



2. fáza – osadenie vzpier/Stage 2 – Mounting of brace struts



3. fáza – betonáž hornej dosky/Concreting of upper slab



4. fáza – príslušenstvo/Stage 4 – Accessories

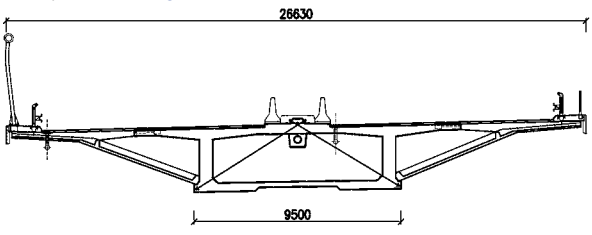


Schéma postupu výstavby/Construction sequence scheme

ku. S driekom piliera je zmonolitnený úložný prah v polohe kolmo na os NK. Driek aj úložný prah sú z betónu C 30/37 – XC2, XD3, XF4. Tvar drieku piliera č. 5 je identický s pilierom č. 4.

Spodná stavba je okrem krajných opôr a piliera č. 2, ktoré sú založené plošne, založená hĺbkovo na mikropilotách.

Výstavba mostného objektu

V priečnom smere sa nosná konštrukcia buduje po etapách. Najskôr sa vyhotoví jadro prierezu kombináciou betonáže na podpornej skruži, resp. letmou betonážou. V druhej etape sa na jadro na obidvoch stranách osadia prefabrikované vzpery a následne sa dobuduje monolitická spriahnutá časť mostovkovej dosky.

Jadro prierezu sa buduje kombináciou letmej betonáže a betonáže na podpornej skruži. Letmou betonážou sa buduje pole č. 4 a čiastočne pole č. 3. Polia č. 1, 2, časť poľa č. 3 a pole č. 5 sa realizujú na podpornej skruži. Pri budovaní jadra prierezu sa použila súčasne trojica betonárskych vozíkov s hmotnosťou 45 ton so spodným uchytením.

Predpínanie EDK káblov prebieha v štyroch etapách. Prvé etapy postupného dopínania káblov sa realizujú počas budovania lamiel letmej betonáže v súčinnosti s postupným dopínaním ťahadiel z vysokopevnostných tyčí. Plné predopnutie a súčasne predopnutie dvoch najvzdialenejších káblov od pylóna sa bude realizovať po vybetónovaní celej nosnej konštrukcie a predopnutí vnútorných voľných káblov. Počas výstavby letmo betónovaných polí s EDK káblami sa vykonáva priebežný monitoring pretvárania nosnej konštrukcie v jednotlivých etapách budovania lamiel.

Počas realizácie nosnej konštrukcie sa z drieku pilierov č. 4 a 5 z technologických dôvodov vybudovala len hlavná železobetónová nosná časť, ktorá prenáša silové účinky z úložného prahu do základu. Po dostavaní nosnej konštrukcie sa dobuduje balastná časť drieku pilierov s kamenným obkladom do smeru prúdnice vody v koryte.

Záver

Most je na tomto úseku rýchlostnej cesty dominantným objektom. Jeho zhotovovateľom je spoločnosť Doprastav, a. s., závod Zvolen. Projektovú dokumentáciu objektu spracoval DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, stredisko Liptovský Mikuláš. Predpokladaný termín ukončenia objektu a celej stavby je v jesenných mesiacoch roku 2010.



INZERCIA





Juraj Kopčák – Vladimír Suchár – Miroslav Timko

Diaľnica D1 Fričovce – Prešov-západ, most na vetve č. 2 nad okružnou križovatkou

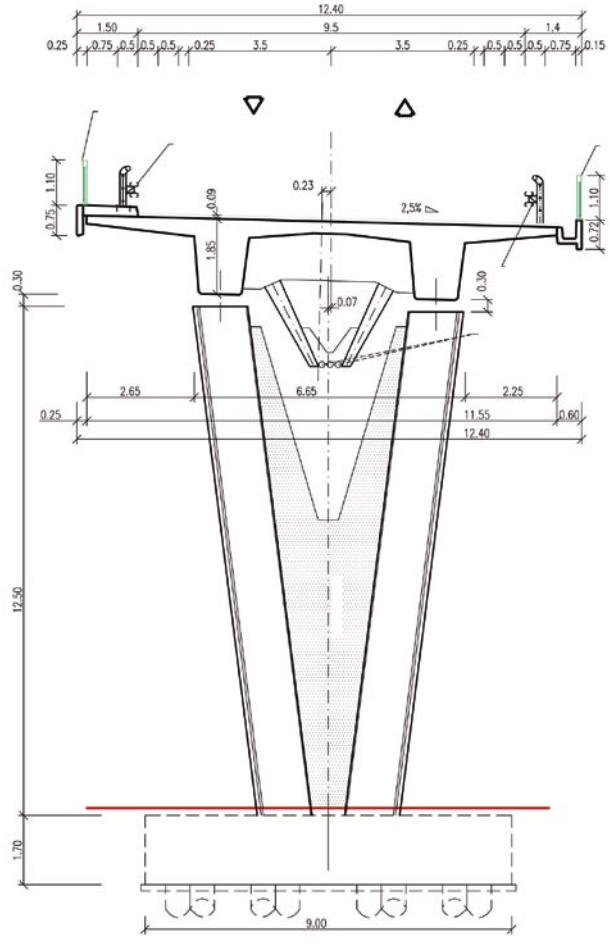
Motorway D1 Fričovce – Prešov-západ, Bridge on No. 2 Branch Over Roundabout

Mostný objekt tvorený dvojtrámovou nosnou konštrukciou z predpätého betónu s externými predpínacími káblami usporiadanými v tvare vzpieradiel pod spodným okrajom nosnej konštrukcie je prvým objektom svojho druhu na Slovensku.

The bridge is made of a double-beam bridge deck from pre-stressed concrete, with external tendons arranged in the shape of strut frame under the bottom edge of the bridge deck. It is the first object of its kind in Slovakia.

Situovanie mosta

Mostný objekt sa nachádza na diaľnici D1 v útvarovej križovatke Prešov-západ. Prezentovaný most tvorí jej dominantnú časť.



Priečny rez
Cross section

The bridge location

The bridge is a part of the D1 motorway at the junction Prešov-západ. The bridge concerned forms the dominant part.

Concept

External tendons lead 1.7 metres under the bottom edge of the bridge deck in each of the middle spans. This solution was possible due to the altitudinal situation of the bridge, with the construction being sufficiently high above the ground (15 – 16 meters) and above the roundabout.

The lifting efficiency of the external tendons was increased by leading them through steel deviators in the middle of the spans. This at enabled a decrease in the cross-section height and an effective pre-stressing design. The bridge has 10 spans (29–8×35–29m). Total length of the bridge is 347 meters. The bridge will be visually exposed, because it is visible from almost every part of the junction.

The strut frame creates a triangular shape. This idea is used in shaping the piers and the steel balustrade.

Bridge deck

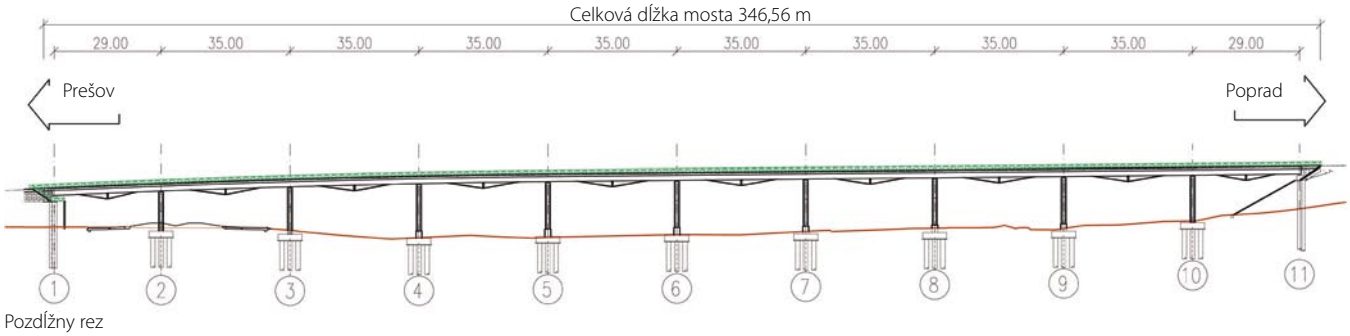
The bridge deck (BD) is made from in-situ, post-tensioned concrete, statically indeterminate and creates a single moving unit. Internal tendons are designed for permanent loading, while external tendons are designed for variable loading. The double-beam bridge deck is 1.85 meters high and 11.55 meters wide.

The BD was built in 5 phases on falsework. In the first phase, two middle spans with cantilevers were built. In the other phases, the bridge deck was built symmetrically from the middle to each of the sides, using a span-cantilever system. The bridge deck was pre-stressed by 12-strand internal tendons in these phases. In the last phase, steel deviators were set into the middle cross-beams and the BD was pre-stressed by 13-strand, or. 19-strand external tendons respectively. Tendons were pre-stressed from one side, individually for each span. The tendons were anchored into cross-beams over abutments and piers. External tendons work as a strut frame.

Substructure and foundation

The substructure consists of two abutments and nine intermediate supports. Abutments are created as bearing blocks laid on large-diameter piles. Abutment No.1 is laid on a reinforced embankment because of limited space.

Ing. Juraj Kopčák, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 14, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562819, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk
Ing. Vladimír Suchár, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 14, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562819, e-mail: suchar@dopravoprojekt.sk
Ing. Miroslav Timko, Inžinierske stavby, a. s., Košice, závod 06 Prešov, Ľubochnianska 7, 080 06 Ľubotice, tel.: +421 904 703564, e-mail: timkovci@centrum.sk



Pozdĺžny rez
Longitudinal section

Koncepcia návrhu

Externé predpínacie káble sú vedené 1,7 m pod spodným okrajom nosnej konštrukcie v strede každého poľa. Takéto riešenie umožnilo výškové situovanie mosta. Jeho niveleta sa nachádza v dostatočnej výške nad terénom (asi 15 až 16 m) a nad premosťovanou okružnou križovatkou. Vedením voľných káblov cez oceľové deviátory v strede poľa sa zvyšuje ich zdvihová účinnosť, čo umožňuje znížiť výšku prierezu a rovnako efektívnejšie navrhnúť predpínaciu výstuž. Objekt je desaťpoľový s rozpätiami 29 – 8 × 35 – 29 m. Celková dĺžka mosta je 347 m. Mostný objekt bude do veľkej miery viditeľný takmer zo všetkých častí križovatky. Trojuholníkový motív, ktorý táto vzpieradlová sústava vytvára, sa použil aj pri tvarovaní drieku pilierov a zábradlia.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia (NK) objektu je monolitická, spojitá, staticky neurčitá, dvojtrámová, z dodatočne predpätého betónu a tvorí jeden dilatačný celok. Interné káble sa navrhli na stále zaťaženie, externé voľné predpínacie káble prenášajú náhodné zaťaženie. Výška dvojtrámovej nosnej konštrukcie je konštantná 1,85 m, jej šírka je 11,55 m.

NK sa budovala v piatich etapách na podpernej skruži. V prvej etape sa vybudovali dve polia v strede mosta s previsnutými koncami. V ďalších etapách pokračovala výstavba nosnej konštrukcie symetricky od stredu mosta na každú stranu systémom pole – konzola. V týchto štádiách sa NK predpínala 12-lanovými súdržnými predpínacími káblami.

V poslednej etape výstavby sa na most osadili oceľové deviátory ukotvené do priečnika v strede každého poľa a nosná konštrukcia sa predopla 13-lanovými, resp. 19-lanovými voľnými predpínacími káblami. Káble sa predpínali jednostranne, pre každé pole samostatne. Ukotvili sa do priečnikov nad oporami a podperami a pôsobia ako vzpieradlová sústava.

Spodná stavba a zakladanie

Spodná stavba pozostáva z dvoch krajných opôr a deviatich medziľahlých podpier. Opory tvoria úložné prahy založené na veľkopriemerových pilótach. Opora č. 1 je z priestorových dôvodov založená na násype vystuženom geomrežami. Medziľahlé podpery tvarovo využívajú už spomenutý trojuholníkový motív. Stojky majú prierez v tvare nepravidelného päťuholníka a v strednej časti medzi nimi je stužujúca stena s hrúbkou 0,5 m. Zakladanie podpier sa vzhľadom na geologické pomery navrhlo ako hlbinné na pilótach s priemerom 1,2 m.



Intermediate supports use the mentioned triangle theme in their shape. Pier shafts are formed into an irregular pentagonal cross-section.

The foundation of the intermediate supports is constructed with large-diameter piles – ∅=1,2m due to geological conditions.

Accessories

The top cover of bridge is designed in a standard way. The construction of the pavement is double – layer with a thickness of 90mm. The cornice is designed with a service path on the left side and a drainage gutter on the right side. Safety equipment on the bridge consists of crash barriers with railings and steel balustrades. The frames of the steel balustrades are formed in the shape of a triangle and they are replaceable.

The expansion movement of the bridge deck is transmitted into two mechanical expansion joints with a movement range of 240mm and placed at both ends of the bridge.

Modification during the construction of the bridge

Special attention was paid in the case of the installation of the steel deviators, which had to be installed with extreme accuracy. It is anchored to lower the surface of the cross-beam in the middle of each span perpendicular to the bridge deck. Considering the fact that the lower surface of the cross-beam had to be built in to a specified gradient in all directions, the cross-beams were built as prefabricated sections. This solution allowed the provision of works to anchor the deviator with the required accuracy.

Prehľad vybraných ukazovateľov

Plocha nosnej konštrukcie:	3 945 m^2
Betón nosnej konštrukcie:	2 650 m^3 – 0,68 $m^3/1\ m^2$
Predpínacia výstuž NK interná:	19,0 kg/m^2
Predpínacia výstuž NK externá:	3,9 kg/m^2
Predpínacia výstuž NK celkom:	22,9 kg/m^2
Betonárska výstuž NK:	92,0 kg/m^2
Použité materiály v nosnej konštrukcii:	betón C 35/45 betonárska výstuž 10 505 (R) predpínacie káble Ls 15,5/1 800 MPa

Overview of selected data

Bridge deck area:	3 945 m^2
Bridge deck concrete:	2 650 m^3 – 0.68 $m^3/1\ m^2$
Internal pre-stressing:	19.0 kg/m^2
External pre-stressing:	3.9 kg/m^2
Overall pre-stressing units:	22.9 kg/m^2
Reinforcing steel of bridge deck:	92.0 kg/m^2
Materials used in bridge deck:	concrete C 35/45, reinforcing steel 10 505 (R), prestressing units Ls 15,5/1 800 MPa





Príslušenstvo

Mostný zvršok sa navrhol štandardne. Konštrukcia vozovky je dvojvrstvová s celkovou hrúbkou 90 mm. Na ľavej strane sa nachádza rímsa so služobným chodníkom, na pravej strane odvodňovací žľab. Bezpečnostné zariadenia na moste tvoria zábradlové zvodidlá s úrovňou zachytenia H2 a oceľové zábradlia. Zábradlia sú vymeniteľné a pozostávajú z rámu v tvare trojuholníka. Dilatačné pohyby na moste budú umožnené vďaka mechanickým mostným záverom s celkovým dilatačným pohybom 240 mm na obidvoch oporách.

Úpravy počas výstavby mosta

Počas výstavby mostného objektu sa veľká pozornosť musela venovať správnemu spôsobu osadenia oceľového deviátora. Kotvený je do betónového priečnika v strede každého poľa kolmo na nosnú konštrukciu. Vzhľadom na to, že spodná plocha priečnika musela byť vybetónovaná presne v požadovanom pozdĺžnom a priečnom smere, použil sa priečnik prefabrikovaný, ktorý zabezpečil predpísanú spádovú plochu na kotvenie oceľových deviátorov.



Záver

Kombinácia interných a externých káblov umožnila vytvoriť neštandardnú nosnú konštrukciu, ktorá je hospodárna a na dobrej inžinierskej a estetickej úrovni. Vybudovaný most tvorí dominantu križovatky Prešov-západ.

Conclusion

The application of the combination of internal and external prestressing cables allowed the creation of a non-standard construction, with high efficiency and great engineering and aesthetic value. The bridge is a dominating feature of the Prešov-západ junction.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES pořádá

11. mezinárodní konferenci

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

Termín: **14. až 16. června 2010**
Místo: **Clarion Congress Hotel Prague**
Hlavní téma konference: **DOPRAVNÍ A MĚSTSKÉ TUNELY**

Témata:
1. Navrhování a realizace podzemních staveb – konvenční tunelování a hloubené tunely
2. Navrhování a realizace podzemních staveb – mechanizované tunelování
3. Geotechnický průzkum, monitoring a řízení rizik
4. Modelování podzemních staveb
5. Vybavení, bezpečnost a údržba podzemních staveb
6. Smluvní vztahy, financování a pojištění podzemních staveb

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN AITES
ITA INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION

Sponzorováno ITA-AITES

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

Další součásti odborného programu:
Vyzvané přednášky (Keynote Lectures)
Posterová sekce
Technická výstava
Exkurze na tunelovou stavbu v Praze

Registrace účastníků na: www.ita-aites.cz

INZERCIA






Tradícia a kvalita v cestnom staviteľstve

Tradition and Quality in Road Construction

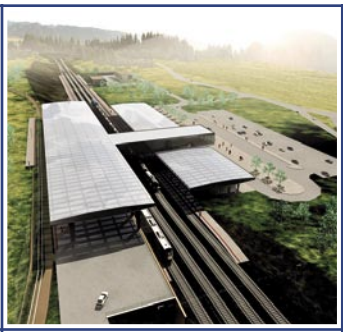
CESTY NITRA, a.s.,
Murgašova 6, 94978 Nitra
www.cestynitra.sk
headoffice@cestynitra.sk

CESTY NITRA a.s. Groupe COLAS

ISO 9001
ISO 14001
OHSAS 18001
BUREAU VERITAS certification

COLAS




REMING CONSULT A.S.

Váš partner pri príprave a realizácii stavieb

Spoločnosť poskytuje komplexné služby pri príprave a riadení projektov dopravnej infraštruktúry, občianskej, bytovej a administratívnej výstavby, inžinierskych a priemyselných stavieb







REMING CONSULT a. s.
Trnavská cesta 27
831 04 Bratislava
Slovenská republika
Tel.: + 421 2 5556 6161
Fax: + 421 2 5556 6144
e-mail: reming@reming.sk
www.reming.sk

Milan Chandoga – Ján Sedlák – Andrej Jaroševič – Eduard Sedlák



Monitoring a experimentálne sledovanie napätosti a pretvorenia trámu s vonkajším predpätím veľkej excentricity

Monitoring and Experimental Research of Stress and Strain State of a Prestressed Beam with High Eccentricity External Tendons

Mostný objekt nad okružnou križovatkou diaľnice D1 v Prešove sa navrhol ako spojitá 10-poľová dvojtrámová konštrukcia s rozpätiami polí 29 + 8 × 35 + 29 m. Celková dĺžka mosta je 347 m. Súčasťou pozdĺžnej nosnej konštrukcie je vzperadlový systém, vytvorený z dvojice vonkajších káblov vedených mimo obrys trámov a deviátorov, nachádzajúcich sa v strede rozpätí jednotlivých polí. Ide o prvú realizáciu tohto progresívneho konštrukčného systému na Slovensku, preto bolo umožnené venovať sa podrobnejšiemu monitoringu napätosti a pretvorenia mosta počas jeho výstavby a prevádzky.

The viaduct above the crossroads on the D1 highway in Prešov is designed as a 10-span structure with 2 girders and span lengths of 29 + 8 × 35 + 29 m. The total length of the bridge is 347 m. A part of the superstructure is designed as a strut system, consisting of a pair of external tendons leading outside the contours of the girders, and steel saddles, which are situated in the middle of the spans. It is the first time this progressive structural system has been undertaken in Slovakia, therefore it was possible to provide detailed monitoring of the stress and strain during its construction period, and during the period of service of the bridge.

Úvod

Mostný objekt nad okružnou križovatkou diaľnice D1 v Prešove (*obr. 1*) sa navrhol ako spojitá, dodatočne predpätá dvojtrámová doska, podopretá v stredoch rozpätia polí káblovým vzperadlom, vedeným mimo obrys trámu nosnej konštrukcie. Podobná konštrukcia – viadukt Osomort (Vall d'Ossormort) – sa realizovala v rokoch 1993 až 1995 v Girone (Španielsko).

Mostný objekt nad okružnou križovatkou v Prešove je prvou realizáciou betónovej mostnej konštrukcie tohto druhu na Slovensku a k podrobnému monitorovaniu napätosti a deformácii nosnej konštrukcie a káblov vonkajšieho predpätia sa pristúpilo z viacerých dôvodov:

- potvrdiť ekonomické prednosti týchto konštrukcií a hlbšie poznať ich statické pôsobenie,
- obmedzený prístup ku koncovým kotvám umožňuje predpínanie vonkajších káblov (VK) len po jednotlivých lanách. Meraním napätosti VK bolo umožnené kontrolovať straty predpätia z postupného napínania.
- zabezpečiť dlhodobé sledovanie napätosti nosnej konštrukcie a VK osobitne.

Teoretickému a experimentálnemu výskumu betónových konštrukcií s vonkajším predpätím s veľkou excentricitou sa vo svete ve-



Obr. 1 Pohľad na most nad okružnou križovatkou diaľnice D1 v Prešove
Fig. 1 View of the bridge above the crossroad of the highway D1 in Prešov

Introduction

The viaduct above the crossroads on the D1 highway in Prešov (*Fig. 1*) is designed as a continuous post-tensioned slab with two girders, supported in the middle of the spans by tendon ties leading outside the girders of the contours of the superstructure. The span lengths are 29 + 8 × 35 + 29 m, and the total bridge length is 347 m. A similar bridge construction, the Osomort viaduct, (Vall d`Ossormort) was employed in the years 1993 – 1995 in Girona (Spain).

It is the first time this type of bridge structure has been undertaken in Slovakia. Further monitoring of the stress and strain on the superstructure, and of external tendons (ETs), was carried out for many reasons, the most significant of which were:

- to confirm the economic advantages of this structural type and to provide a better understanding of its static function,
- the limited access to the ending anchors which allows prestressing of the ETs only by individual strands. Stress monitoring of the ETs enabled control of the losses caused by sequential stressing.
- to ensure the long-term stress monitoring of the superstructure, and especially the ETs.

Considerable attention has been paid to the theoretical and experimental research into the concrete structures with high-excentricity external prestressing. It was discovered that the behavior of these structures differs considerably from standard prestressed structures.

Focus of in-situ monitoring

The monitoring of the bridge superstructure was divided into 3 stages:

1. During the first two building stages, laboratory tests focused on determining the cube strength and modulus of elasticity of the concrete. These were evaluated, and the real elongations of the prestressed steel were verified and compared with theoretical values. The deflection of the superstructure was measured during the prestressing of tendons in the 1st building stage. The main focus of the monitoring was on measuring the stress state of the

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR-PK, spol. s r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: milan.chandoga@stonline.sk
Ing. Ján Sedlák, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274-295, e-mail: jan.sedlak@stuba.sk
Doc. RNDr. Andrej Jaroševič, PhD., PROJSTAR-PK, spol. s r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: jarosevic@zoznam.sk
Ing. Eduard Sedlák, Inžinierske stavby, a. s., Závod 06 Prešov, Ľubochnianska 7, 080 06 Ľubotice, tel.: +421 51 7764171, e-mail: sedlake@iske.sk

nuje značná pozornosť. Zistilo sa, že správanie týchto konštrukcií sa podstatne líši od štandardných, súdržne predpätých konštrukcií.

Predmet monitoringu in situ

Monitorovanie mostnej konštrukcie sa rozdelilo do troch etáp:

1. V priebehu výstavby sa v rámci prvých dvoch pracovných etáp vyhodnocovali laboratórne skúšky, zamerané na zistenie kockovej pevnosti a modulu pružnosti betónu, overovali sa skutočné predĺženia predpínacej výstuže oproti teoretickým hodnotám. Počas predpínania káblov 1. etapy sa zamerala zmena deformačného stavu nosnej konštrukcie a hlavné ťažisko merania sa sústredilo na zmenu napätostného stavu nosnej konštrukcie (pomerné pretvorenie betónu a sila v kábloch) počas predpínania káblov.
2. Po dokončení hlavnej nosnej konštrukcie sa v rámci samostatnej pracovnej etapy pristúpilo k predpínaniu vonkajších káblov. Podrobne sa sledovala zmena napätostného stavu nosnej konštrukcie (pomerné pretvorenie betónu a sila vo vonkajších kábloch) v poliach 4, 5, 6 a 7.
3. Ako záverečný krok sa uskutočnila zaťažkávacia skúška. Počas nej sa vo vybraných polohách zaťaženia sledoval rozkmit sily vo vonkajších kábloch, ako aj napätostný stav nosnej konštrukcie (pomerné pretvorenie betónu).

Niektoré výsledky monitoringu in situ

Kontrolné meranie sily pri napínaní súdržných káblov

Sila v injektovaných kábloch sa sledovala pomocou elastomagnetických (EM) snímačov PSS90 v celkovom počte 13 kusov (*obr. 2*), jeden snímač slúžil ako nulový. Snímače sa nachádzajú na 12- až 19-lanových kábloch dĺžky 47,2 až 85,3 m. Snímače sú umiestnené v určitých pozíciách zvolených tak, aby bolo možné sledovať stratu predpätia po dĺžke kábla.

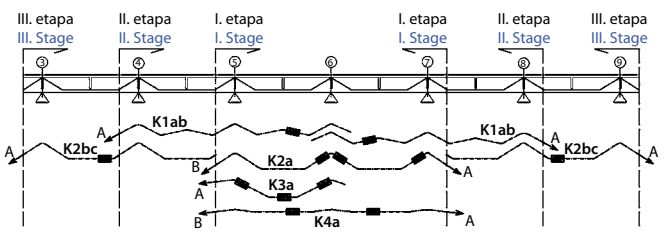
Ako príklad uvádzame predpínanie kábla K2a na dvojpoľovomráme v prvej etape výstavby. Kábel K2a sa predopol na plnú hodnotu predpínacej sily zo strany A (*obr. 2*), následne sa dopol zo strany B. Priebeh sily v kábli (v miestach osadenia snímačov) je znázornený na *obr. 3*. Z nameraných hodnôt síl sa stanovil koeficient trenia na jednotlivých úsekoch medzi snímačmi. Porovnanie teoretických a nameraných hodnôt predpínacej sily v kábli K2a po jeho dĺžke potvrdilo nižšie hodnoty strát z trenia ($\mu = 0{,}15$ a $k = 0{,}003$ 1/m).

Meranie sily vo vonkajších kábloch

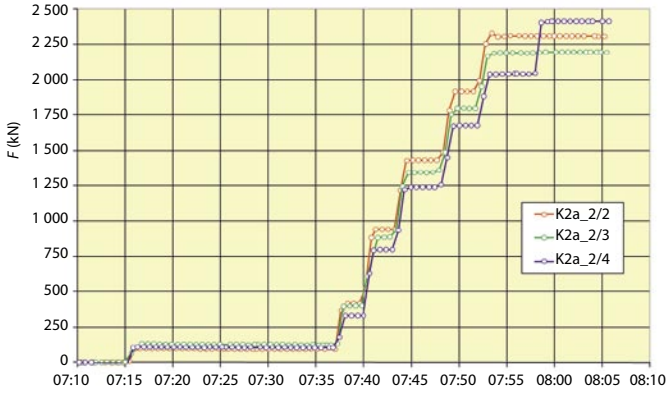
Vonkajšie káble predstavujú jednoduchú geometriu v tvare V, sú zložené z 19 lán typu Monostrand v medziľahlých poliach a z 12 lán typu Monostrand v krajných poliach, ktoré sú natlačené do HDPE ochrannej rúry s vonkajším priemerom 140 mm (*obr. 4*). Umiestnenie koncových kotiev vonkajších káblov a sklon kábla v priečniku neumožňovali použitie veľkokapacitného predpínacieho lisu. Z tohto dôvodu sa zvolilo predpínanie pomocou jednolanového predpínacieho lisu. Po predopnutí sa ochranná HDPE rúra vyplnila injektážnou maltou.

EM snímače PSS140 (*obr. 4*) sa osadili na začiatku a konci káblov štyroch polí – pole č. 4 až pole č. 8. Celkovo sa na vonkajších kábloch osadilo 16 EM snímačov. Snímače sú umiestnené tesne za kotevnými priečnikmi tak, aby nenarušovali vzhľad VK.

Predpínanie VK sa realizovalo jednolanovým predpínacím lisom PAUL TENSA 240kN vo dvoch etapách. Najprv sa každé lano zo zväzku predoplo na základné napätie 100 bar, čím sa docielilo narovnanie



Obr. 2 Schéma geometrie predpínacích káblov a umiestnenie EM snímačov
Fig. 2 Layout of tendons geometry and position of transducers on bonded tendons



Obr. 3 Nárast predpínacej sily počas predpínania v miestach EM snímačov na kábli K2a
Fig. 3 Increase of prestressing force during the prestressing at point of EM transducers on the tendon K2a

superstructure (the concrete strain and the force in the tendons) during the prestressing.

2. After the main bearing structure had been completed, prestressing of the external tendons was carried out within the particular building stage. The changes in the stress state of the superstructure (the concrete strain and the force in the external tendons) were monitored in detail in spans 4, 5, 6 and 7.
3. Implementation of the loading test was the final step. The amplitude of the tensile force in the external tendons and the stress state of the superstructure were monitored in the selected positions of the load during the test.

Selected results of in-situ monitoring

Check measurement of the force by the prestressing of bonded tendons

Measurement of the stress in selected bonded tendons was carried out with elastomagnetic (EM) transducers PSS90 in 13 units (*Fig. 2*). One transducer was used as a compensatory transducer. EM transducers were embedded on 12 – 19-strand tendons, from 47.2m up to 85.3 m in length. The transducers were located in positions (see *Fig. 2*), to enable the monitoring of prestress losses due to friction.

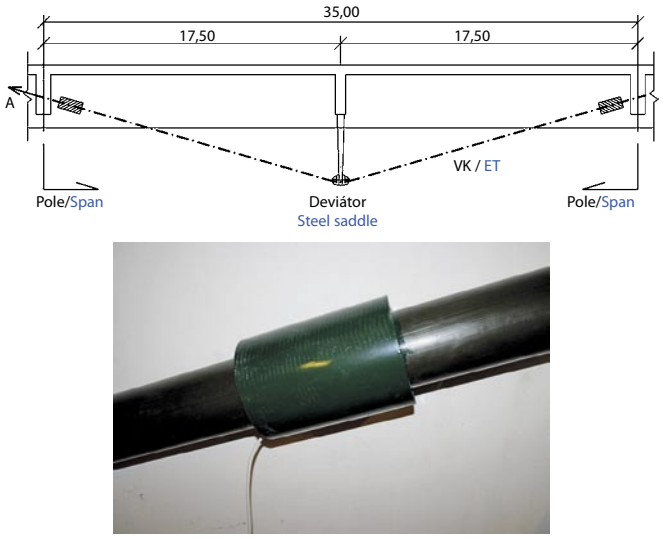
The prestressing of the K2a tendon on the 2 span beam, in the first stage, is shown as an example. The K2a tendon was prestressed to the full value of prestressing force from side A (*Fig. 2*) and consequently it was stressed to the full value of prestressing force from side B. In *Fig. 3* the transmission of the force into the tendon (at the location points of the transducers) is shown. From the measured values a friction ratio is stated for the segments of the tendon between individual transducers.

Comparing the theoretical and measured values of prestressing force along the length of the K2a tendon proved that the real loss values are lower, by approximately $\mu = 0{,}15$ and $k = 0{,}003\,\mathrm{m}^{-1}$.

Measurement of the force in external tendons

External tendons have a simple "V"-shaped geometry and consist of 19 Monostrands in intermediate spans and of 12 Monostrands in abutment spans. Monostrands are pulled to the HDPE duct with an outer diameter of 140 mm (*Fig. 4*). The position of the anchorage end of the external tendons and the slope direction of the tendon within the cross beam did not allow for the use of a multistrand stressing jack. That is why a single stressing jack was used for prestressing external tendons. After prestressing the tendon, the HDPE duct was filled with a grouting.

EM transducers PSS140 (*Fig. 4*) are located at the beginning and at the end of the tendons in 4 spans, from span number 4 to number 8. In total there are 16 units embedded on the external tendons. The transducers are located close to the anchorage cross-beams, so that they do not affect the appearance of the external tendons.



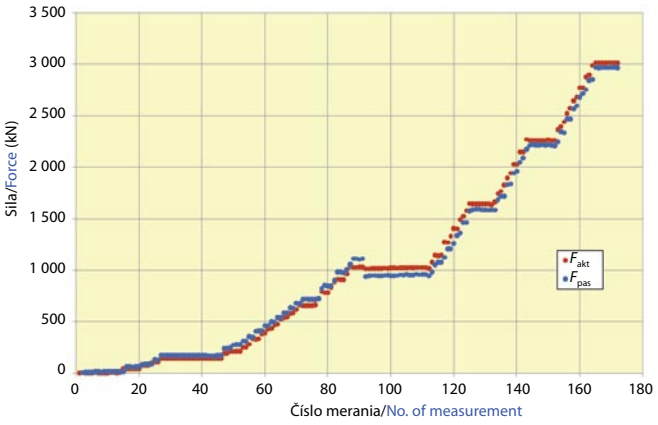
Obr. 4 Schéma geometrie VK s umiestnením EM snímačov a detail EM snímača
Fig. 4 Layout of external tendons geometry with position of transducers and detail of EM transducer

jednotlivých lán a ich vzájomné usporiadanie v rámci priečneho rezu ochrannej HDPE rúry. V druhom kroku sa pomocou jedného zdvihu predpínacieho lisu bez prekotvenia dosiahla návrhová hodnota predpínacej sily v kábli. Počas tohto zdvihu sa zapisovalo kontrolné predĺženie každého z lán na hodnotách napätia 200 – 300 – 365 bar. Takýmto spôsobom sa predopli všetky vonkajšie káble, pričom osem z nich sa počas predpínania monitorovalo EM senzormi. Výsledný graf nárastu predpínacej sily na aktívnej a pasívnej strane počas jednostranného predpínania je na *obr. 5*. Straty na pasívnej strane pri všetkých meraných kábloch predstavujú hodnoty v rozsahu 4 až 5 %. Ide o veľmi nízku hodnotu. Z uvedených dôvodov sa rozhodlo káble na pasívnej strane nedopínať.

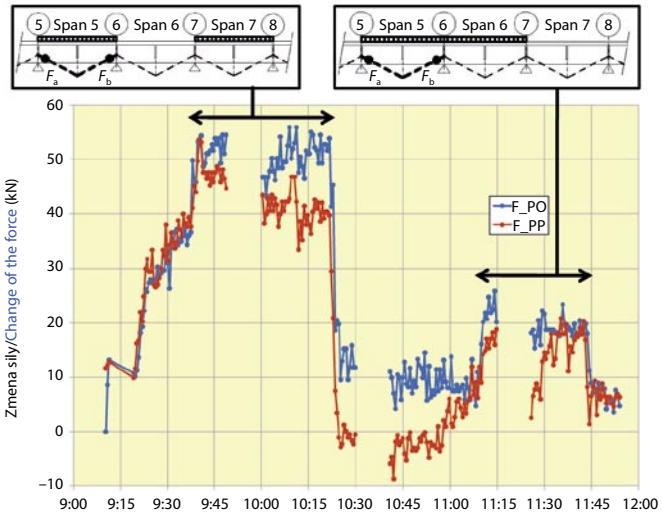
Počas zaťažovacej skúšky mosta sa zaťažovacia zostava skladala zo šiestich vozidiel, každé s tiažou 35 ton. Maximálna hodnota priehybu je 9,4 mm a maximálna hodnota vzopätia 6,3 mm. Na *obr. 6* je znázornený priebeh sily na koncoch vonkajšieho predpínacieho kábla VK5L (pole č. 5, ľavý kábel) počas vybranej etapy zaťažkávacej skúšky. Najprv sa zaťažili polia č. 5 a 7 (nesusedné polia) – namerala sa zmena sily približne 50 kN. Potom sa most odľahčil a zaťažili sa polia č. 5 a 6 (susedné polia) – namerala sa zmena sily približne 20 kN.

Pomerné pretvorenie v betóne

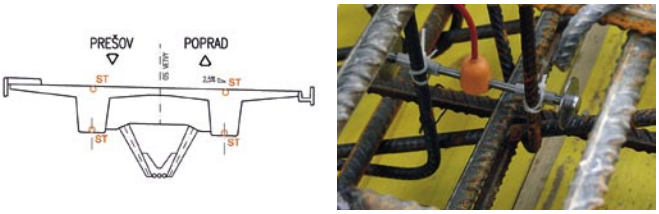
Pomerné pretvorenia v betóne sa merali pomocou strunových tenzometrov. Strunové tenzometre s teplomerom sú osadené v piatich priečnych rezoch (podpera 5, stred poľa 5 – 6, podpera 6, stred poľa



Obr. 5 Nárast predpínacej sily počas predpínania na aktívnej a pasívnej strane kábla VK5L
Fig. 5 Increase of prestressing force during the prestressing on the active and passive side of the tendon VK5L



Obr. 6 Zmena predpínacej sily počas zaťažkávacej skúšky na oboch stranách kábla VK5L
Fig. 6 Change of the prestressing force during the loading test on the both sides of the tendon VK5L



Obr. 7 Umiestnenie strunových tenzometrov v priečnom reze a detail osadenia
Fig. 7 Layout of the strain gauges in the cross-section and detail of embedding

Post-tensioning of ETs was carried out with a single stressing jack PAUL TENSA 240 kN in two working stages. In the first stage, each strand from the bunch was prestressed to the initial stress level of 100 bar, the strands were straightened and re-arranged in the crosssection of protective HDPE duct. In the second stage, the final tendon stress was achieved by one lift of the stressing jack, without any intermediate anchoring. The elongation of each strand was noted according to the prestressing protocol at stress values 200, 300, and 365 bar during the lift.

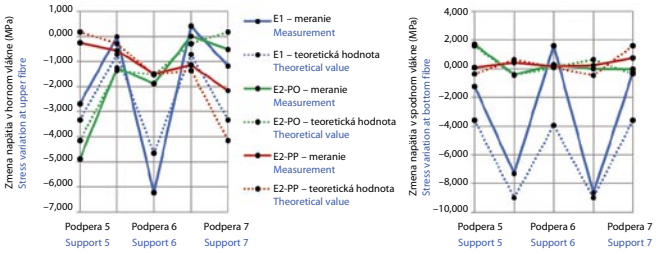
All tendons were prestressed this way. 8 of them were monitored with EM transducers during the prestressing. The final graph displayed in *Fig. 5* shows the dependency between the force on the active side and that on the passive side of the tendon during one side prestressing. Prestressing losses on the passive side tended to be within the range of 4 – 5 % of the overall force. This is a very low value. For these reasons it was decided not to stress the strands up to the final value on the second side.

The loading formation consisted of 6 vehicles during the loading test, each one with the weight of 35 t. The maximum value of deflection was 9.4 mm and maximum value of camber was 6.3 mm. In *Fig. 6* the development of the force on the both ends of the external tendon VK5L (span 5, left tendon) during the selected stage of the loading test is shown. The spans 5 and 7 (adjacent spans) were loaded at first, the change of force 50 kN was measured. The bridge was then unloaded and the spans 5 and 6 (non-adjacent spans) were loaded, the change of force 20 kN was measured.

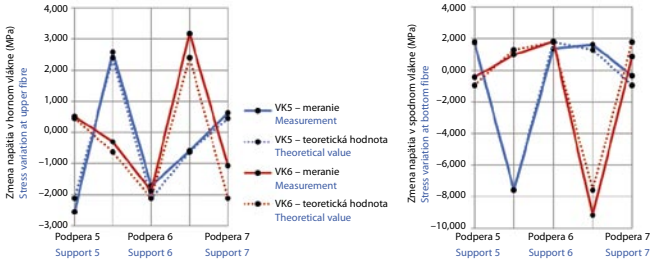
Strain in the concrete

Strain in the concrete was measured with strain gauges. Strain gauges with thermometers were embedded into 5 cross-sections (support 5, span 5–6, support 6, span 6–7, support 7) in the top and the bottom of the concrete fiber for each girder to estimate the strain distribution along the height of the cross-section.

In order to compute stress values from measured strains, the modulus of elasticity from concrete prism specimens was evaluated.



Obr. 8 Zmeny napätí v betóne od predpätia súdržných káblov
Fig. 8 Stress variation in the concrete from prestressing of the bonded tendons



Obr. 9 Zmeny napätí v betóne od predpätia vonkajších káblov
Fig. 9 Stress variation in the concrete from prestressing of the external tendons

6 – 7, podpera 7), v každom tráme v hornom a spodnom vlákne betónu na určenie priebehu pomerného pretvorenia po výške prierezu (*obr. 7*).

Na výpočet napätia v betóne sa vyhodnotili laboratórne skúšky betónových trámcov. Na teoretickú analýzu prvej etapy sa následne uvažovali hodnoty modulu pružnosti 33 GPa pre trámy a 32 GPa pre dosku. Vek skúšobných vzoriek predstavoval čas od betonáže po predpínanie danej etapy. Na *obr. 8* sú porovnané teoretické a namerané zmeny napätia, vyvolané predopnutím prvých troch stavebných etáp. Väčšie rozdiely možno badať v nameranej zmene napätí počas predpínania 1. etapy – E1, keď sa celá nosná konštrukcia uložila v debnení. Namerané hodnoty sa líšia od teoretickej analýzy, v ktorej sa zadefinovali výpočtové podpery podľa predpokladaného skutočného stavu (pevné podopretie v mieste pilierov a jednostranné podopretie po dĺžke, umožňujúce uvoľnenie vzpínajúcej sa nosnej konštrukcie počas predpínania).

Na *obr. 9* sú porovnané teoretické a namerané zmeny napätia, vyvolané predopnutím vonkajších káblov v poliach, v ktorých sú umiestnené strunové tenzometre. Výsledky zobrazujú porovnateľné priebehy nárastu a poklesu napätia v okrajových vláknach prierezu.

Závery

Nameraná hodnota sily v kábloch K2a, K3a a K4a v miestach EM snímačov je v porovnaní s teoretickým priebehom predpínacej sily väčšia. Meranie v tomto prípade preukázalo nižšie hodnoty strát z trenia ($\mu = 0{,}15$ a $k = 0{,}003$ 1/m), ako sú odporúčané ($\mu = 0{,}19$ a $k = 0{,}005$ 1/m) pre dané ochranné rúry a typ predpínacej výstuže.

Nameraný pokles sily v predpínacích kábloch K2a, K3a a K4 v sledovanom období v jednotlivých meraných snímačoch predstavuje hodnoty –1,1 až –3,9 % (kábel K2a), –1,5 až –2,1 % (kábel K3a), –1,8 až –1,9 % (kábel K4a), čo zodpovedá dlhodobým stratám vplyvom zmrašťovania a dotvarovania betónu.

Namerané predĺženia lán 12- a 19-lanových vonkajších káblov vykazujú vyhovujúce odchýlky oproti teoretickým hodnotám (povolená odchýlka pre jedno lano ±10 %, rozsah nameraných hodnôt +2,0 až +8,0 %).

Namerané hodnoty predpínacej sily na pasívnej strane vonkajších káblov po jednostrannom predpínaní predstavovali hodnoty zmenšené o straty z trenia v rozsahu 4 až 5 %. Meranie preukázalo, že prenos sily do pasívnej strany kábla bol dostatočný, strata z trenia bola nízka a kábel nebolo potrebné dopínať z druhej strany.

Nameraná zmena priebehu napätia v betóne v stredných dvoch poliach počas predpínania súdržných káblov 2. etapy a vonkajších káblov v poliach č. 5 a 6 je v zhode s teoretickým predpokladom (uvažované sily v predpínacích kábloch a moduly pružnosti betónu sú stanovené podľa skutočne nameraných hodnôt na moste, resp. na laboratórnych vzorkách).

Literatúra

[1] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Sedlák, J.: Monitoring napätostného stavu viaduktu 215-00 na D1 Fričovce – Prešov západ. Záverečná správa, Bratislava: Projstar-PK, spol. s r. o., 10/2009.

[2] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Measurement of Force Distribution along the External Tendons. In: Proceedings of the International Conference Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Technical University of Lodz, Poland. Monitoring of Prestressing Force in External Tendons. Jun 2008, pp. 6.

For theoretical analysis of the first building stage the values 33 GPa for beams, and 32 GPa for the bridge slab were used. *Fig. 8* shows the comparisons of the stress variation between theoretical computing and the measurements for the 3 building stages. The only difference is in the stress variation for the 1st stage – E1, when the whole bearing structure was still bedded in the formwork, and the results showed different values compared to the exact computational model, with supports defined according to expected actual conditions (fixed support in the place of the pillars and one-sided support along the length, which allows release of superstructure buckling during the prestressing.

In *Fig. 9* the theoretical and measured changes in the stress induced by prestressing of the external tendons in the spans, which include strain gauges, are compared. The results show the comparable development of increase and decrease in the stress levels in the edge fibers of the cross-section.

Conclusions

The measured values of force in tendons K2a, K3a and K4a throughout their length are higher in comparison to theoretical assumptions. The theoretical transmission of force is computed using recommended values $\mu = 0.19$ for strands and $k = 0.005\ \mathrm{m}^{-1}$. However, for the verification of the real values of prestressing losses in tensioning, it is recommended to measure the transmission of force over the entire length of the tendon. Measurement proved that the real values of losses are lower, by approximately $\mu = 0.15$ and $k = 0.003\ \mathrm{m}^{-1}$, and the force in the tendons is higher than values computed according to relevant design codes.

Measured losses in the prestressing force in the bonded tendons K2a, K3a and K4a during the monitored time period show values of –1.1 % through to –3.9 % (tendon K2a); –1.5 % through to –2.1 % (K3a); and –1.8 % through to –1.9 % (K4a), all of which represent time-dependent losses in prestress.

Measured strand elongation of the 12-strand and 19-strand external tendons (ET) show an acceptable divergence compared to theoretical values (the permitted divergence for one strand is ±10%, whilst the range of measured values is +2.0 % through to +8.0 %).

Monitoring of prestressing losses due to friction in the external tendons shows that the maximum value of losses due to friction is not more than 5 % on the passive side of the tendons. For this reason it was decided not to stress strands from the second side.

Measured stress variations in the concrete after the prestressing in the 2nd building stage from both sides (E2-PO, E2-PP) and prestressing of external tendons VK5 and VK6 in the 2 middle spans, correspond to theoretical assumptions (Forces in the prestressing tendons and modulus of elasticity are determined according to measured values on the bridge and on the laboratory specimens).

References

[1] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Sedlák, J.: Monitoring of the stress state on the viaduct 215-00 on the highway D1 Fričovce – Prešov-západ. Final report. Projstar-PK, spol. s r. o., Bratislava, 10/2009.

[2] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Measurement of force distribution along the external tendons. Proceedings of the international conference "Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures", Technical University of Lodz, Poland, pp. 6, Monitoring of prestressing force in external tendons, Jun 2008.




Ján Sedlák – Milan Chandoga

Experimentálne sledovanie napätosti a pretvorenia modelu spojitého nosníka estakády v Prešove

Experimental Research into Stress and Strain State of the Continuous Beam Model of the Viaduct in Prešov

Použitie vonkajších káblov s veľkou excentricitou presahujúcich obrys betónovej konštrukcie predstavuje nový trend v používaní dodatočného predpätia mostných konštrukcií. Zvýšenie účinnosti predpínacej výstuže zväčšením jej excentricity vzhľadom na trám, bez výraznej zmeny jeho tuhosti sa realizuje dvoma konštrukčnými systémami: vzperadlovým – umiestnením vonkajších káblov (VK) pod spodnú hranu nosnej konštrukcie a extradosovým – umiestnením VK nad mostovkou trámu. V tomto príspevku sú uvedené niektoré výsledky experimentálneho výskumu vzperadlového typu, modelovo odvodeného od realizovanej estakády v Prešove. Výskum je podporený monitoringom in situ a realizuje sa v rámci doktorskej dizertačnej práce Ing. J. Sedláka.

The application of high excentricity external tendons, leading to the outside of the shape of the superstructure, represents a new tendency to use post-tensioned tendons in bridge structures. The improved efficiency of prestressing steel by increasing its eccentricity to beam without changing its stiffness, is made by using a 2 structure system. The first is the strut system – placing the external tendons (ET) under the bottom face of the girders or the slab, and the second is the system of extradoses – placing the external tendons above the girders or the slab. In this paper some of the results of the experimental research devoted to the strut system, created as a model of the viaduct built in Prešov are shown. This research is carried out within the scope of the dissertation thesis of Ing. J. Sedlák and has also been supported by in-situ monitoring.

Úvod

Teoretickému a experimentálnemu výskumu betónových konštrukcií s vonkajšími káblami (VK) s veľkou excentricitou sa vo svete venuje značná pozornosť. Zistilo sa, že správanie týchto konštrukcií sa podstatne líši od štandardných súdržne predpätých konštrukcií. Na základe [1] možno konštatovať, že najpresnejší výpočet hybridného statického systému je možný postupnou analýzou jednotlivých zaťažovacích štádií. Ohybová únosnosť nosníka s VK pri medznom stave únosnosti závisí od premennej hodnoty napätia v kábli, čo sťažuje samotnú analýzu oproti nosníku s výlučne súdržným predpätím, a zároveň nárast napätia vo VK je podmienený deformáciou celého prvku a zmenou excentricity VK. Cieľom štúdií [2], [3] bolo overiť predpoklady zo známych vzťahov. Nelineárna analýza týchto modelov na jednej strane preukázala, že pomer medzi rozpätím a výškou prierezu je menej dôležitý, ako predpokladá literatúra, ale na druhej strane sa venuje nedostatočná pozornosť určeniu napätia vo VK vo vzťahu k umiestneniu zaťaženia. Experimentálny výskum, samozrejme, nemôže pokryť celý okruh problematiky, je však dôležitý z hľadiska vytvorenia predstavy o mechanizme – modelu pôsobenia prvkov a ich porušenia. Naším cieľom bolo zistiť skutočné statické pôsobenie sústavy, ktorá sa modelovo odvodzuje od skutočnej mostnej konštrukcie estakády v Prešove [4], zistiť funkciu VK a model porušenia nosnej konštrukcie.

Opis skúšobnej vzorky a zaťažovacej zostavy

Skúšobnú vzorku predstavuje dvojpoľový trámový nosník s priečnym rezom v tvare T s vytvorenými priečnikmi nad všetkými podperami (*obr. 1*). Konštrukčne sa skladá z dvoch prefabrikovaných dielcov s dĺžkou 4,75 m, ktoré sa v laboratóriu zmonolitnili prostredníctvom stredného priečnika na celkovú dĺžku 10 m. Nosník sa predopol troma súdržnými priamymi lanami a zakrivenými vonkajšími lanami,

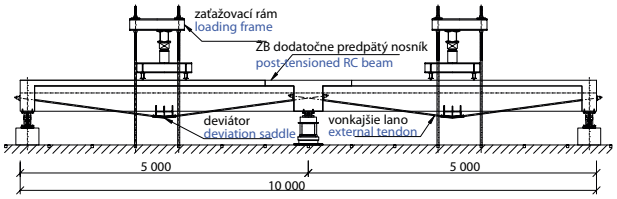
Introduction

A large amount of attention has been given to theoretical and experimental research into concrete constructions with highexcentricity external prestress. It was discovered, that the behavior of these constructions differs considerably from standard prestressed constructions. It is possible to state, that the most accurate computation of the hybrid static system is by the sequential analysis of the individual loading stages [1]. The bending resistance of the beam with external tendons at the ultimate limit state depends on the varying value of stress in the tendon. The analysis is complicated compared to the beam with bonded prestressing tendons only. Also the increase in the stress in the ET subjects the whole beam to deformation and to a change in the excentricity of the ET. Papers [2] and [3] focused on verifying the assumptions from the known formulas. Non-linear analysis of these models shows that the ratio of the span length to the height of the cross section has less significance than the literature suggests, but also inadequate regard is given to estimating the stress in ET in relation to the location of the loading. Experimental research cannot cover the whole range of the subject, but it is significant for the understanding of the mechanism – the model of the behaviour of the different elements, and also their failure. Our target was to discover the actual static behavior of the system, by creating a model of the viaduct in Prešov [4], to find out the function of ETs and the type of failure of the bearing structure.

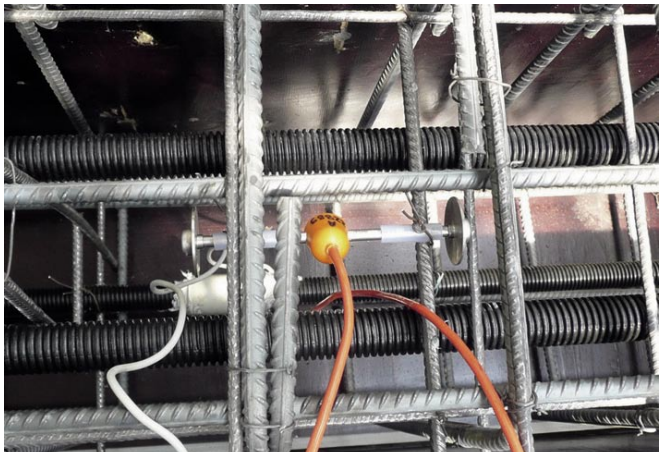
Description of the experimental specimen and loading frame

The experimental specimen consists of a 2-span continuous beam with a "T" cross section and a cross beam over the supports (*Fig. 1*). It is made of two prefabricated parts with lengths of 4.75 m, which were connected with a cast in the middle of the cross beam. In the

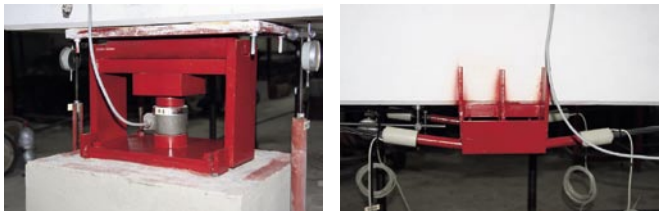
Ing. Ján Sedlák, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274295, e-mail: jan.sedlak@stuba.sk
Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR-PK spol. s r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: milan.chandoga@stonline.sk



Obr. 1 Schéma skúšobného nosníka
Fig. 1 Layout of the experimental beam



Obr. 2 Snímač PSS20 na injektovaných lanách a strunový tenzometer Gage Technique
Fig. 2 EM transducer PSS20 embedded on the bonded strand and strain gauge Gage Technique



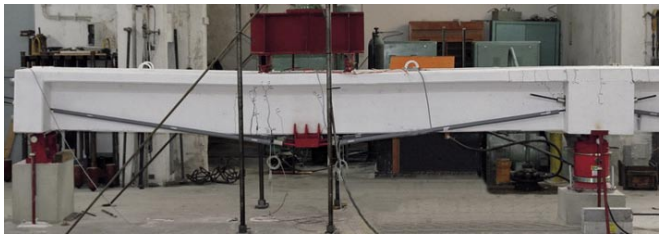
Obr. 3 Krajná podpera so silomerom PAUL a deviátor v strede poľa s EM snímačmi PSS20
Fig. 3 End support with the dynamometer PAUL and steel saddle in the middle of the span with the EM transducers PSS20

vedenými cez oceľové deviátory v strede obidvoch polí. Takto vytvorený skúšobný nosník je modelovou podobou reálnej mostnej konštrukcie [4], [5] s vonkajšími káblami s veľkou excentricitou a vytvára model v zmenšenej mierke. Zaťaženie (*obr. 1*) sa vyvodzuje dvojicou lisov prostredníctvom zaťažovacej zostavy na priečne roznášacie nosníky. Kvôli možnosti porovnania výsledkov meraní počas postupného zaťažovania skúšobného nosníka a nosnej konštrukcie mosta sa vedenie súdržných a vonkajších káblov prispôsobilo dosiahnutiu podobného priebehu napätia v betóne pri charakteristických stavoch – pôsobení vlastnej tiaže, dodatočného súdržného predpätia a vonkajšieho predpätia s veľkou excentricitou.

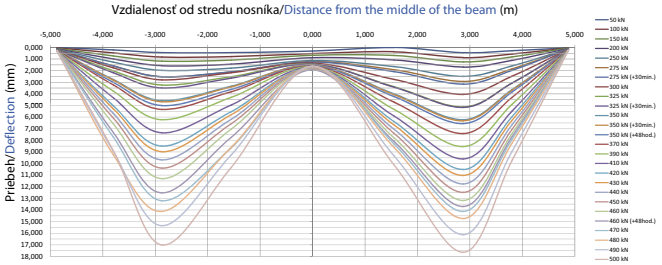
Predmet merania a osadenie meracích senzorov

Meranie priehybov sústavy, pretvorenia v betóne a napätosti VK sa realizovalo týmito prostriedkami:

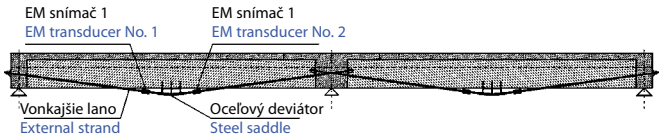
- meraním aplikovanej sily zo zaťažovacích lisov a veľkosti reakcií v podperách (strednej a jednej krajnej) pomocou elektronických a mechanických silomerov,
- sledovaním priehybov nosníka v troch bodoch po dĺžke každého poľa a zároveň poklesom podpier pomocou stotinových mechanických hodiniek,
- odčítavaním natočenia nosníka na koncoch a nad strednou podperou pomocou libiel,



Obr. 4 Priehyb nosníka na konci skúšky
Fig. 4 Deflection of the beam at the end of the test



Obr. 5 Nárast priehybu pri postupnom zaťažovaní oboch polí
Fig. 5 Increase of the deflection at the continuous loading of the both spans



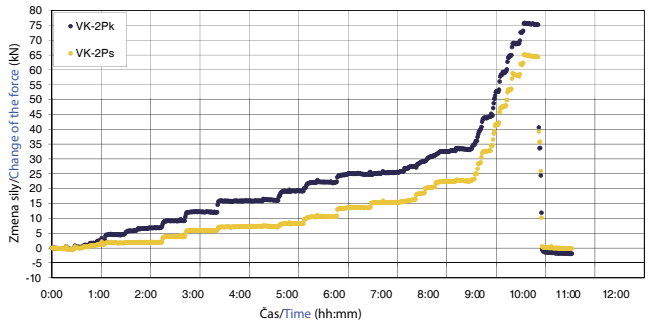
Obr. 6 Schéma vedenia vonkajšieho lana v jednom poli s umiestnením EM snímačov
Fig. 6 Layout of the external strand geometry in the one span with the position of EM transducers

laboratory the total length was 10 m. The beam is prestressed with 3 bonded straight strands and the curved external strands, which lead through steel saddles in the middle of both spans. This experimental beam is a model of the actual bridge structure [4], [5] with high-excentricity external tendons and it forms a model on a reduced scale. Loads (*Fig. 1*) are generated by means of the pair of jacks, by loading the frame into the transverse spread beams. The routing of the bonded tendons and the external tendons is adapted to achieve a similar stress state in the concrete at the specific stages – the influence of its own weight, additionally bonded prestressing, and external prestressing with high excentricity – in order to compare the results from measuring during the sequential loading of the experimental beam.

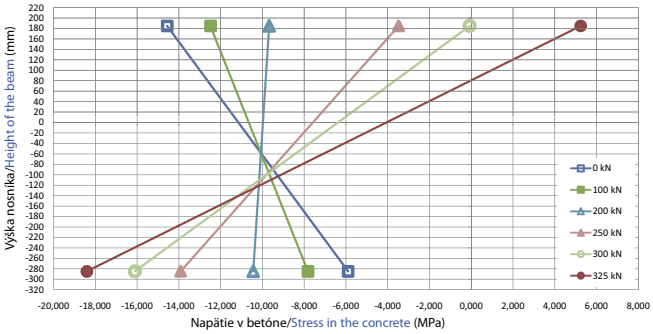
The scope of the measuring and embedding of measuring sensors

Measuring of the deflection of the construction, the strains in the concrete and the stresses on the external tendons was carried out with the following sensors:

- measuring of the applied force from loading jacks, and the reactions in the supports (middle support and one end support) with electronic and mechanical dynamometers;
- measuring of the deformation of the beam at 3 points along the length of each span and the settlement of the supports with 1/100 mechanical gauges;
- measuring of the rotation of the beam at both ends and above the middle support with bubble levels;
- measuring of strains on the face of the concrete with 1/1000 mechanical gauges and comparing results with values measured with strain gauges Gage Technique (*Fig. 2*);
- monitoring of the change of the prestressing force in the bonded strands and in the external strands with elastic-magnetic (EM) transducers PSS20 (*Fig. 2* and *Fig. 3*);



Obr. 7 Nárast sily vo vonkajšom lane pri postupnom zaťažovaní oboch polí
Fig. 7 Increase of the force in the external strand at the continuous loading of the both spans



Obr. 8 Napätie po výške prierezu nad strednou podperou pri rôznych zaťažovacích krokoch
Fig. 8 Stress over the height of the cross-section at the middle support at different loading steps

- meraním pomerných pretvorení na povrchu betónu tisícinovými mechanickými hodinkami a zároveň ich porovnaním s pomernými pretvoreniami, získanými zo strunových tenzometrov Gage Technique (*obr. 2*),
- sledovaním zmeny predpínacej sily v súdržných a vonkajších lanách pomocou elastomagnetických (EM) snímačov sily PSS20 (*obr. 2* a *3*);
- sledovaním teploty vnútri nosníka na prípadné korekcie vyhodnotenia meraní.

Vybrané výsledky merania

Z dôvodu prebiehajúceho experimentálneho výskumu sú prezentované výsledky ilustratívne. Zaťažovanie prebiehalo počas troch dní. V prvý deň sa nosník postupne zaťažoval (vznik prvých trhlín pri sile 250 kN) až do sily 350 kN na každom poli. Táto sila sa udržiavala počas dvoch dní, potom sa pristúpilo k priťaženiu postupne až na úroveň 460 kN na každom poli. Opäť sa sila udržiavala a posledný deň sa meranie skončilo pri hodnote sily 600 kN na každom poli.

Priehyb

Nárast priehybu bol počas postupného zaťaženia plynulý (*obr. 5*). Merali sa aj poklesy podpier. Vzhľadom na skutočnosť, že ide o hybridnú sústavu so súdržným a vonkajším predpätím, skúška bola limitovaná silou vo vonkajších lanách. Hodnoty priehybu po porušení betónového prierezu v ťahu a plastizácii spodnej mäkkej výstuže v strede poľa predstavovali pomerne nízke hodnoty do 20 mm (*obr. 4*).

Sila vo vonkajších lanách

Vonkajšie laná s priemerom 15,5 mm sa predopli na predpínaciu silu 120 kN. Na *obr. 7* je znázornená zmena sily od začiatku zaťažovania na jednom lane (pred deviátorom a za deviátorom, *obr. 6*). V lane sa dosiahla konečná sila 195 kN pred deviátorom a 185 kN za deviátorom. Z rozdielu síl možno určiť stratu z trenia v sedle, vytvorenom pre účely skúšky. Po odľahčení zaťažovacieho lisu sa sila v lane dostala na svoju počiatočnú úroveň, t. j. zmena sily oproti začiatočnému stavu pred skúškou sa rovnala nulovým hodnotám (*obr. 7*, celkový čas merania 10 hodín).

Napätie v betóne

Pretvorenie betónu sa meralo prevažne na povrchu betónu mechanickými hodinkami a strunovými tenzometrami. Na *obr. 8* možno po-

- monitoring of temperature in the concrete for potential correction of measurements.

Selected results from the measuring

Results published in this paper are shown for illustration purposes only. The reason is that this experimental research is still in the process of being undertaken. Loading was carried out over 3 days. The beam was loaded in sequence (the first cracks were seen at a force of 250 kN) up to the force of 350 kN on each of the spans. This force value was maintained for a period of 2 days, then the beam was loaded to the value of 460 kN on each span. The force was then again maintained, and measuring finished on the last day with a force of 600 kN on each span.

Deflection

The increase in the deflection was continuous during the sequential loading of the beam (*Fig. 5*). The settlement of the supports was also measured. The experimental test was limited to assessing the force in the external tendons, in consideration of the fact that it is a hybrid system with bonded and external tendons. The values of the deflection were relatively low (up to 20 mm) after the tension failure of the concrete cross-section and the plastic deformation of the bottom reinforcement in the middle of the span (*Fig. 4*).

The force in the external strands

The external tendons of Ø15,5 mm were prestressed with a prestressing force of 120 kN. *Fig. 7* shows the change in the force from the beginning of loading on one strand (in front of the steel saddle and behind the steel saddle in *Fig. 6*). The final force of 195 kN was reached in front of the steel saddle and 185 kN behind the steel saddle. It is possible to determine the loss due to friction in the steel saddle, made for the purposes of the experimental test, from the difference in the forces. The force in the external tendons reaches the initial value after unloading the jacks, which means that the change in the force was equal to the zero, compared to the state before the test (*Fig. 7*, total time of measuring 10 hours).

Stress in the concrete

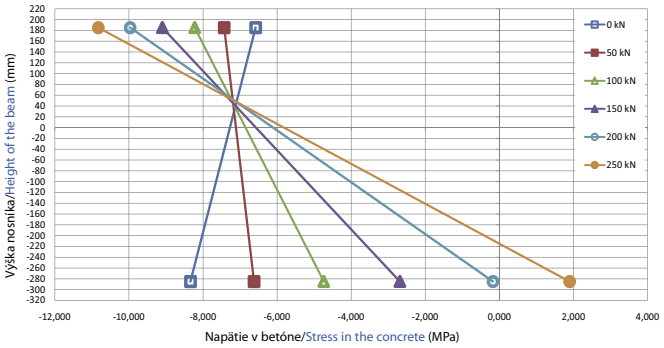
The state of strain of the concrete was measured with mechanical gauges mostly on the face of the concrete and with strain gauges. *Fig. 8* shows stress above the height of the cross-section at the



Obr. 9 Porušenie prierezu nad strednou podperou – horné vlákna betónu
Fig. 9 Tension failure of the cross-section at the middle support – upper fibers of the concrete



Obr. 10 Porušenie prierezu nad strednou podperou – spodné vlákna betónu
Fig. 10 Compressive failure of the cross-section at the middle support – bottom fibers of the concrete



Obr. 11 Napätie po výške prierezu v strede poľa pri rôznych zaťažovacích krokoch
Fig. 11 Stress over the height of the cross-section in the middle of the span at different loading steps

zorovať priebeh napätia po výške prierezu nad strednou podperou. Na začiatku bol celý prierez tlačený od predpínacích lán, čomu zodpovedá prvý krok bez zaťaženia nosníka lismi (0 kN), postupne sa horný prierez dostal do dekompresie (zaťaženie 300 kN) a následne do ťahu (zaťaženie 325 kN), keď už horný tenzometer nemeral pretvorenie betónu, ale šírku trhliny (*obr. 9*). Naopak, spodný prierez dosiahol vysoké tlakové namáhanie a došlo k drveniu povrchovej vrstvy betónu (*obr. 10*).

Podobne je na *obr. 11* znázornený priebeh napätia po výške prierezu v strede poľa. Na začiatku bol celý prierez tlačený účinkom predpínacích lán v prvom kroku bez zaťaženia nosníka (0 kN), postupne sa spodný prierez dostal do dekompresie (zaťaženie 200 kN) a následne do ťahu (zaťaženie 250 kN), porušenie možno vidieť na *obr. 12*. Horný prierez ostal neporušený, nedosiahlo sa medzné tlakové napätie.

Záver

Príspevok stručne opisuje niektoré výsledky 1. časti experimentálneho výskumu, ktorý sa realizuje v rámci doktorskej dizertačnej práce spoluautora. Už v tomto štádiu sa však potvrdilo, že výskum bude užitočný na pochopenie skutočného statického pôsobenia hybridných sústav a mechanizmu ich porušenia. V programe sú ďalšie dve vzorky s variantným riešením vzperadlového VK.

Literatúra

[1] Aparicio, A. C. – Ramos, G. – Casas, J. R.: Testing of Externally Prestressed Concrete Beams. Civil Engineering School, Barcelona, Spain, 2001.
[2] Sivaleepunth, C. – Niwa, J. – Bui, D. K. – Tamura, S. – Hamada, Y.: Significant Parameters for Evaluating the Tendon Stress of Externally Prestressed Concrete Beams. In: Proceedings of the 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006.
[3] Pisani, M. A.: Geometrical Nonlinearity and Length of External Tendons. In: Journal of Bridge Engineering, 2005.
[4] Chandoga, M. – Sedlák, J. – Jaroševič, A.: Monitoring mosta 215-00 na vetve č. 2 nad okružnou križovatkou, Diaľnica D1 Fričovce – Prešov. Záverečná správa. Projstar-PK, spol. s r. o., december 2009.
[5] Chandoga, M. – Sedlák, J. – Jaroševič, A. – Sedlák, E.: Monitoring napätosti mostu na vetve č. 2 nad okružnou križovatkou. Diaľnica D1 Fričovce – Prešov-západ. In: Zborník prednášok z konferencie Betón na Slovensku 2006 – 2010. Konferencia SNK fib, Žilina 17. – 18. 2. 2010.



Obr. 12 Porušenie prierezu v strede poľa – spodné vlákna betónu
Fig. 12 Tension failure of the cross-section in the middle of the span – bottom fibers of the concrete

middle support. At the beginning the entire cross-section was compressed with the prestressing strands, which corresponded to the 1st step, without loading of the jacks (0 kN). Then the entire upper cross-section reaches the state of decompression (loading of 300 kN) and the state of tension (loading of 325 kN), when the upper strain gauge did not measure the strain of the concrete, but the width of the crack (*Fig. 9*). The bottom cross-section achieved a high compressive stress by contrast, and a crushing of the face of the concrete occurred (*Fig. 10*).

Fig. 11 similarly shows the stress above the height of the cross-section in the middle of the span. At the beginning the entire cross-section was compressed with the prestressing strands as in the 1st step, without loading the beam (0 kN). Then the entire bottom cross-section reaches the state of decompression (loading of 200 kN) and then the state of tension (loading of 250 kN). The point of failure is shown in *Fig. 12*. The upper cross-section remained untouched; it did not reach the ultimate compressive stress.

Conclusions

This paper briefly describes some results of the 1st part of the experimental research, which has been carried out as part of the dissertation thesis of the co-author. It confirms, already in this phase, that the research will be useful for the understanding of the actual statical behavior of hybrid systems and the mechanism of their failure. There are two other experimental examples with a design variant of the strut system of the external tendons in a experimental program.

References

[1] Aparicio, A. C. – Ramos, G. – Casas, J. R.: Testing of externally prestressed concrete beams. Civil Engineering School, Barcelona, Spain, 2001.
[2] Sivaleepunth, C. – Niwa, J. – Bui, D. K. – Tamura, S. – Hamada, Y.: Significant parameters for evaluating the tendon stress of externally prestressed concrete beams. Proceedings of the 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006.
[3] Pisani, M. A.: Geometrical nonlinearity and length of external tendons. Journal of Bridge Engineering, 2005.
[4] Chandoga, M. – Sedlák, J. – Jaroševič, A.: Monitoring of the bridge 215-00 above the cross-road, Highway D1 Fričovce –Prešov. Final report. Projstar – PK, s. r. o., December 2009.
[5] Chandoga, M. – Sedlák, J. – Jaroševič, A. – Sedlák, E.: Monitoring of the bridge 215-00 above the cross-road. Highway D1 Fričovce – Prešov-západ. Proceedings of Conference "Betón na Slovensku 2006 – 2010", Symposium of the Slovak national committee fib, Žilina 17. – 18. 02. 2010.

Martin Pekár – Jiří Ehrenberger – Roman Lenner – Petr Masopust – Milan Šístek



Vybraté mosty na 2. a 3. úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce

Selected Bridges on 2nd and 3rd Section of D1 Motorway Mengusovce – Jánovce

Prvý most je súčasťou II. úseku stavby diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce. Mostný objekt v križovatke Matejovce premosťuje ploché údolie rieky Poprad s cestou I/67 a traťou ŽSR Poprad – Podolínec. Príspevok sa zameriava na výstavbu tvarovo zložitého mosta z predpätého betónu na stacionárnej skruži.
Druhý mostný objekt je súčasťou III. úseku stavby diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce. Daný mostný objekt premosťuje ploché údolie s potokom a regionálnym biokoridorom. Príspevok sa zameriava na výstavbu spojitého mosta z vopred predpätých tyčových prefabrikátov spriahnutých monolitickou železobetónovou doskou.
Tretí mostný objekt je situovaný na konci III. úseku D1 Mengusovce – Jánovce. Ide o 12-poľový most s maximálnym rozpätím 37,5 m, so samostatnými nosnými konštrukciami na každý dopravný smer v celkovej dĺžke 423 m. Nosnú konštrukciu tvorí dvojtrám s výškou 2,2 m a budovala sa po poliach posuvnou skružou. Celá spodná stavba sa založila pomocou vŕtaných mikropilót.

The first bridge forms a part of section II of the construction of the D1 motorway between Mengusovce and Jánovce. The bridge structure at the "Matejovce" junction spans the flat valley of the Poprad river with the I/67 road and the railway track Poprad – Podolinec. The paper focuses on the construction of the bridge, complex in terms of the shape, made of prestressed concrete on a stationary scaffolding. The second bridge forms a part of section III of the construction of the D1 motorway between Mengusovce and Jánovce. The said bridge structure crosses flat valley with a stream and regional bio-corridor. The paper focuses on the construction of a multi span bridge made of prestressed precast beams with a monolithic reinforced concrete slab. The third bridge structure is situated at the end of section III of D1 Mengusovce – Jánovce. It is a 12-span bridge with maximum span of 37.5 m with separate supporting structure for each traffic direction with total length of 423 m. The supporting structure consists of a double T girder of 2.2 m height, and was built by a span by span method. The entire substructure is founded on bored micropiles.

Most na diaľnici D1 v križovatke Matejovce

V roku 2005 získala spoločnosť Valbek, spol. s r. o., zákazku na vypracovanie realizačnej dokumentácie stavby Diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce. Išlo o stavbu diaľnice kategórie 26,5/100 v celkovej dĺžke 26,1 km, rozdelenú na tri samostatné úseky. Projektová kancelária spracovávala okrem kompletného tretieho úseku v km 14,2 až 26,1 aj realizačnú dokumentáciu troch mostných objektov na konci druhého úseku v mimoúrovňovej križovatke Matejovce, dvoch menších mostov z tyčových prefabrikátov, a predovšetkým opisované-



Typické piliere mosta
Typical bridge pillars

Bridge on D1 motorway in the "Matejovce" crossroads

In 2005, company Valbek, spol. s r. o. succeeded in a tender for elaboration of project documentation for the construction of the D1 motorway between Mengusovce and Jánovce. It was a construction of a 26,5/100 category motorway in a total length of 26.1 m, divided in three separate sections. Besides the complete third section in 14.2 – 26.1 km, our design office elaborated also the project documentation of three bridge structures at the end of section II, at the "Matejovce" junction, of two smaller bridges made of precast beams and, first of all, of the described motorway bridge. The contractor of this construction project was the company Strabag, s. r. o., in cooperation with the company Bögl & Krýsl k.s. which was the subcontractor of the right bridge.

Technical solution concept

The project works were commenced in spring 2005 when we prepared two options of the concept solution of the bridge support structure for the contractor, including comparison of the volumes of the crucial building materials and an offer proposal based on the documentation. Both options included an open-section support structure which, in fact, significantly reduced the requirements on the formwork which allowed better optimisation of the bridge constructions progress, considering the current construction of the left and right bridge. At the same time we designed connection of the right bridge support structure into a single dilatation unit, including the ramps of the crossroad branches. Due to this, two

Ing. Martin Pekár, Valbek, spol. s r. o., Vaňurova 505/17, Liberec, e-mail: pekar@valbek.cz
Ing. Jiří Ehrenebreger, Valbek, spol. s r. o., Vaňurova 505/17, Liberec, e-mail: ehrenberger@valbek.cz
Ing. Roman Lenner, Valbek, spol. s r. o., Vaňurova 505/17, Liberec, e-mail: lenner@valbek.cz
Ing. Petr Masopust, Valbek, spol. s r. o., Vaňurova 505/17, Liberec, e-mail: masopust@valbek.cz
Ing. Milan Šístek, Novák & Partner, Perucká 2841/5, Praha 2, e-mail: sistek@novak-partner.cz

ho diaľničného mosta. Dodávateľom stavebného objektu bola firma Strabag, s. r. o., v spolupráci s firmou Bögl a Krýsl, k. s., ktorá bola subdodávateľom pravého mosta.

Koncepcia technického riešenia

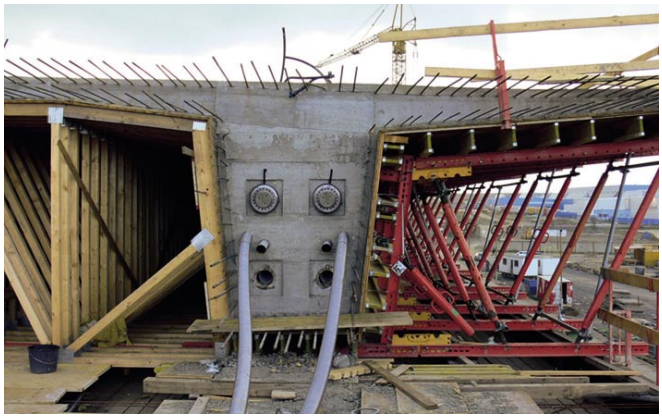
Projektové práce sa začali na jeseň 2005 spracovaním dvoch variantov koncepčného riešenia nosnej konštrukcie mosta vrátane porovnania objemov rozhodujúcich stavebných materiálov s návrhom uvedeným v dokumentácii na ponuku. V obidvoch variantoch sa navrhla nosná konštrukcia otvoreného prierezu, ktorá v podstatnej miere znižuje nároky na skruž, a tým optimalizuje postup výstavby mosta s ohľadom na súčasné budovanie ľavého aj pravého mosta. Súčasne sa navrhlo spojenie nosnej konštrukcie pravého mosta do jedného dilatačného celku vrátane rámp križovatkových vetví. V dôsledku toho sa vypustili dva mostné závery a dva atypické dilatačné piliere sa nahradili piliermi typickými.

V prvom variante sa nosná konštrukcia navrhla ako doskový trám s konštrukčnou výškou 1,40 m, spojitý nosník so 14 poliami. Rozpätia jednotlivých polí sa upravili na 30,00 + 40,00 + 8 × 30,00 + 40,00 + 2 × 30,00 + 22,50 = 432,50 m. V poliach s rozpätím 40,00 m sa navrhli parabolické nábehy, ktorými sa konštrukčná výška zväčšila na 2,60 m. Odpojenie rámp križovatkových vetiev, tzv. rozplet nosnej konštrukcie, sa riešil postupným rozšírením dna trámu až do miesta jeho rozdelenia na dva samostatné trámy. V druhom variante sa nosná konštrukcia navrhla ako dvojtrámová, s konštantnou konštrukčnou výškou 2,40 m a s osovou vzdialenosťou trámov 7,50 m; spojitý nosník má 11 polí. Rozpätia jednotlivých polí 30,00 + 7 × 40,00 + 2 × 45,00 + 36,00 = 436,00 m zostali zosúladené s dokumentáciou na ponuku. Nosné konštrukcie rámp križovatkových vetiev sa navrhli ako doskové trámy konštrukčnej výšky 1,80 m s lineárnym nábehom na výšku 2,40 m v mieste napojenia na pravý vonkajší trám hlavného mosta. Súčasne s variantným riešením nosnej konštrukcie mosta sa optimalizovala aj spodná stavba a zakladanie mosta.

Po ekonomickom zhodnotení variantného riešenia sa so súhlasom investora stavby vybral druhý variant, ktorý nemal prakticky nijaký vplyv na trvalé zábery pozemkov.

Zakladanie

Na základe výsledkov podrobného inžinierskogeologického prieskumu sa navrhlo hĺbkové zakladanie mosta na vŕtaných veľkopriemerových pilótach s priemerom 0,88 m. Dĺžky pilót boli 14,00 až 16,00 m. Všetky piloty sa navrhli ako plávajúce vo vrstvách zvetralých ílovcov s charakterom štrkovitého ílu až ílovitého štrku. Ich dĺžka sa overila šiestimi statickými zaťažkávacími skúškami v troch charakteristických geologických profiloch. Vo všetkých prípadoch boli výsledky skúšok viac ako uspokojivé, skutočne namerané hodnoty sadania pilót zodpovedali zhruba 50 až 60 % hodnôt zrátaných podľa medznej zaťažovacej krivky pre piloty vŕtané v stlačiteľnom podloží.



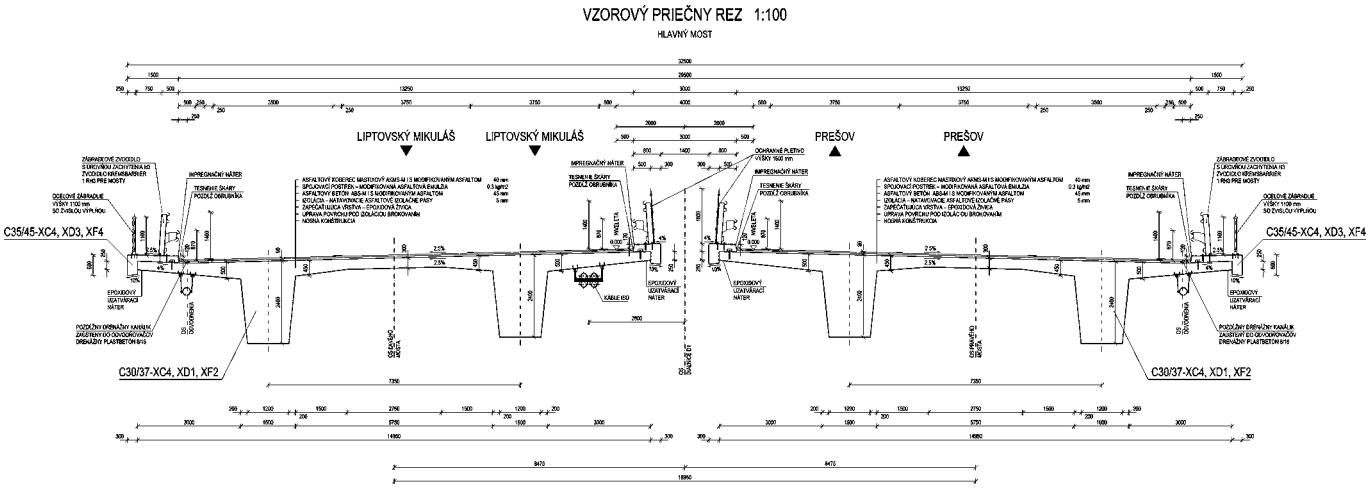
Čelo dvojtrámovej konštrukcie
Double girder structure front



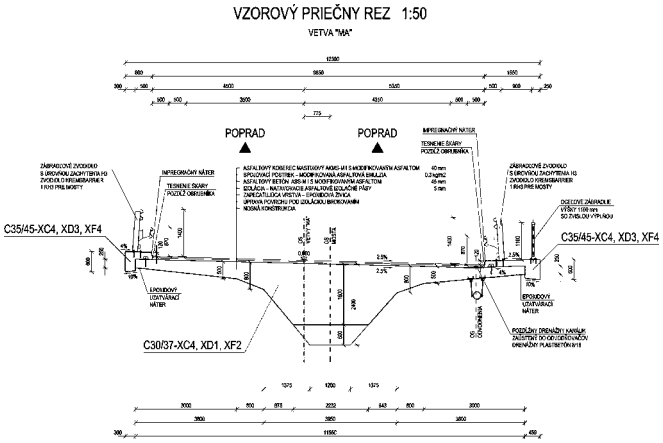
Čelo doskového trámu
Slab girder front

bridge expansion joints were left out, and two atypical dilatation piers were replaced with typical.

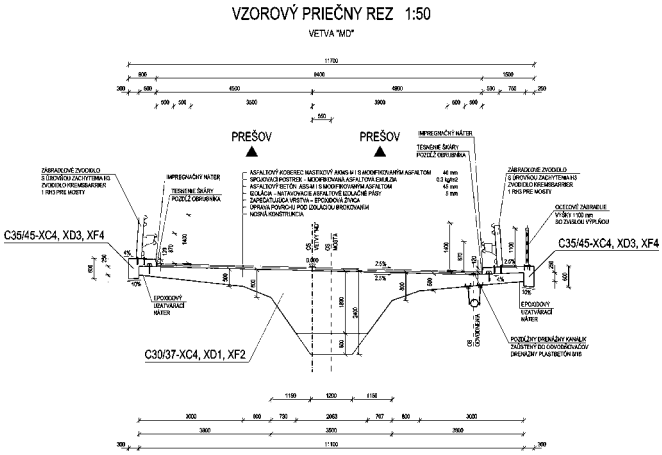
The first option was formed by a 1.4 m deep slab, a continuous girder of 14 spans. The spans were adjusted to 30.00 + 40.00 + 8 × 30.00 + 40.00 + 2 × 30.00 + 22.50 = 432.50 m. Parabolic haunches were designed to enlarge the construction depth to 2.6 m in main span. Approach ramps were connected by gradual extension of the main girder. In the second option, the structure was designed as a double T girder, with constant construction depth 2.4 m, axial distance of girders 7.5 m, continuous girder of 11 spans. The spans 30.00 + 7 × 40.00 + 2 × 45.00 + 36.00 = 436.00 m remained harmonized with



Priečny rez – hlavný most
Cross-section – main bridge



Priečny rez – rampa MA
Cross-section – "MA" ramp



Priečny rez – rampa MD
Cross-section – "MD" ramp

Spodná stavba

Piliere hlavného mosta sa navrhli ako členené, s dvoma driekmi a spoločným základom. Drieky majú tvar symetrického šesťuholníka vpísaného do obdĺžnika so základným rozmerom 1,60 × 1,90 m, výška pilierov je 7,80 až 11,80 m. Piliere rámp križovatkových vetví sa navrhli s jedným driekom rovnakého šesťuholníkového prierezu.

Opory mosta sa navrhli ako nízke úložné prahy s rovnobežnými krídlami, založené na vopred vybudovaných násypoch prevádzanej komunikácie. Týmto opatrením sa zaistila dostatočná konsolidácia násypov tak, aby po dokončení mosta a v priebehu premávky nedošlo k nežiaducemu poklesu prechodových oblastí.

Nosná konštrukcia

Most sa navrhol ako dve samostatné nosné konštrukcie pre každý dopravný smer, ľavý a pravý most. V štvrtom poli pravého mosta sa odpája nosná konštrukcia rampy MA, v ôsmom poli pravého mosta sa pripája nosná konštrukcia rampy MD. Nosná konštrukcia ľavého aj pravého mosta je monolitická, dodatočne predpätá dvojtrámová konštrukcia s konštantnou výškou 2,40 m po celej dĺžke mosta. Zo statického hľadiska ide o spojitý nosník s 11 poliami s rozpätím jednotlivých polí 30,00 + 7 × 40,00 + 2 × 45,00 + 36,00 = 436,00 m.

Nosná konštrukcia vetvy MA sa navrhla ako doskový trám s konštrukčnou výškou 1,80 až 2,40 m, spojitý nosník s troma poliami s rozpätím 2 × 40,00 + 36,00 = 116,00 m. Nosná konštrukcia rampy MD sa takisto navrhla ako doskový trám rovnakej konštrukčnej výšky ako rampa MA. Zo statického hľadiska ide o spojitý nosník so štyrmi poliami s rozpätím 25,00 + 35,00 + 2 × 40,00 = 140,00 m.

Nosná konštrukcia ľavého mosta sa trochu netypicky budovala od stredu konštrukcie, teda od 6. poľa (1. etapa), následne sa budovalo 5. pole mosta (2. etapa) a 7. pole (3. etapa). Po úplnom dokončení

tender documentation. The approach ramps were designed as slab girders of 1.8 m deep with linear taper up to the depth of 2.4 m at the point of connection to the right girder of the main bridge.

Upon an economic assessment second variant was chosen, which did not actually have any impact on the land acquisition.

Foundation

Based on the results of a geotechnical survey, deep foundation on bored large-diameter piles was designed. The designed lengths of the piles were 14.00 – 16.00 m. All the piles were designed as floating in weathered claystone layers of the character of gravelly clay to clayey gravel. The length of the piles was tested by the total of 6 static load tests in three characteristic geological profiles. In all cases the test results were more than satisfactory, the actually measured values of settlement of the piles equalled to approx. 50 – 60% of the values calculated according to the load limit curve for piles bored in compressible subsoil.

Substructure

The main bridge and approach ramps supports were designed as slender columns on one foundation. The columns have a shape of symmetrical hexagon, inscribed in a rectangle with basic dimensions 1.60 × 1.90 m, the height of supports varies between 7.80 – 11.80 m.

Superstructure

The bridge was designed as two separate structures for each traffic direction, the left and right bridge. In the fourth span of the right bridge, the "MA" ramp is connected, in the eight span of the right bridge the "MD" ramp is connected. The supperstructure of the left and right bridge was designed as a monolithic post tensioned



Bárka skruže
Trestle of the stave



Drevené ramená
Wooden ribs

tretej etapy sa konštrukcia spolu v štyroch etapách realizovala smerom k opore 1 (1. až 4. pole) a na záver sa v štyroch etapách budovala smerom k opore 12 (8. až 11. pole). Postup výstavby nosnej konštrukcia pravého mosta bol s ohľadom na súčasné budovanie obidvoch mostov rovnaký ako pri ľavom moste. Po úplnom dokončení pravého mosta sa dobudovali rampy MA a MD, rampa MA vo dvoch etapách (12. a 13. etapa) a rampa MD v troch etapách (14. až 16. etapa).

Na dodatočné predpätie nosnej konštrukcie mosta sa použili 9- a 18-lanové predpínacie káble z predpínacích lán Ls 15,3 – 1 570/1 770 (140 mm^2). Dodávateľom predpätia bola firma SM 7, a. s., kotevný systém sa použil DYWIDAG AG, kotvy MA a ZR a spojky R pre 9- a 18-lanové káble. V každej pracovnej škáre nosnej konštrukcie bola stykovaná polovica predpínacej výstuže, druhá polovica prebiehala do ďalšej etapy. Dvojtrámová nosná konštrukcia sa predopla 18-lanovými káblami, v každom tráme ich bolo osem. V poliach s rozpätím 45,00 m sa do každého trámu pridali dva káble navyše, v krajných poliach sa, naopak, dva káble odobrali. Predpätie doskových trámov sa realizovalo tiež pomocou 18-lanových káblov, spolu v počte 12 kusov, doplnených dvojicou 9-lanových konzolových káblov. V mieste rozpletu nosnej konštrukcie, resp. v prvých poliach obidvoch rámp sa predpätie navyše doplnilo šiestimi 18-lanovými káblami.

Skruž a debnenie

Na bárky skruže nosnej konštrukcie hlavného mosta sa použili oceľové nosné prvky systému WEISE. Zakladanie bárok sa navrhlo na panelovej rovnanine na štrkopieskových vankúšoch. Skruž nosných konštrukcií rámp sa realizovala pomocou priestorovej skruže systému PERI. Vlastné debnenie nosnej konštrukcie sa realizovalo pomocou hobľovaných dosiek rovnakej šírky, ukladaných rovnobežne s pozdĺžnou osou mosta na ramenách z drevených hranolov.

Príslušenstvo

Príslušenstvo mosta tvorí celoplošná izolácia z asfaltových pásov, odvodnenie mosta, dvojvrstvová vozovka, monolitické rímsy, povrchové mostné závery, zábradľové zvodidlá, zábradlie a protihluková stena. Súčasťou mosta je aj portál dopravného značenia osadený v rozplete rampy MA s predsadeným tlmičom nárazov.

Záver

Vzhľadom na problémy s majetkovým vysporiadaním príslušných pozemkov sa stavebné práce začali vo februári 2006, teda takmer 6 mesiacov po predpokladanom termíne. Napriek problémom s predpínacou výstužou a kvalitou betónu počas výstavby sa most v októbri 2008 dokončil a uviedol do prevádzky. Výstavba mosta, kde sa vybudovalo spolu 1 135,00 m bežných nosných konštrukcií, tak trvala necelých 33 mesiacov. Výsledná kvalita diela, a to aj s ohľadom na časté nepriaznivé klimatické podmienky v lokalite stavby, má vysokú úroveň a zodpovedá technologickým možnostiam a technickým zruč-



Ľavý most
Left bridge

double T girder with 2.40 m constant depth. From the static point of view, it is a continuous girder of 11 spans, with individual spans 30.0 0 + 7 × 40.00 + 2 × 45.00 + 36.00 = 436.00 m.

Ramp "MA" is s slab girder with construction depth 1.80-2.40 m, with three spans 2 × 40.00 + 36.00 = 116.00 m. Ramp "MD" is slab girder of equal construction depth as the "MA" ramp, with spans 25.00 + 35.00 +2 × 40.00 = 140.00 m.

The superstructure of left and right bridge was built from the centre of the structure, i. e. from the 6th span. Once the right bridge was completed, the construction of the "MA" and "MD" ramps followed.

For post tensioning of the deck, 9 and 18 strand cables L_s 15.3 – 1 570/1 770 were used. The supplier of prestressing was company SM 7, a. s., the anchor system used was DYWIDAG AG. In each construction joint 50 % of tendons was anchored and the second half was continuous to the next stage. The deck was prestressed with 18 strand cables, 8 cables in each girder. In main span 2 additional tendons were used.

Conclusion

The construction of the bridge, where a total of 1,135.00 m structures were built, lasted almost 33 months. The quality of work was proven also by a large load test when almost every span in two load states were loaded, with the load efficiency of over 0.80.



Rampa MD
"MD" ramp



Celkový pohľad – letecká snímka
Overview – air photo

nostiam stavebného priemyslu súčasnosti. Kvalitu diela preukázala aj veľmi rozsiahla zaťažkávacia skúška, pri ktorej sa zaťažovalo takmer každé pole mosta vo dvoch zaťažovacích stavoch s účinnosťou zaťaženia viac ako 0,80.
Variantným návrhom technického riešenia nosnej konštrukcie mosta došlo k nezanedbateľnej úspore celkových nákladov na jeho výstavbu. Znova sa potvrdilo, že už v prípravných stupňoch projektovej dokumentácie je nevyhnutné venovať dostatok času a veľkú pozornosť koncepčnému návrhu mostných objektov a pokúsiť sa vždy nájsť jeho optimálne technické riešenie.

Diaľničný most nad údolím v km 21,110 diaľnice D1

Ďalším objektom na III. úseku diaľnice D1 je niekoľkopoľový most z vopred predopnutých prefabrikovaných nosníkov. Dodávateľom stavebného objektu bola v rámci združenia firma Stavby mostov Slovakia, a. s., v spolupráci s firmou Inžinierske stavby, a. s., subdodávateľom ľavého mosta.

Koncepcia technického riešenia

Projektové práce sa začali na jeseň 2005, keď sa dodávateľovi predložil návrh čiastočnej úpravy koncepčného riešenia nosnej konštrukcie mosta spočívajúcej v inom riešení uloženia tyčových prefabrikátov. Systém priečnika na hlavách pilierov s nosníkmi uloženými na elastomérové ložiská sa nahradil skrytým priečnikom v nosnej konštrukcii uloženým na hlavách pilierov pomocou dvojice hrncových ložísk. Spojitosť nosnej konštrukcie sa zaistila pozdĺžnou betonárskou výstužou v spriahujúcej doske. V nadväznosti ne tieto úpravy sa upravili aj rozpätia mosta na 28,00 + 4 × 30,50 + 28,00 = 178,00 m. Súčasne sa optimalizovala spodná stavba a zakladanie mosta.

Zakladanie

Na základe výsledkov podrobného inžinierskogeologického prieskumu sa navrhlo hĺbkové zakladanie mosta na vŕtaných veľkopriemerových pilótach, piliere ľavého mosta na pilótach s priemerom 1,18 m a piliere pravého mosta na pilótach s priemerom 0,88 m. Dĺžky pilót boli 6,50 až 8,00 m. Opory sa založili na vŕtaných veľkopriemero-



Piliere mosta
Bridge pillars

Thanks to detailed preparation works the total costs were reduced significantly. It was re-confirmed that already at the preliminary design stages sufficient amount of time has to be dedicated, and special attention has to be paid to the conceptual design of bridge structures, and ways have to be searched, leading to an ideal technical solution.

Precast concrete girders bridge above the valley in 21.110 km of the D1 motorway

In summer 2005, company Valbek, spol. s r. o. succeeded in a tender for elaboration of project documentation for the construction of the D1 motorway between Mengusovce and Jánovce. It was a construction of a 26.5/100 category motorway in a total length of 26.1 km, divided in three separate sections. Our design office worked on the complete third section of the motorway in the 14.2 – 26.1 km, which was from the very beginning designed only as the left half of the motorway, but finally the motorway was designed and built in full profile. Besides other bridges, we worked on the project documentation of the described motorway bridge. The contractor of the object was Stavby mostov Slovakia, a. s. in cooperation with the company Inžinierske stavby, a. s. which was the subcontractor of the left bridge.

Technical concept

The project works commenced in spring 2005 when we submitted to the contractor a proposal of partial adaptation of the conceptual solution of the structure of the bridge, consisting of a different solution of placing the precast beams. Crossbeam beams with elastomeric bearings for each beam was replaced with a hidden crossbeam in deck with two pot bearings. The continuity of the deck was secured with longitudinal reinforcement in slab. Span of the bridge were adjusted to 28.00 + 4 × 30.50 + 28.00 = 178.00 m. At the same time, also the substructure and foundation of the bridge were optimized.

Foundation

Based on the results of a detailed geotechnical survey, deep foundation bored large-diameter piles was designed, left bridge on ∅ 1.18 m piles, right bridge on ∅ 0.88 m piles, designed lengths of the piles were 6.50 – 8.00 m. The abutments are founded on bored large-diameter ∅ 0.88 m piles of 14.00 m length. The length of the piles was tested in 2 static load tests in two characteristic geological profiles.

Substructure

The bridge supports were designed as slender columns on one foundation. The columns have a shape rectangle with basic dimension 2.00 × 1.20 m, the height of supports varies between 7.80 – 11.80 m.



vých pilótach s priemerom 0,88 m a dĺžkou 14,00 m. Dĺžka pilót sa overila dvoma statickými zaťažkávacími skúškami vo dvoch charakteristických geologických profiloch. Výsledky skúšok do istej miery ovplyvnila skutočnosť, že päta pilót sa zavŕtala do skalného podložia s charakterom ílovcov a pieskovcov triedy R4-R3.

Spodná stavba

Piliere hlavného mosta sa navrhli ako členené, s dvoma driekmi a spoločným základom. Drieky majú tvar obdĺžnika so základným rozmerom 2,00 × 1,20 m, výška pilierov je 7,60 až 9,60 m. Opory mosta sa navrhli ako nízke úložné prahy s rovnobežnými krídlami, založené na vopred vybudovaných násypoch prevádzanej komunikácie. Týmto opatrením sa zaistila dostatočná konsolidácia násypov tak, aby po dokončení mosta a v priebehu premávky nedošlo k nežiaducemu poklesu prechodových oblastí.

Nosná konštrukcia

Most sa navrhol ako dve samostatné nosné konštrukcie pre každý dopravný smer. Nosná konštrukcia ľavého aj pravého mosta je z vopred predpätých tyčových prefabrikátov s konštrukčnou výškou 1,40 m spriahnutých monolitickou železobetónovou doskou. Zo statického hľadiska ide o spojitý nosník so 6 poliami s rozpätím jednotlivých polí 28,00 + 4 × 30,50 + 28,00 = 178,00 m v osi diaľnice.

Postup výstavby

Nosná konštrukcia ľavého mosta sa budovala spôsobom zvyčajným pri tomto type konštrukcií. Najskôr sa na skruž osadili tyčové prefabrikáty, potom sa zadebnili monolitické priečniky a doska. Na záver sa vo dvoch etapách zabetónovali spriahujúca doska a priečniky. V nosnej konštrukcii mosta sa pri priečnikoch na pilieroch mosta použili tzv. doskové prefabrikáty, čo výrazne urýchlilo výstavbu nosnej konštrukcie mosta. V prvej etape sa teda na skruž osadili doskové prefabrikáty, ďalej tyčové prefabrikáty a zadebnené zvyšné časti priečnikov. Na záver sa, rovnako ako pri ľavom moste, vo dvoch etapách zabetónovali priečniky a spriahujúca doska.

Doskové prefabrikáty

Na urýchlenie výstavby nosnej konštrukcie sa v spodnej časti priečnikov nad piliermi mosta navrhli doskové prefabrikáty. Ich rozmery boli 13,69 × 2,00 × 0,28 m a celková hmotnosť okolo 22,8 tony. Do prefabrikátov bolo nevyhnutné už vo výrobni zabudovať všetku šmykovú výstuž a, samozrejme, ohybovú výstuž v strede prefabrikátu pri spodnom líci priečnika. Súčasne sa statickým výpočtom posúdili všetky montážne stavy v priebehu výstavby.



Nosníky IST-97
Girders IST-97



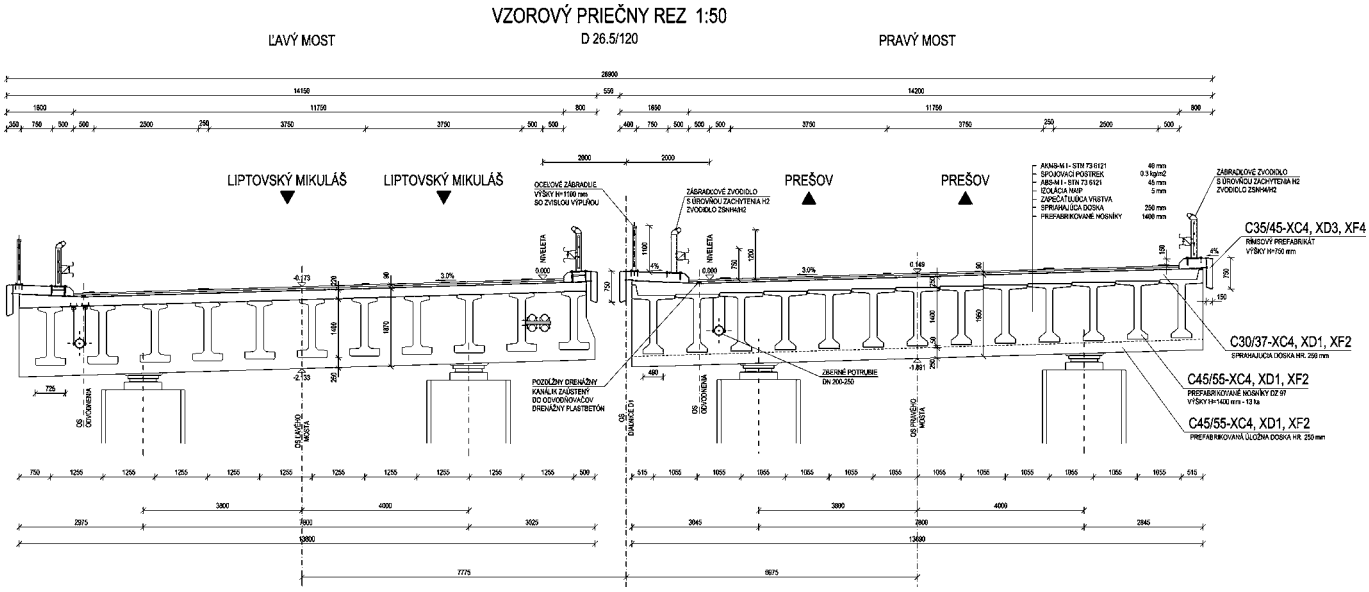
Nosníky DZ-97
Girders DZ-97

Superstructure

The bridge was designed as two separate structures for each traffic direction. The deck of both bridges was designed as composite concrete/concrete. Precast beams of 1.40 m construction depth, coupled with a monolithic reinforced-concrete slab. From the static point of view, it is a continuous girder of 6 spans, with individual span span 28.00 + 4 × 30, 50 + 28.00 = 178.00 m.

Construction

The deck of the left bridge was built in a way usual for this type of structures. First of all, beams were assembled on scaffolding, then the monolithic crossbeams and slab were cast. In the supporting structure of the bridge, slab prefabricates were used with advantage at the crossbeams on the bridge piers. Use of these prefabricates significantly



Priečny rez
Cross-section



Dokončený ľavý most
Completed left bridge



Podhľad mosta
Bottom view of the bridge



Panoramatická fotografia Most nad údolím
Panoramic picture "Bridge above the valley"

Tyčové prefabrikáty

V nosnej konštrukcii pravého mosta sa použili vopred predpäté nosníky IST-97 výrobcu IS Košice. V stredných poliach sa použili nosníky s dĺžkou 29,30 m a výškou 1,40 m, v krajných poliach nosníky rovnakej výšky a dĺžky 27,15 m. Oproti typovým podkladom sa s ohľadom na prenos šmykových síl upravili čelá všetkých nosníkov a ich betonárska výstuž. Nosníky sa vyrobili z betónu triedy C 45/55 a na ich predopnutie sa použili predpínacie laná s priemerom 15,7 mm – 1 570/1 770 (150 mm^2), v každom nosníku je 20 týchto lán.

V nosnej konštrukcii pravého mosta sa použili vopred predpäté nosníky DZ-97 výrobcu ZIPP Bratislava. V stredných poliach to boli nosníky dlhé 29,72 m a vysoké 1,40 m, v krajných poliach nosníky rovnakej výšky a dĺžky 27,72 m. Nosníky sa vyrobili tiež z betónu triedy C 45/55 a na ich predopnutie sa použili rovnaké predpínacie laná, v každom nosníku bolo rovnako po 20 kusoch lán.

Záver

Výhody použitia prefabrikátov pre nosnú konštrukciu mosta sa prejavili najmä v čase jeho výstavby. Prakticky v priebehu jednej stavebnej sezóny, ktorej dĺžka bola výrazne ovplyvnená častými nepriaznivými klimatickými podmienkami v lokalite stavby, sa vybudovala kompletná vrchná stavba mosta, teda kompletná nosná konštrukcia a kompletné príslušenstvo mosta – ľavého aj pravého. V priebehu projektovej prípravy a počas stavby sa potvrdilo, že medzi projektantom a dodávateľom stavby je nevyhnutná úzka spolupráca, pri ktorej možno riešiť všetky vzniknuté problémy prakticky ihneď. Výsledky tejto spolupráce sú viditeľné aj na výslednej kvalite diela, ktorá sa na záver preukázala zaťažkávacou skúškou.

Variantným návrhom uloženia tyčových prefabrikátov sme preukázali, že aj prefabrikované konštrukcie môžu byť estetické a s rovnakými nákladmi na údržbu ako konštrukcie monolitické.

Diaľničný most nad údolím Čenčiského potoka, budovaný na posuvnej skruži

V súčasnosti je v prevádzke úsek diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce, na ktorom sa navrhol najdlhší mostný objekt – Most nad údolím Čenčického potoka. Po výstavbe ľavého mosta sa diaľnica v danom úseku sprejazdnila vždy len jedným dopravným pruhom v každom

Precast beams

In the deck of the left bridge, the IST-97 prestressed girders, manufactured by IS Košice, were used. In the central spans girders of 29.30 m length and 1.40 m height were used, in side spans girders of the same height and 27.15 m length were used. The girders were made of C 45/55 class concrete and prestressing strand ∅ 15.7 mm – 1 570/1 770 were used for their prestressing, 20 pcs in every girder.

In the deck of the right bridge, the DZ-97 prestressed girders, manufactured by ZIPP Bratislava, were used. In the central spans, girders of 29.72 m length and 1.40 m height were used, in side spans girders of the same height and 27.72 m length were used. The girders were also made of C 45/55 class concrete, and the same prestressing strands.

Conclusion

The benefits of using prefabricates for the supporting structure of the bridge showed itself mainly at the time of the construction. In the course of the project preparation and then later during the construction it was confirmed that tight cooperation between the designer and construction contractor is necessary, when all issues that occurred could be solved almost instantly. The results of the cooperation are visible even in the final quality of work, which was finally tested in a load test.

A motorway bridge over the Čenčický brook valley built using a travelling centering

At present, the section "Mengušovce – Jánovce" is fully operational of the D1 motorway, for which its longest bridge structure "the Bridge over Čenčický brook valley" has been designed. After the left-hand bridge structure had been completed, the motorway was open to traffic in one motorway lane in either direction only. Then all the bridge structures were completed in both bridge halves and the motorway has been fully operational in both traffic directions already for one year.

The bridge features two separate load bearing structures of 12 spans each, whose span widths range from 23.3 m to 37.5 m. It was built by the method of successive concreting, span-after-span, employing

smere. Teraz sú už všetky mostné objekty dokončené v obidvoch častiach, takže diaľnica je už rok v plnej obojstrannej premávke.

Most má dve samostatné nosné konštrukcie s 12 poliami s rozpätím od 23,3 do 37,5 m. Budoval sa metódou postupnej betonáže po poliach pomocou posuvnej skruže uloženej na provizórnych podporách. Výška mosta nad terénom je až 21 m. Zhotovovateľom stavby je združenie SMP Construction, a. s., Stavby silnic a železnic, a. s., a SLOV-VIA, a. s. Investorom je Národná diaľničná spoločnosť, a. s.

Technické riešenie

Most sa v dokumentácii na stavebné povolenie (DSP) navrhol ako 12-poľový spojitý nosník, samostatný pre každý dopravný smer. V priečnom smere sa navrhol ako jednokomorový nosník. Výstavba sa realizovala na pevnej skruži. V realizačnej dokumentácii sa na žiadosť zhotovovateľa objektu navrhla nosná konštrukcia ako dvojtrámová s výstavbou na posuvnej skruži. Okrem zmeny tvaru priečneho rezu sa rozpätie mosta upravilo tak, aby bolo čo najvhodnejšie a pritom minimálne. Rozpätie obidvoch polovíc mosta sa podarilo pri rovnakom počte polí znížiť zo 40 na 37,5 m. Všetky tieto zmeny priniesli veľa výhod, napríklad urýchlenie výstavby nosnej konštrukcie, jej odľahčenejší tvar a lepšiu kontrolu a údržbu.

Rozpätie jednotlivých polí je 23,3 + 35,0 + 9 × 37,5 + 25,2 m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 423 m. Výška trámu je konštantná v hodnote 2,2 m. Trasa diaľnice je v mieste mosta v pravostrannom smerovom oblúku R = 2 000 m a v pravostrannej prechodnici. Priečny sklon je na celom moste konštantný 2,5 %. Niveleta na moste je v pozdĺžnom smere v klesaní 4,0 %. Výstavba ľavej polovice mosta prebiehala v smere klesania, pravá, naopak, v smere stúpania. Celá spodná stavba sa založila na mikropilótach.

Založenie mosta

Založenie mosta sa na základe výsledkov podrobného inžinierskogeologického prieskumu navrhlo na mikropilótach. V danom území sa pod vrstvou ornice nachádzajú vrstvy eluviálnych sedimentov tvorené ílmi v hrúbkach 3,0 až 7,0 m. Pod nimi sú vrstvy ílových tried R6 – R4. Všetky mikropilóty sa navrhli tak, aby boli votknuté do skalného podložia. Priemer vrtu mikropilóty je 160 mm, doň sa vložilo oceľové jadro s priemerom 50 mm, ktoré sa injektovalo betónom C 25/30 XC2. Dĺžka mikropilóty sa pohybuje od 10,0 do 18,0 m; na každý základ piliera alebo opery sa použilo 60 mikropilót. Pred vŕtaním mikropilóty sa pod základovou škárou zriadil štrkový vankúš s hrúbkou 300 mm. Na overenie únosnosti mikropilót sa pri každom základe vykonala statická zaťažovacia skúška jednej vybranej mikropilóty.

Spodná stavba – piliere

Železobetónové piliere sa votkli do spoločných základov s rozmerom 5,5 × 13,4 m pri výške základu 1,3 m. Piliere majú tvar šesťbokého hranolu s vonkajšími rozmermi 2,0 m v pozdĺžnom a 1,6 m v priečnom smere. Ich výška je premenná od 12,0 do 18,9 m. Sú z betónu C 30/37-XF3. Výstuž pilierov tvoria armokoše, ktoré sa prikladali k výstuži vyčnievajúcej zo základov.

Spodná stavba – opory

Tvar opory zodpovedá pilierom, resp. na posun skruže nosnej konštrukcie bolo potrebné, aby skruž prechádzala oporou. Po presunutí skruže sa dobetónovala záverná stienka opory, dokončili sa krídla a prechodová doska. Základ a driek opory je z betónu C 30/37-XF4. Na založenie opory sa vytvoril prednásyp, z ktorého sa vŕtali mikropilóty.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia je samostatná pre každý dopravný smer, ale každá má iné šírkové usporiadanie. Ľavá polovica prevádza vozovku širokú 13,25 m a jej celková šírka je 15,05 m. Pravá polovica prevádza užšiu vozovku so šírkou len 11,75 m, a preto jej celková šírka je 13,55 m. Trámy majú výšku 2,2 m a šírku podhľadu 1,295 m. Priečniky sú len na koncoch mostov nad oporami výšky 0,80 m. Mostovka medzi trámami má hrúbku 0,30 m a vo votknutí do trámu má hrúbku 0,48 m – rovnako ako obojstranné konzoly.



Posuvná skruž
Travelling centering

a travelling centering placed on temporary supports. The maximum bridge elevation above the ground surface amounts to 21 m. The consortium of SMP Construction, a. s., Stavby silnic a železnic, a. s. a SLOV-VIA, a. s., was the contractor of the construction, while the National Highway Company (Národná diaľničná spoločnosť a. s.) acted as the investor.

Technical Design

In the project documentation for the construction permit the bridge was designed as a 12-span continuous beam, separate for each traffic direction. In its cross section it was designed as a single box beam. According to its original design the bridge should have been built using a fixed centering. However, in the implementing project documentation, on contractor's request, the load bearing structure was redesigned into the double-beam one to be built using a travelling centering. In addition to the change made in the cross section of the bridge, the bridge span design was modified with the view of its optimisation and reduction to the minimum at the same time. As a result, the maximum span of the two bridge halves was successfully reduced from 40 m to 37.5 m, maintaining the original number of spans. All the abovementioned modifications of the design brought clear advantages, including an increased speed of load bearing structure construction, its lightened shape and improved conditions for bridge control and maintenance.

Particular span widths are as follows: 23.3 m + 35.0 m + 9 × 37.5 m + 25.2 m, while the overall length of the load bearing structure amounts to 423 m. The beam height of 2.2 m is kept constant along its whole length. At the bridge location the motorway follows the right-hand bend of R = 2000 m and a transient curve. The constant lateral inclination of 2.5 % is maintained along the entire bridge. The bridge grade line drops by 4.0 % in its longitudinal direction. The construction of the left-hand bridge half progressed in the direction of descent, while the right-hand one was built stepwise in the ascending direction. The whole bridge substructure was founded on micropiles.

Bridge Foundation

Based on the results of a detailed geological/engineering survey it was decided to found the bridge on micropiles. In the area of concern, below the topsoil, there are the strata of eluvial sediments formed by clays of 3.0 – 7.0 m thickness. Below the sediments the strata of R6 – R4 clays are deposited. All the micropiles were designed to be installed into the bedrock. Micropile boreholes are of the size of 160 mm in diameter each and the micropiles are reinforced with steel cores of ∅50 mm and grouted with C 25/30-XC2 concrete. Micropile lengths range from 10.0 m to 18.0 m and 60 micropiles are used for the foundation of each pier or abutment. Before making the micropile bore, a gravel cushion of 300 mm thickness was formed below the footing bottom. In order to verify the load bearing capacity of micropiles, the static loading test was made of a micropile selected from each foundation unit.



Celkový pohľad na hotový most
Overall View of the Completed Bridge

Nosná konštrukcia sa navrhla z predpätého betónu C 30/37-XF1. Pozdĺžne predpätie sa realizovalo káblami systému Dywidag zložených z devätnástich kusov s priemerom 15,5 mm kvality 1 620/1 860 MPa. V každom tráme sa navrhlo osem týchto káblov, ktoré sa napínali jednostranne vždy v smere výstavby a spojovali v pracovných škárach medzi jednotlivými betonážnymi fázami. V každej škáre sa spojovala vždy polovica týchto káblov.

Pri výstavbe sa nosná konštrukcia provizórne kotvila proti pozdĺžnemu posunu do pilierov susediacich s oporami. Až po osadení pevných ložísk na pilieroch umiestnených v strede dĺžky mosta sa toto provizórne kotvenie odstránilo. Nosná konštrukcia je uložená na spodnej stavbe pomocou hrncových ložísk. Pevné ložiská sa umiestnili vždy na stredných pilieroch. Na ostatných pilieroch sú ložiská jednostranne alebo všesmerne pohyblivé. Mostné závery sú na všetkých koncoch mosta typu Maurer D 320. Na oboch rímsach sa osadili zábradľové zvodidlá s vodorovnou výplňou na úroveň zadržania H2. Na vonkajšie rímsy sa umiestnili núdzové chodníčky široké 0,75 m.

Výstavba mosta

Výstavba mosta prebiehala pomocou posuvnej skruže, ktorá sa uložila na oceľové provizórne podpery. Tie sa vždy umiestnili na základe piliera a na provizórnom základe v strede rozpätia jednotlivých polí. Ich začiatok sa ukotvil k nosnej konštrukcii predchádzajúceho taktu. Z dôvodu správnej geometrie mostovky bolo potrebné pri výstavbe jednotlivých taktov nosnej konštrukcie príslušne zvýšiť debnenie skruže. Použitý postup priniesol vysoké tempo výstavby nosnej konštrukcie. Keď sa skruž dostala na koniec ľavej polovice mosta, priečne sa presunula na pravú polovicu a výstavba pokračovala protismerne na druhej polovici mosta.

Literatúra
[1] 16. Betonárske dni 2009. Zborník príspevkov – 224-00 Diaľničný most v križovatke Matejovce. ČBS Servis, s. r. o., 2009.

Substructure – piers

The piers of reinforced concrete are built in common foundations of 5,5 m × 13,4 m plan view and of the height of 1.3 m. Each pier takes the form of a hexagonal prism having its outer dimensions of 2.0 m and 1.6 m in the longitudinal and lateral axes of its cross section, respectively. The heights of particular piers range from 12.0 m to 18.9 m and the piers are made of C 30/37-XF3 concrete, reinforced by reinforcement cages attached to the reinforcement extending from the foundation.

Substructure – abutments

The shape of the abutment corresponds to that of the piers, as, in the course of construction, the travel of the centering of the load bearing structure had to pass through the abutment. After the centering had been moved away, the terminal wall of the abutment was concreted and its wing walls were completed together with the transition slab. Both the foundation and the shaft of the abutment were made of C30/37-XF4 concrete. A front bank was created for founding the abutment and used for boring the required micropiles.

Load bearing structure

A separate load bearing structure of the bridge has been designed for either traffic direction. However, the two roadways have different configurations across their widths. The left-hand half has the roadway width of 13.25 m and its overall width amounts to 15.05 m. The roadway width of the right-hand half is reduced to 11.75 m only, within the overall bridge deck width of 13.55 m. Supporting beams are 2.2 m high and their bottom views are 1.295 m wide. Bridge sleepers of 0.80 m height are found at bridge ends only, above the abutments. The bridge deck thickness between its supporting beams amounts to 0.30 m, but at the point of fixing into the supporting beam it is increased up to 0.48 m, i. e. to the thickness of bilateral brackets.

To the design, the load bearing structure is made of prestressed C 30/37-XF1 concrete. The required longitudinal stress is provided by Dywidag system cables, each consisting of 19 steel ropes of 1 620/1 860 MPa quality standard. Each beam comprises eight cables that were stressed unilaterally, always in the direction of construction progress. The cables are spliced in expansion joints, in each joint a half of the cables are spliced in the time interval between particular concreting stages.

In the course of construction the load bearing structure was secured against any longitudinal displacement by anchoring into the piers neighbouring with the abutments. Only after fixed bearings had been installed on the piers found at the centre of the bridge length the temporary anchoring was removed. The load bearing structure is supported on the substructure employing pot bearings. Fixed bearings are installed on the central piers, while expansion bearings allowing unidirectional or omnidirectional movements are installed on other piers. All the bridge ends are fitted with Maurer D 320 units. Guide rails with horizontal panels are installed on the inner platbands and are designed to meet the H2 retaining level. Emergency sidewalks of 0.75 m width are provided on the two outer platbands.

Bridge Construction

The bridge was built employing a travelling centering borne on temporary steel supports. The supports were always erected both at the pier foundation and at the temporary foundation located at the centre of the width of the span of concern. Their beginnings were always anchored to the load bearing structure built in the preceding cycle. In order the correct bridge deck geometry to be achieved, proper precamber of the centering scaffolds had to be set beforehand. The employed technology of construction resulted in the high building speed of the load bearing structure. After the travelling centering had reached the end of the left-hand side of the bridge, the centering was transversally transferred to its right-hand side and bridge building continued on its other side in the opposite direction.

Reference
[1] Concrete Days 2009 – Report volume- 224-00 Motorway bridge in the "Matejovce" crossroads – ČBS Servis, s. r. o. – 2009.

VÝROBA A DOVOZ CERTIFIKOVANÝCH BETÓNOVÝCH ZMESÍ

prevádzka Široká
TRANSBET s.r.o.

ZABEZPEČUJEME ČERPANIE BETÓNU





BETÓNOVÉ ZMESI STN EN 206-1 POTEROVÉ BETÓNY

Certifikát STN EN ISO 9001/EN ISO 9001:2000

Tel.: 043/589 34 70, Fax: 043/589 34 73, 0904 401 000
0904 605 000, e-mail: transbet@transbet.sk, www.transbet.sk

GEOstatik

GEOstatik a.s.
Bytčická 32, SK-012 27 Žilina, Slovakia
tel./fax: +421-41-7246 219, 7246 163
e-mail: geostatik@geostatik.sk

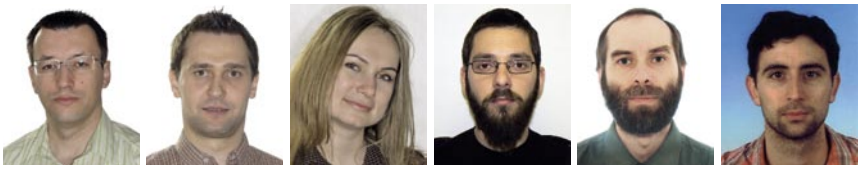


DOMINANTNÉ TECHNOLÓGIE/
DOMINANT TECHNOLOGY
Mikropilóty/Micropiles
Horninové kotvy/Rock anchors
Pilóty/Piles
Klincovanie zemín so striekaným betónom/Soil nailing with shotcrete
Injektáže/Injection
Horizontálne odvodňovacie vrty/
Horizontal drainage boreholes





Robert Vorschneider – Rastislav Pisarčík
– Tatiana Meľová – Petr Hurbánek – Vladimír Engler
– Jan Blažek – Roman Šafář



Vysúvaný most a letmo betónovaný most na 2. úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer

Launched Bridge and Cantilevered Bridge on the 2nd Segment of Motorway D1 Sverepec – Vrtižer

Prvý most, o ktorom článok informuje, sa staval metódou postupného vysúvania a je súčasťou diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer pri Považskej Bystrici. Premosťuje inundačné územie rieky Váh, vetvu križovatky Centrum a poľnú cestu. Druhý most je situovaný na konci úseku tejto diaľnice, premosťuje rieku Váh a staval sa sčasti na pevnej skruži a sčasti letmou betonážou. Článok sa podrobnejšie zaoberá aj problémom diferenčného zmrašťovania tohto mosta.

The first bridge presented in this contribution is constructed using the incremental launching method. It is a part of the D1 Sverepec – Vrtižer motorway near Považská Bystrica and spans the inundation area of the river Váh, the "Centrum" crossroads, and a cart-road. The second bridge introduced in this contribution is situated at the end of the 2nd segment, spans the river Váh and was constructed partly on fixed scaffolding and partly by free cantilever concreting. The paper deals not only with these bridges, but also with the problem of differential shrinkage.

Vysúvaný most v križovatke Centrum

V súčasnosti prebieha výstavba úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer v okolí Považskej Bystrice. Diaľnica je rozdelená na dva úseky a súčasťou 2. úseku je aj menovaný mostný objekt. Ten sa nachádza v križovatke Centrum a je pokračovaním mosta z 1. úseku D1 (estakády ponad Považskú Bystricu). Most vedie ponad inundačné územie rieky Váh, ďalej naň nadväzuje odbočná a prípojná vetva križovatky s ďalšími mostnými objektmi. Most má dve samostatné nosné konštrukcie, 9 polí s rozpätím 37 až 60 m a staval sa metódou postupného vysúvania od žilinskej opory bez pomocných medzipodpier. Most je vedený vo výške až 26 m nad terénom. Zhotovovateľom mosta je firma Bögl a Krýsl, organizačná zložka Slovensko, člen Združenie Manín, ktoré je generálnym zhotovovateľom 2. úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer. Členmi združenia sú firmy Váhostav-SK, Bögl a Krýsl a Strabag.

Technické riešenie

Most sa pôvodne navrhol tak, že prevádzal oba smery diaľnice po jednej nosnej konštrukcii, ktorá sa mala realizovať letmou betonážou a sčasti betonážou na pevnej skruži. V realizačnej dokumentácii sa na vyhotovenie nosnej konštrukcie na žiadosť zhotovovateľa objektu vybrala metóda postupného vysúvania, ktorá prináša rad výhod, ako sú rýchlosť výstavby, kvalita a produktivita vďaka prefabrikovanému spôsobu výstavby. Zmena technického riešenia mostného objektu priamo súvisí so zmenou technológie výstavby mosta.

Most má dve samostatné nosné konštrukcie klasického komorového prierezu. Rozpätie jednotlivých polí je 44,9 + 2 × 60,0 + 4 × 54,0 + 48,0 + 37,0 m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 468,67 m. Most sa staval vysúvaním, preto sa výška komory v osi mosta zvolila 4,0 m, čo je 1/15 najväčšieho rozpätia. Most v pozdĺžnom smere klesá o 2,20 %. Vysúvanie prebiehalo od žilinskej opory, to znamená smerom do kopca. Založený je celý na pilótach.

Technickou zvláštnosťou mosta je vysúvanie nosnej konštrukcie aj so zárodkami na napojenie nosných konštrukcií križovatkových rámp

Launched bridge at the "Centrum" crossroad

Construction of the D1 Sverepec – Vrtižer motorway near Považská Bystrica is ongoing. The motorway is divided in two segments and this bridge is a part of the 2nd segment. The bridge is situated at the "Centrum" crossroads and is a continuation of the bridge from the 1st segment (the trestle viaduct above the city of Považská Bystrica). The bridge spans the inundation area of the river Váh. Also there is a branching and connecting leg of the crossroad attached to the bridge with other bridge objects. The bridge has two independent superstructures, 9 spans with lengths from 37 m to 60 m, and was constructed using the incremental launching method without auxiliary supports. The bridge's max hight above the ground is 26 m. The contractor of the bridge is the Bögl & Krýsl, organization, Slovakia section, a member of "Association Manín", which is the general contractor of the 2nd segment of the D1 Sverepec – Vrtižer motorway. The Váhostav-SK, Bögl & Krýsl and Strabag companies are members of this group.

Technical solution

The bridge was initially designed to have both directions of the motorway on a single superstructure, which was supposed to be constructed by free cantilever concreting and by concreting on fixed steel scaffolding. After the constructor's appeal, it was replaced by the incremental launching method in the final design, which has a number of advantages – construction speed, quality and productivity thanks to the precast method of construction. The change of technical solution is directly related to the building technology modification.

The bridge has two independent superstructures, designed as concrete box girders with span lengths of 44.9 + 2 × 60.0 + 4 × 54.0 + 48.0 + 37.0 m. The overall length of the superstructure is 468.67 m. Because of the incremental launching method the height of the box girder was 4.0 m, which is 1/15 of the longest span. In longitudinal direction, the bridge drops 2.20 %. The direction of launching was

Ing. Robert Vorschneider, Valbek s. r. o., Kutuzovova 3, Bratislava, e-mail: vorschneider@valbek.sk
Ing. Rastislav Pisarčík, Valbek s. r. o., Kutuzovova 3, Bratislava, e-mail: pisarcik@valbek.sk
Ing. Tatiana Meľová, Valbek s. r. o., Kutuzovova 3, Bratislava, e-mail: melova@valbek.sk
Ing. Petr Hurbánek, Novák & Partner, Perucká 2481/5, Praha 2, e-mail: hurbanek@novak-partner.cz
Ing. Vladimír Engler, Novák & Partner, Perucká 2481/5, Praha 2, e-mail: engler@novak-partner.cz
Ing. Jan Blažek, Bögl a Krýsl, k. s., Pod Špitálem 1452, Praha 5, e-mail: jblazek@boegl-krysl.cz
Ing. Roman Šafář, Ph.D., Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, Praha 6, e-mail: roman.safar@fsv.cvut.cz



Obr. 1 Poškodené vŕtacie korunky
Fig. 1 Damaged drill crown

v mieste ich rozpletu. Rampy majú výšku komory 2,4 m. Tieto zárodky vybočovali z tvaru bežného debnenia jednotlivých lamiel. Rozpletom sa na každom mostnom páse zasiahli dva betonážné takty.

Založenie mosta

Založenie mosta je hĺbkové na vŕtaných veľkopriemerových pilótach s priemerom 1,22 m. Pred začatím vŕtacích prác sa ešte urobil doplňujúci geologický prieskum. V osi mosta sa pod každou podperou realizovali jadrové vrty v hĺbke 20 m na spresnenie a overenie základových pomerov. V podloží, v mieste ukončenia pilót, sa vyskytovali ílovce, slieňovce rôzneho stupňa zvetrania (R5, R6) s vrstvami navetralých pieskovcov (R4). Pieskovcové vrstvy sa navyše uložili pod sklonom až 80°. Prejavilo sa to pri podperách P14, P16 a P17, keď sa niektoré pilóty nedali vyvŕtať do projektovanej dĺžky. Rozdiel v dĺžke pilót bol v rámci jedného základu až 6,0 m. Na základe poznatkov získaných pri vŕtaní prvých problémových pilót sa po dohode s geológom stavby prekvalifikovalo zatriedenie pieskovcových vrstiev na R3 – R2. Napríklad pri prechodovom pilieri P12 sa pilóty vyvŕtali na projektovanú dĺžku, ale za cenu zničenia dvoch hydromotorov vŕtacej súpravy a častej výmeny vŕtacích zubov (*obr. 1*).

Základ P12 je založený na pilótach dlhých 15,5 m, základy P13, P15, P16, P17, P18 na pilótach dlhých 15,0 m a základy P14, P19 a P20 na pilótach s dĺžkou 17,5 m. Opora 21 sa založila na prevŕtavaných pilótových stenách z pilót s priemerom 1,22 m a dĺžkou 19 m. Základový blok prechodového piliera P12 je spoločný pre oba drieky a má rozmery 31,92 × 18,92 × 2,8 m. Počet pilót pod základom je 60. Základy ostatných pilierov sa oddelili dilatačnou škárou a počet pilót pod jedným základom sa pohybuje od 14 do 18. Štandardný rozmer základu je 15,6 × 8,0 × 2,5 m. Opora 21 je založená na pilótových stenách z pilót s priemerom 1,22 m v počte 2 × 13 kusov. Na základy sa použil betón C 30/37 a výstuž R 10 505.

Spodná stavba – piliere

Železobetónové piliere P13 až P20 majú tvar vpísaný do obdĺžnika s rozmermi 5,30 × 2,60 m. Hlava pilierov sa rozširuje v tvare V v priečnom smere mosta na šírku 6,50 m, v pozdĺžnom smere je potom odskokom rozšírená na 3,10 m. V čele aj na bokoch sa realizovalo vybratie na rozbitie pohľadových plôch. Hlavu pilierov bolo potrebné rozšíriť tak, aby sa na hornej ploche dali umiestniť klzné bloky na vysúvanie (sú väčšie ako definitívne ložiská) a lisy na výmenu ložísk. V hlave pilierov sa realizovalo vybratie na údržbu a možnosť kontroly ložísk. Hlava pilierov má konštantný tvar výšky 8,0 m (betonáž na jeden záber). Driek pilierov má takisto konštantný tvar a piliere sa betónovali po maximálnych záberoch v dĺžke 6,70 m. Výška pilierov je 12,64 až 20,90 m, použil sa betón C 30/37 a C 35/45.

Prechodový pilier

Tvar prechodového piliera (*obr. 2*) vychádza z tvaru bežných pilierov. Zo spoločného základu vychádzajú dva samostatné drieky, ktoré sú v hornej časti spojené mohutným priečnikom. To umožňuje na pilier



Obr. 2 Model prechodového piliera P12, spoločného pre dva susedné mosty
Fig. 2 A model of the transitional pier P12 common to the two adjacent bridges

uphill from Žilina to Bratislava. The bridge is entirely supported on piles.

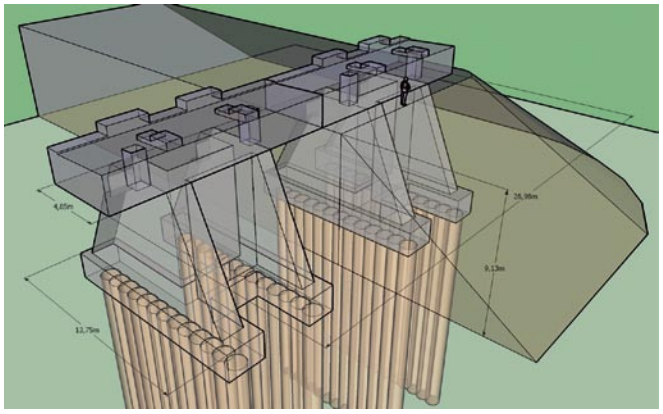
A technical curiosity of the bridge is the fact that superstructure was launched also with the stub girders for the connection of crossroad lanes. The stub girders are 2.4 m high and differ from the common shape of formwork of each segment.

Bridge foundation

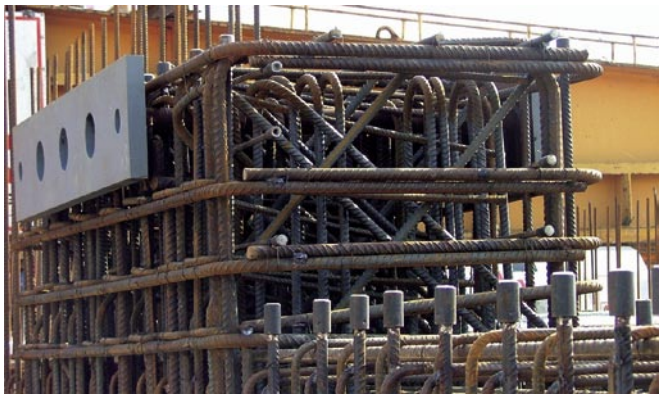
The bridge is supported 1 220 mm wide diameter piles drilled deeply into the ground. Before the drilling works an additional geological research was done. 20 meter deep core holes were made in the centre line of bridge under every support for improving and verifying ground conditions. At the base of the piles were claystones, marlstones with different level of weathering (R5, R6) with spots of weathered sandstones (R4). In addition, the sandstone layers were layered in an 80° slope. This proved to be a problem for supports P14, P16 and P17, where some piles cannot be drilled to the designed depth. The difference in length of the piles under one foundation was almost 6.0 m. Against this background the sandstone layers were qualified as R3 – R2. For example the piles under pier P12 were drilled up to the designed depth, but at the cost of destroying two hydromotors and the frequent replacement of drilling teeth (see *Fig. 1*). Pier P12 is supported on 15.5 m long piles, piers P13, P15, P16, P17, P18 are supported on 15.0 m long piles and piers P14, P19, P20 on 17.5 m long piles. The abutment 21 is supported on piled walls, with ∅ 1.22 m, which are 19.0 m long. The foundation of the transitional pier P12 is common for both scapes and its dimensions are 31.92 × 18.92 × 2.8 m. 60 piles are situated under its foundation. The foundations of other piers are separated by a joint clearance and the number of piles under one foundation varies between 14 and 18. The standard dimensions of foundations are 15.6 × 8.0 × 2.5 m. Abutment 21 is supported on piled walls made from 2 × 13 piles with a diameter of 1 220 mm. The concrete of the foundations is C30/37 reinforced by steel R 10 505.

Bridge substructure – piers

The piers P13 – P20 made of reinforced concrete have a constant width cross-section with a rectangle shaped scape of 5.3 × 2.6 m. In transverse direction the pier heads expand in a V shape to a width



Obr. 3 Schéma opory 21, od ktorej sa vysúvala nosná konštrukcia
Fig. 3 A figure of abutment 21 from which the launching started



Obr. 4 Detail vystuženia ozubu na opretie výtlačného zariadenia
Fig. 4 Detail of reinforcing of the tooth used for the lifting device

uložiť susedný most. Driek piliera je vpísaný do obdĺžnika rozmerov 5,30 × 4,60 m. Hlava piliera vysoká 8,0 m sa v pozdĺžnom smere mosta rozširuje skokom o 1,20 m na každú stranu, v priečnom smere sa rozširuje opäť v tvare V na šírku 6,54 m. Spojovací priečnik má šírku 6,20 m a výšku na strane mosta 206-01 2,5 m a na strane mosta 206-02b 3,2 m. Výška piliera je 21,66 m a použil sa betón C 30/37. Celková kubatúra betónu piliera je potom 1 295 m^3.

Opora 21

Opora 21 (*obr. 3*) sa navrhla ako stenová s driekom v tvare H, ktorý sa smerom hore zužuje. Hrúbka stien drieku je 1,50 m, výška drieku 7,33 m. Na takto tvarovaný driek sa následne betónoval úložný prah s rozmermi 4,85 × 2,0 × 14,49 m. Keďže vysúvanie mosta prebiehalo spoza tejto opory, prenáša všetky vodorovné sily k výtlačného zariadenia (opora sa dimenzovala na vodorovnú silu 700 ton, resp. 7 000 kN). Do driekov opory sa opierajú aj rozporné rebrá výrobne, ktoré ju stabilizujú v pozdĺžnom smere. V rámci úložného prahu bolo nevyhnutné pripraviť množstvo detailov na technológiu vysúvania – bločky pre brzdné bloky, miesto na výtlačno-dvíhacie lisy a krčky záverného múrika na ich opretie (*obr. 5*), vybratie na bočné vedenie a ďalšie. Bez úzkej spolupráce s konkrétnym dodávateľom technológie vysúvania a dobrých podkladov to nebolo možné dobre naprojektovať.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia pravého aj ľavého mosta sa navrhla ako jednokomorový prierez konštantnej výšky 4,0 m so šikmými stenami a vyloženými konzolami (*obr. 5* a *6*). Šírka nosných konštrukcií hlavných trámov je 14,90 m v mieste, kde sú prípojné a odbočné pruhy, a 13,550 m za rozpletom. Vodorovná spodná doska komory má konštantnú šírku 5,7 m. V mieste odbočujúcich križovatkových vetiev sa z hlavného trámu odpája ich nosná konštrukcia. Odbočenie sa navrhlo prienikom komory hlavného mosta s výškou 4,0 m a komorou of 6.5 m, in longitudinal direction to a width of 3.1 m. The pier head dimensions depend on the dimension of the slide bearings used for launching and the space needed for hydraulic dampers. In the pier head there is a gap for maintenance and inspection of the bearings. The pier scape has a constant shape and was cast in steps with a maximum length of 6.7 m. The height of the piers varies between 12.64 – 20.90 m. Concrete C 30/37 and C 35/45 was used for piers.

The transitional pier

The shape of the transitional pier (*Fig. 2*) comes out from the shape of common piers. It consists of a pair of separate scapes which are joined at the upper part by a cross beam allowing the adjacent bridge to be placed on it. The cross-section of the scape has a rectangular shape with dimensions of 5.3 × 4.6 m. In transverse direction, the pier head also enlarges in a V shape to a width of 6.54 m, in longitudinal direction it enlarges with an offset of 1.2 m. The connecting cross beam is 6.2 m wide and is 2.5 m high on the side of bridge 206-01 and 3.2 m high on the side of bridge 206-02. The height of the pier is 21.66 m. Concrete C 30/37 is used. The overall cubature of concrete used for this pier is 1 295 m^3.

Abutment 21

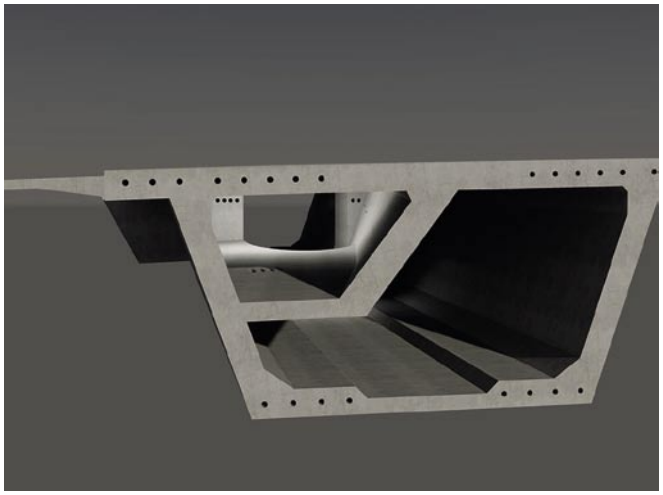
Abutment 21 (*Fig. 3*) is designed as a wall with a shape of the letter "H", which narrows upwards. The thickness of the scape walls is 1.5 m, the height of the scape is 7.33 m. On this scape a back wall with dimensions 4.85 × 2.0 × 14.49 m was concreted. Because the launching started from this abutment, it has to transmit all the horizontal forces from the launching mechanism (the abutment was designed for a force of 7 000 kN). From the other side, the spacer groins of the fabrication area are pressing on the abutment and stabilizing it in a longitudinal direction. A lot of details have to be built into the back wall for the launching technology – braking blocks, place for the launching the device, gaps for side guiding etc. It is worth noting that without close cooperation with the contractor of the launching technology and good documentation this could not be efficiently undertaken.

Bridge superstructure

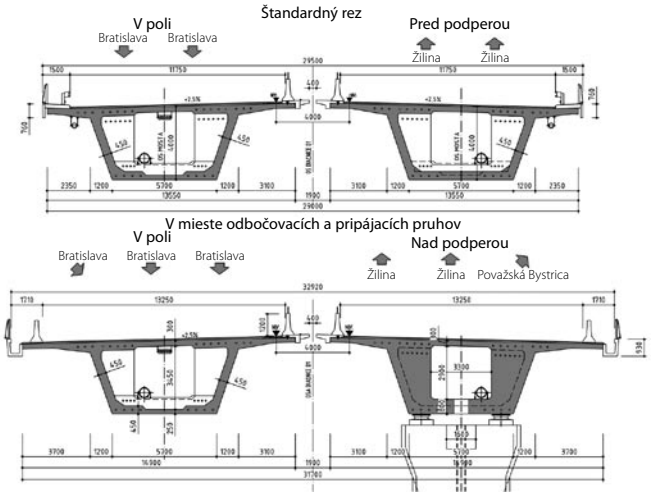
The superstructure of both the right and left bridge is designed as a one-cell box girder with skew webs and lateral cantilevers (*Fig. 5*, plan and longitudinal section in *Fig. 6*). The width of the superstructure is 13.55 – 14.90 m. The bottom slab of the box is 5.7 m wide. The superstructure of the crossroad lanes (217-01, 217-02) is detached from the main girder of bridge 206-02b. This is done by intersecting the 4.0 m high main box girder, and the 2.4 m high box girder of the crossroad lanes. Therefore the cross-section of the crossroad lanes continually changes (*Fig. 7*).

The webs of the main girder are 0.45 m thick. They are enlarged in the upper part, which increases the shear resistance of the cross-section. The lower slab of the first two tacts is 0.45 m thick (the common thickness of the slab is 0.25m and 0.45 m on the sides, because of the prestressing cables). This was done because was to be launched without auxiliary supports. The cross beams are 1.5 m thick. Deviators are made as a lateral sill in the lower part of the cross-section having a thickness of 0.8 m. The design of the cross-section took into account the requirements of low weight and simplification of the formwork. This leads to the larger provision of reinforcement, especially in the first four tacts, which are the most stressed ones (e. g. 290 kg/m^3 in 4th tact against 180 – 240 kg/m^3 in the common tacts). Both bridges are divided into 17 tacts and the part with the stub girders made on a fixed scaffold. The superstructure is from concrete C 35/45. In the final stage the superstructure of the bridge will be bedded on the substructure with pot bearings. The fixed pot bearings are situated on piers 15 and 16, respectively 16 and 17.

The superstructure of the 206-02b bridge is prestressed by a combination of centric prestressed cables, and external cables. Centric prestressed cables are located in the top and bottom slab. The first 4 lamellas have centric cables in the webs also. In the top



Obr. 5 Model mosta v mieste odpojenia rampy z hlavnej komory
Fig. 5 A model of the bridge in place where the ramps are disconnected from the main box-girder



Obr. 6 Vzorové priečne rezy
Fig. 6 Representative cross-section

vého prierezu vetvy s výškou 2,4 m. Steny nosnej konštrukcie odbočujúcich vetiev majú premenný sklon, aby plynule nadviazali na tvar susedných objektov križovatkových rámp (*obr. 7*).

Steny komory hlavného mosta majú konštantnú hrúbku 0,45 m po celej dĺžke mosta. V hornej časti sú rozšírené, čo pomáha šmykovej odolnosti prierezu. Prvé dva betonážne takty majú zosilnenú spodnú dosku na 0,45 m (štandardne má spodná doska hrúbku 0,25 m, na bokoch potom 0,45 m z dôvodu vedenia predpínacích káblov). Zosilnenie sa vyvolalo vysúvaním bez pomocných medzipodpôr v 60,0 m poliach. Priečniky nad piliermi majú hrúbku 1,50 m. Deviátory sa realizovali ako jednoduché priečne prahy s hrúbkou 0,8 m v spodnej časti prierezu.

Celý návrh priečneho rezu vychádzal z potreby čo najviac vyľahčiť a zjednodušiť vonkajšie aj vnútorné debnenie. To napokon viedlo k väčšej spotrebe betonárskej výstuže, najmä v prvých štyroch taktoch, ktoré sú pri samotnom vysúvaní najviac namáhané (napríklad štvrtý takt 290 kg/m^3 oproti bežným taktom za rozpletom – v poli 180 kg/m^3, nad podporou 240 kg/m^3). Každý most sa rozdelil na 17 betonážnych taktov a časť odbočujúcich rámp na pevnej skruži. Nosná konštrukcia sa realizovala z betónu C 35/45. Konštrukcia mosta sa v definitívnom stave uloží na spodnú stavbu pomocou hrncových ložísk. Na pilieroch 15 a 16, resp. 16 a 17 sa osadili pevné ložiská.

Predpätie nosnej konštrukcie mosta 206-02b sa realizovalo kombináciou centrického predpätia a voľných káblov. Káble centrického

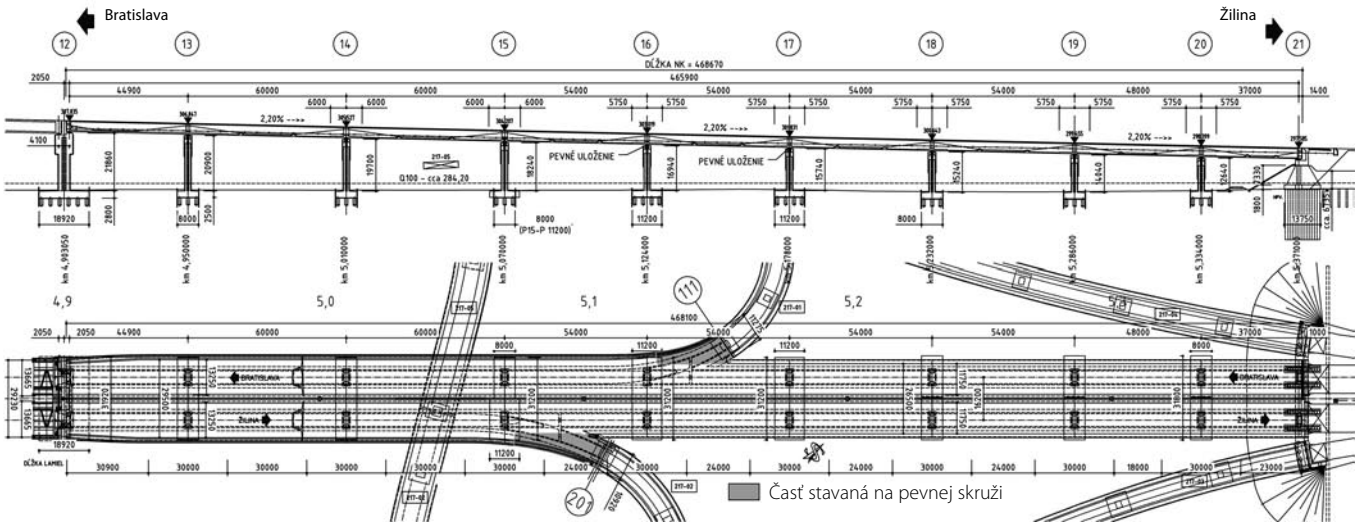
slab, there are 16 cables of 12 tendons. In the bottom slab there are 8 cables of 15 tendons. In the lamella webs 1 – 4 there are 10 – 6 cables of 12 tendons. All tendons are made of steel grade 1570/1770.

External cables are set in HDP pipes and are led in the cross-beams and deviators, and will be mounted and prestressed after the superstructure is fully launched. There are 8 external cables used in the bridge (6 in the last span). They consist of 12 tendons of steel grade 1570/1770. The cables are always led through 2 spans, where one half of the cables end; another half of the cables go to the next span. The tendons are of a monostrand type, with their own protection and are additionally grouted in HDP pipes.

The prestressing system used in this bridge is Dywidag, including anchors and tendons and the contractor is SM7.

Bridge accessories

The inner safety barriers of the bridge are made of concrete. They are freely set on the cast-in-situ cornice. The cornice has a small bracket allowing the barriers safe movement in case of an impact. The outer safety barriers are also made of concrete, but only to the position where the objects 217-01 and 217-02 are located; there the concrete safety barrier connects to a steel safety barrier. The remaining safety barriers are made of steel. Water from the bridge is drained through a leader to the position where objects 217-01 and 217-02 are connected to the bridge and from there the water goes



Obr. 7 Pozdĺžny rez a pôdorys mosta
Fig. 8 Longitudinal section and plan of the bridge

predpätia sa umiestnili v hornej a spodnej doske. Prvé štyri lamely majú centrické káble aj v stenách. V hornej doske sa použilo spolu 16 káblov z 12 lán Lp 15,3 mm St 1570/1770. V dolnej doske je 8 káblov z 15 lán Lp 15,3 mm St 1570/1770. V stenách lamiel 1 až 4 je 10 až 6 káblov z 12 lán Lp 15,3 mm St 1570/1770. V pracovnej škáre je spojkovaná vždy polovica káblov. Voľné káble sa vedú v priečnikoch a v deviátoroch, osadzovali sa po vysunutí nosnej konštrukcie zaťahovaním do HDPE rúr. Spolu sa použilo 8 voľných káblov (v poslednom poli 6 kusov). Sú z 12 lán Lp 15,3 mm a ocele St 1 570/1 770. Káble sa vedú vždy cez dve polia, kde je ukončená polovica káblov a druhá polovica pokračuje do ďalšieho poľa. V mieste rozpletu sa káble preťahovali cez tri polia. Laná káblov sú typu monostrand, t. j. s vlastnou ochranou, a budú dodatočne injektované v HDPE rúrach. Ako predpínací systém sa použil Dywidag vrátane kotiev a lán, dodávateľom je firma SM7.

Príslušenstvo

Vnútorné zvodidlá sú betónové v celej dĺžke mosta. Sú voľne položené na monolitických rímsach, ktoré majú malú konzolku, čím sa získala plocha na bezpečný posun zvodidla v prípade nárazu. Na vonkajších stranách sa betónové zvodidlo nachádza v mieste prechodu na objekty 217-01, resp. 217-02, kde sa napája na oceľové mostné zvodidlo. Za rozpletom sú na vonkajších stranách oceľové mostné zvodidlá. Odvodnenie sa realizovalo do miesta rozpletov pomocou odvodňovacích žľabov, kde sa voda priečnym zvodom napája do stredovej kanalizácie vedenej v komorách hlavného mosta (priečny zvod prechádza cez tri steny). Za rozpletom sa odvodnenie realizovalo pomocou mostných odvodňovačov napojených do pozdĺžneho zvodu zo sklolaminátu. Za oporu 21 sa potom odvodnenie napája do stredovej kanalizácie. Na začiatku mosta sú v každej komore plastové nádrže, do ktorých vyúsťuje odvodnenie mosta 206-01. Toto riešenie umožňuje vypustiť kompenzátory, ktoré by inak bolo potrebné inštalovať. Z nádrží voda voľne odteká potrubím v komore mosta, ktoré sa za oporou 21 napája na diaľničnú kanalizáciu.

V rámci mosta vedie informačný systém diaľnice s odbočkami na portál dopravného značenia a stožiar kamerového dohľadu. Mostný záver na prechode medzi mostom ponad Považskú Bystricu a mostom v križovatke Centrum je typu 3W s úpravou znižujúcou hlučnosť, pričom zospodu bude okrem toho odhlučnený zakrytím s protihlukovou výplňou. Mostný záver sa navrhol na celkový pohyb 1 120 mm (!). Mostný záver na opore 21 je lamelový povrchový s traverzovým nosným systémom od firmy RW na celkový pohyb 380 mm. Mostný záver má protihlukovú úpravu. Celá opora 21 vrátane častí zo susedných mostov sa zakryla bočnými a čelnými stienkami. Prístup pre údržbu je umožnený jednými dverami z čelnej strany opory. Po úložnom prahu sa možno dostať aj k susedným mostom.

Výstavba mosta

Ako bolo uvedené, most sa staval metódou postupného vysúvania. Vysúvanie prebiehalo smerom od žilinskej opory do kopca. Vysúval sa najprv pravý most a následne ľavý. Každý most sa rozdelil na 17 betonážnych taktov s dĺžkou 30, 24 a 18 m. Pracovný takt bol 7 až 8 dní na bežných lamelách. Dva betonážne takty na každom moste boli zasiahnuté rozpletom, kde sa pracovný takt predĺžil na 2, resp. 3 týždne. Pri týchto taktoch bolo treba rozobrať vonkajšiu časť debnenia a inštalovať nové debnenie. Vnútorné debnenie sa muselo tesársky prepracovať. Na urýchlenie prác sa vytvoril 3D model konštrukcie rozpletu a z tohto modelu sa potom generovali rezy po 1,0 m. Pre tieto takty si tak mohol zhotovovateľ z veľkej časti pripraviť debnenie bokom.

Jednotlivé betonážne takty sa realizovali v stabilnej výrobni a boli založené na násype diaľnice (*obr. 8, 9, 10*). Pri projektovaní existovala obava z nadmerného sadania podložia pod výrobňou (výška násypu takmer 7 m), preto sa urobilo šesť doplňujúcich geologických vrtov a penetračných skúšok. Vrty potvrdili prítomnosť málo únosných vrstiev mocnosti 1,50 m triedy F6-CI, vrstvu ílovitých a piesčitých štrkov rôzneho stupňa uľahnutosti, ako aj možnosť prítomnosti

to the central drainage in the box girder of the main bridge. Beyond the connection, drainage is achieved with classic bridge drainage and connected to a longitudinal drain made of fibre-glass. Behind abutment 21, the drain is connected to the central drainage. At the beginning of the bridge there are plastic reservoirs installed in both box-girders. Therefore a compensator is not needed.

There is also a motorway information system provided on the bridge with a side-cut for the road sign portal and the surveillance camera tower. The expansion joint of type 3W connects the bridge above Považská Bystrica with the bridge in the "Centrum" crossroad. It has a modification which reduces noise. The expansion joint is designed for a movement of 1 120 mm. On abutment 21 there is a surface type expansion joint for a movement of 380 mm. It also has an antinoise modification. The whole abutment 21, including parts from adjacent bridges, is covered by side and front walls. Entrance for maintenance is provided through doors in the front wall.

The bridge construction

As stated above, the bridge was constructed using the incremental launching method. The launching started from the Žilina abutment, thus heading upwards. The first left bridge and then right bridge was launched. Both bridges were divided into 17 tacts with a length of 30, 24, 18 m. The time needed to construct a common lamella was about 7 – 8 days. Only two tacts with stub girders have an extended working cycle of 2 – 3 weeks. The inner and outer formworks of those tacts had to be dismantled and reassembled. In order for the works to proceed faster, a 3D model of this part was created which allowed cross-sections to be generated every 1.0 m and the contractor was able to make the formwork for these parts in advance. Each tact was made in a fabrication area founded on the road embankment (*Fig. 8, 9, 10*). There was some doubt about abnormal settlement of the construction area in the projection stage, so 6 additional core holes and penetration tests were made. The tests proved the presence of tender layers of F6-CI and a layer of sandy and clayey gravel with different level of compression. There was also the chance of the presence of clay sheets approx. 1.0 m thick and claystones with different levels of weathering under them. Due to the fact that the hydraulic mechanism in the fabrication area can only sustain a 10 mm rectification, a calculation predicting the soil settlement under the fabrication area was undertaken. Based on the performed calculations and lack of time, it was decided that the ground condition in the area 60.0 × 63.0 m had to be improved with vibrated gravel piles. The vibrated gravel piles of 600 mm in diameter were sunk to a depth of 6.0 m with a 3.0 × 3.0 m raster. For the purpose of soil consolidation and embankment settlement during the bridge construction, horizontal inclinometers were installed. The embankment was from a quality material, so there was no problem achieving the minimum $E_{def,2}$ of 80 MPa. The deformation of the launch track was up to 5 mm.

The fabrication area composed of a foundation grid laid on the road embankment and a pair of walls from reinforced concrete. On the top face of the walls a launch track was installed. Steel I-girders were placed in the gaps made in the walls and a floor for the formwork was built on them. Also, auxiliary supports were made between the fabrication area and the abutment. A massive side guiding was installed at the beginning of the fabrication area, on auxiliary supports, on abutment 21 and also on every pier, as a part of the slide bearings. The side guiding on the piers was designed only for wind force (there is no need to design the guiding for grater forces, if the accuracy of construction is adhered to). On every pier an automatic "stop" switch was installed, which stopped the launching in case of large horizontal deformation of the pier heads. Once the right bridge was fully launched the fabrication area was moved to the location of the left bridge, and set to the exact position necessary for the launch.

The steel nose was 40.5 m long, 5.0 m high and had a weight of 160.6 tons. It was divided into 4 parts, which were connected to each other by bolts. Every web of the steel nose was attached to the bridge by 34 horizontal and 14 vertical prestressed Dywidag 36WR

ílovitých plástov s hrúbkou asi 1,0 m v hĺbke 9,0 m. Pod nimi boli ílovce rôzneho stupňa zvetrania. Keďže vo výrobni bolo možné pomocou lisov rektifikovať iba 15-milimetrové sadanie, urobil sa výpočet predikcie sadania podložia počas vysúvania. S ohľadom na harmonogram výstavby, a tým nedostatok času na konsolidáciu sa rozhodlo zlepšiť podložie pod výrobňou pomocou vibrovaných štrkových pilót. Plocha zlepšeného podložia bola 63 × 60 m. Piloty s priemerom 600 mm sa realizovali v rastri 3 × 3 m s dĺžkou 7,0 m. Ďalej sa pod násypom inštalovali v troch profiloch horizontálne inklinometre, kde sa pravidelne meralo sadanie podložia. Násyp diaľničného telesa sa sypal z veľmi kvalitného materiálu a bez problémov sa dosiahlo $E_{def,2}$ > 80 MPa. Sadanie samotnej výrobne merané na klznej dráhe nepresiahlo 5 mm.

Samotná konštrukcia výrobne sa skladala zo základového roštu plošne založeného na násype a dvojice železobetónových stien spojených železobetónovými rebrami. Na hornom povrchu stien sa potom osadila oceľová klzná dráha. Do vybratí v stenách sa osadili priečne oceľové nosníky, na ktorých sa urobila podlaha debnenia. Medzi výrobňou a oporou sa ešte realizovali pomocné piliere. Masívne bočné vedenie sa inštalovalo na začiatku výrobne, na pomocných pilieroch a úložnom prahu opory 21. Ďalej sa bočné vedenie inštalovalo na každom pilieri ako súčasť klzných blokov. Bočné vedenia na pilieroch sa dimenzovali iba na vodorovnú silu vetra (ak je dodržaná presnosť výstavby vo výrobni, nie je potrebné dimenzovanie na väčšie sily). Na každom pilieri sa inštalovali automatické stop spínače, ktoré v prípade, že vodorovná deformácia hlavy piliera prekročila povolenú medzu, zastavili celý výsuv. Po vysunutí pravého mosta sa celá výrobňa (betónové steny a debnenie) presunula po základovom rošte do polohy na vysúvanie ľavého mosta.

Oceľový výsuvný nos mal dĺžku 40,5 m, výšku 5,0 m a jeho hmotnosť je asi 160,6 ton. Most je rozdelený na štyri časti, ktoré sa k sebe spájajú pomocou skrutiek. Každá stena nosa sa k mostu prikotvila spolu 34 predpínacími tyčami Dywidag 36WR 950/1050. Prenos síl z nosa do priečnika sa zaistil aj zvislými predpínacími tyčami v počte 14 kusov pre každú stenu. Celková hmotnosť vysúvanej konštrukcie bola asi 13 400 ton.

V lete 2009 bolo jasné, že susedný most bude na spoločnom pilieri 12 vyhotovený skôr ako ľavý most a nebude miesto na vysunutie a rozobratie oceľového nosa. Preto sa realizoval pomocný pilier zo skružových prvkov na skoršie rozobratie oceľového nosa. Výstavba mosta sa začala v apríli 2008 a do prevádzky bude odovzdaný v máji 2010. Vysúvanie mosta sa začalo v novembri 2008 a posledný takt ľavého mosta sa vysunul pred Vianocami 2009. Rýchlosť samotného vysúvania je približne 5 až 6 m za hodinu, jeden takt v dĺžke 30 m sa teda vysunul v priebehu 6 hodín.

Záver

Ide o druhý most na Slovensku stavaný uvedenou technológiou. Vysúvanie mosta so zárodkami na napojenie nosných konštrukcií rámp je ojedinelou technickou špecialitou, ktorá trochu skomplikovala samotný projekt, ako aj výstavbu zasiahnutých betonážnych taktov a vyžiadala si veľké časové nasadenie všetkých zainteresovaných. Metóda vysúvania je efektívna metóda výstavby mostov, aj keď veľmi technologicky náročná a vyžaduje si pracovníkov so skúsenosťami. Celkovo viac než 900 m nosnej konštrukcie mosta sa vyrobilo za približne 13 mesiacov. Čo sa týka skúseností zo samotného projektovania, dôležitá je úzka spolupráca s priamym zhotovovateľom a dodávateľom technológie vysúvania, ktorí sú ochotní poskytnúť kvalitné podklady ich know-how. To sa pri tomto projekte podarilo.



Obr. 8 Pohľad na most pri výsuve
Fig. 8 View of the bridge during the launching



Obr. 9 Výrobňa za oporou 21
Fig. 9 The fabrication area behind abutment 21



Obr. 10 Výtlačný lis a brzdný blok na opore 21
Fig. 10 Lifting device and the braking block on abutment 21

950/1050 bars . The overall weight of the launched structure was approx. 13 400 tons.

In summer 2009 it was clear that the adjacent bridge would be on the common abutment 21 earlier than the left bridge, and that here would be no place for disconnection and dismantling of the steel nose. Therefore an auxiliary pier was constructed, so that the steel nose could be dismantled. The construction of the bridge started in 04/2008 and the bridge will be ready for service in 05/2010. The launching of the bridge started in 11/2008 and the last tact of the left bridge was launched before Christmas 2009. The speed of the launching is approx. 5 – 6 m/h, which means that a 30 m long tact was launched in 6 hours.

Conclusion

This bridge is the second one in Slovakia constructed using this technology. Launching the bridge with stub girders for the connection of crossroad lanes is also a unique technical speciality, which complicated the project and demanded a huge commitment of time from all people involved in the project. The launching method is an efficient way of constructing bridges, but is technologically difficult and requires experience. More than 900 meters of superstructure were constructed in approx. 13 months. Cooperation with the manufacturer and contractor of the launching technology, is imperative, and they need to be willing to provide quality documentation. This was achieved in this project.

Spotreba materiálov

Betón nosnej konštrukcie:		11 179 m^3
Plocha nosnej konštrukcie:		13 564 m^2
Spotreba betonárskej výstuže (nosná konštrukcia):		2 484 ton
Spotreba predpínacej výstuže:	súdržná výstuž	376 ton
	voľné káble	112 ton

Consumption of material

Concrete of the superstructure:		11 179 m^3
Area of the superstructure:		13 564 m^2
Reinforcement steel of the superstructure:		2 484 tons
Prestressing steel:	consistent tendons	376 tons
	free tendons	112 tons

Letmo betónovaný most cez rieku Váh na konci úseku D1 Sverepec – Vrtižer pri Považskej Bystrici

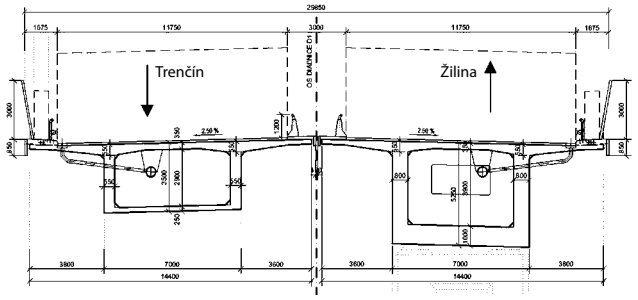
Pri Považskej Bystrici v súčasnosti prebieha výstavba nového úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer. Súčasťou tohto úseku je niekoľko nových mostných objektov vrátane opisovaného, ktorý prevádza diaľnicu cez rieku Váh.

Voľná šírka mosta (pre obidva smery Trenčín aj Žilina) je po celej dĺžke konštantná, a to 11,75 m. Smerovo je most na väčšine dĺžky priamy, do km 9,034[360] na most zasahuje prechodnica celkovej dĺžky 150 m. V súlade so smerovými pomermi je priečny sklon na moste premenný a mení sa zo strechovitého na jednostranný (na ľavom moste z +2,5 % na –2,5 %, na pravom moste z +3,51 % na +2,50 %). Výškovo je most vo vypuklom vrcholovom oblúku polomeru R = 58 000 m, od staničenia 8,954[600] je most v konštantnom klesaní –1,10 %. V rámci prípravných prác sa tento objekt rozpracoval vo dvoch variantoch, ktoré mali rovnaké rozmiestnenie podpôr a rozpätie polí, líšili sa však typom použitej nosnej konštrukcie. V prvom prípade sa navrhla spriahnutá oceľobetónová nosná konštrukcia, v druhom prípade komorová nosná konštrukcia z monolitického predpätého betónu. Na základe porovnaní z hľadiska technológie výstavby, nárokov na údržbu aj z hľadiska ekonomického sa na realizáciu vybral variant s nosnou konštrukciou z predpätého betónu.

Technické riešenie

Mostný objekt sa skladá z dvoch samostatných súbežných spojitých konštrukcií s piatimi poľami, oddelenými pozdĺžnou medzerou v strednom deliacom páse (zrkadlom). Keďže uhol kríženia diaľnice s riekou je pomerne malý (asi 40°), poradie polí ľavej a pravej nosnej konštrukcie je zrkadlovo obrátené. Rozpätie polí ľavého mosta je 50,0 + 64,5 + 96,0 + 56,0 + 40,0 m, rozpätie polí pravého mosta je 40,0 + 56,0 + 96,0 + 64,5 + 50,0 m.

Priečny rez každej konštrukcie je jednokomorový. Výška prierezu v krajných poliach je 3,5 m, uprostred hlavného poľa 4,0 m. Nad piliermi P3 a P4, ktoré ohraničujú hlavné mostné pole, sa výška prierezu zväčšuje nábehom na 5,25 m. Šírka nosnej konštrukcie je 14,4 m, šírka dolnej dosky 7,0 m. Steny sú zvislé a ich hrúbka (okrem kotev-



Obr. 11 Vzorový priečny rez v hlavnom poli a nad návodným pilierom
Fig. 11 Typical cross-section in the main span and above water-side pier

Free cantilever bridge across the river Váh at the end of the section of the D1 Sverepec – Vrtižer motorway by Považská Bystrica

Construction of the new section of the D1 motorway Sverepec – Vrtižer by Považská Bystrica is currently onging. This section of motorway has several new bridges, which include the bridge described in the following part.

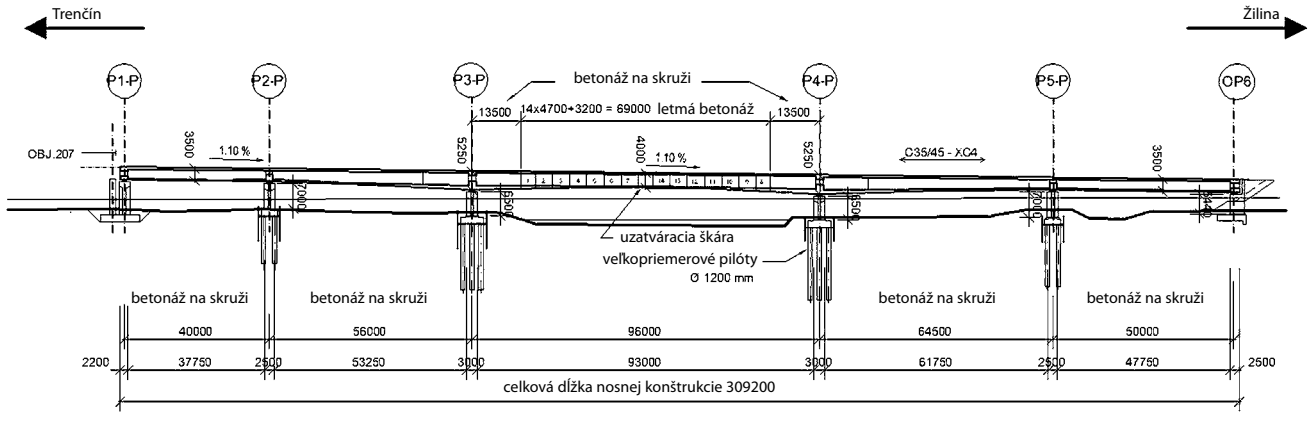
The width of the bridge –11,75 m is constant for both directions, (between Trenčín and Žilina), along its entire length. The bridge is a straight line almost the whole length. The spiral curve is 150 m long and it is connected to the bridge at 9.034[360]km. The lateral slope of the bridge is variable and changes from rooflike to single sided (on the left bridge from +2.5% to –2.5% and on the right bridge from +3.51% to +2.5%). The bridge has a vertical curve with a radius R = 58000 m and drops –1.10% down from 8.954[600]. An advance working process included two variants. Two different designs of supporting structures were proposed. The first variant was a mixed construction from steel and concrete. The second one was designed as a prestressed concrete box girder. Based on the comparison of the two variants, the second one was chosen as better from the economic perspective, and from the point of view of the technology of construction, and maintenance.

Engineering solution

The bridge consist of two parallel constructions with 5 spans with the length of 50.0 + 64.5 + 96.0 + 56.0 + 40.0m for the left bridge and 40.0 + 56.0 + 96.0 + 64.5 + 50.0 m for the right bridge. As the crossing angle of the river and the motorway is relatively small (approx. 40 degrees), the spans in the left and the right construction are of opposite sequence.

The cross section of each structure was designed as a single box girder. The height of the box section is 3.5 m at the abutment span and the hight of the box section is 4.0 in the middle of the main span. Above piers P3 and P4, which support the main bridge span, the height increases to 5.25 m. The supporting structure is 14.4m wide and the bottom deck has a width of 7.0 m. The walls are vertical and their thickness is 0.55 m or 0.8 m in the surrounding piers P3 and P4. The thickness of the bottom deck varies from 0.36 m in the middle span to 1.0 m above the pier in the main span. The thickness of the bottom deck is 0.25 m in the other spans, and 0.5 m above the piers P2 and P5.

Both abutment spans of the superstructure are constructed in concrete on immovable centering from each side of the bridge. The main span is constructed by a free cantilever method. There was an option of constructing the main span using formwork founded in the river, but because of a great increase in the water level this option was not used. On the other hand, it is not effective to use the free cantilever method for constructing abutment spans that are not high enough above the ground.



Obr. 12 Pozdĺžny rez pravým mostom
Fig. 12 Longitudinal section right bridge

ných blokov predpínacej výstuže) je 0,55 m, resp. 0,8 m v okolí pilierov P3 a P4. Hrúbka dolnej dosky v hlavnom poli sa mení od 0,36 m uprostred rozpätí do 1,0 m nad pilierom. Hrúbka dolnej dosky v ostatných poliach je 0,25 m, nad pilierom P2 a P5 je 0,5 m.

Krajné dve polia nosnej konštrukcie z každej strany mosta sa realizovali betonážou na pevnej skruži, hlavné pole sa realizovalo letmou betonážou. Pri hlavnom poli sa zvažovala možnosť betonáže na skruži založenej v koryte rieky, avšak vzhľadom na možnosť pomerne rýchleho a výrazného zvýšenia hladiny v prípade väčších prietokov sa od tohto variantu upustilo. Naopak, použitie letmej betonáže aj v krajných poliach, ktoré sa nachádzajú v malej výške a nad ľahko prístupným terénom, by nebolo efektívne.

Betonáž nosných konštrukcií na skruži prebieha po jednotlivých poliach s konzolami presahujúcimi približne do miesta nulového momentu nasledujúceho poľa. Realizácia nosnej konštrukcie prebieha v tomto poradí:

- párne pole P2 – P3, P4 – P5 (s obojstrannými konzolami),
- koncové pole P1 – P2, P5 – OP6,
- letmo betónované hlavné pole P3 – P4.

Dôvodom na začatie výstavby párnymi poľami je predĺženie času na konsolidáciu podložia pod plošným základom opory OP6, nezávislosť realizácie prechodového piliera, ktorý je súčasťou nadväzujúceho mostného objektu, ako aj možnosť prípadného urýchlenia výstavby mosta (prvé dve letmo betónované lamely pri každom pilieri možno realizovať pred betonážou koncových polí mosta).

Na letmú betonáž hlavného poľa sa použili betonážne vozíky firmy NRS, ktoré umožňujú výrobu lamely s dĺžkou maximálne 5,0 m a hmotnosťou maximálne 200 ton. Z toho dôvodu sa navrhla dĺžka prvej lamely pri pilieri 4,0 m (hmotnosť asi 170 ton), za ktorou nasleduje z každej strany 6 lamiel dlhých 4,75 m. Šírka uzavieracej škáry medzi konzolami je 4,0 m. Hmotnosť samotného betonážneho vozíka je 58 ton, hmotnosť dreveného debnenia je ďalších 20 ton.

Nosná konštrukcia sa navrhla z betónu C 35/45(SK)-XC4, XD1, XF2, betonárska výstuž je z ocele 10 505 (R). Na predpätie sa použil predpínací systém VSL, typ CS 2000; použili sa káble z 19 a 22 lán s priemerom 15,7 mm – 1 570/1 770 MPa s veľmi nízkou relaxáciou.

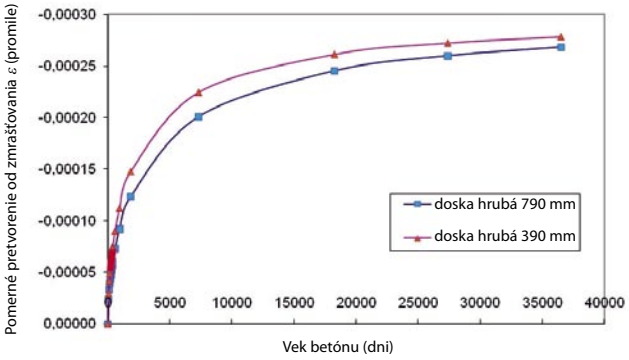
Nosná konštrukcia sa na spodnú stavbu uložila pomocou hrncových ložísk. Na pilieroch P3-L a P4-P je pozdĺžne pevné uloženie, na ostatných podperách je uloženie pozdĺžne posuvné. Pretože sa mostný objekt nachádza v seizmickej oblasti, ložiská sa navrhli so zvýšenou horizontálnou únosnosťou.

Spodná stavba je monolitická železobetónová a skladá sa z prechodového piliera P1, medziľahlých pilierov P2 až P5 a koncovej opory OP6. Na prechodovom pilieri P1 most prechádza na nadväzujúcu estakádu popri Váhu. Pilier P1 sa v pozdĺžnom smere skladá z dvojice driekov na spoločnom základe, pričom každý driek slúži na uloženie jednej nosnej konštrukcie. Drieky tvarovo nadväzujú na riešenie pilierov mostov, ku ktorým patria.

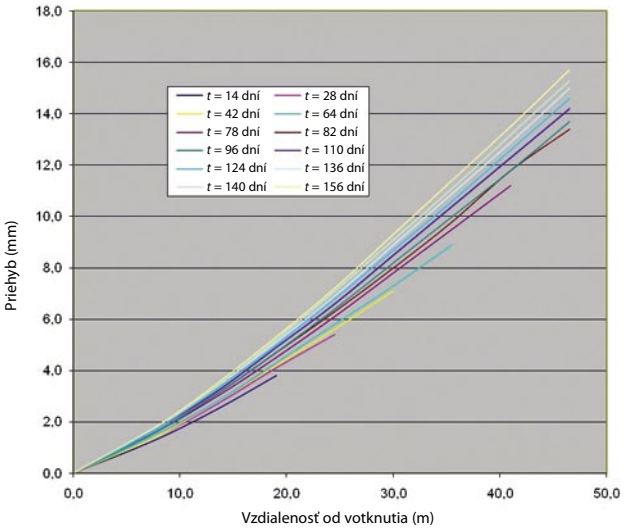
Výška medziľahlých pilierov je od 7,4 do 10,0 m. Priečny rez driekom pilierov je vyľahčený do tvaru písmena I. Drieky pilierov s pevnými ložiskami (P3-L, P4-P) sa navrhli z betónu C 35/45(SK)-XC4, XF1, ostatné piliere z betónu C 30/37(SK)-XC4, XF1. Betonárska výstuž je z ocele 10 505 (R).

Koncová opora OP6 je vyľahčená a presypaná. Do základovej dosky sa votkli samostatné stĺpové drieky (dva pre každý smer diaľnice), umiestnené pod mostnými ložiskami. Základ aj drieky sú zasypané, pričom na zhutnenom zásype sa potom realizuje úložný prah so závernou stienkou a krídlami.

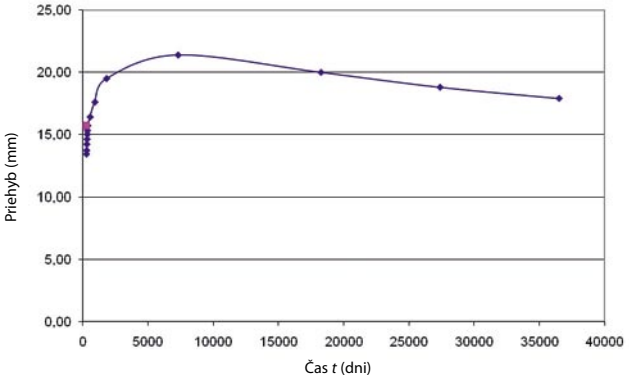
Piliere mosta sú založené na vŕtaných veľkopriemerových pilótach s priemerom 1,22 m a dĺžkou 13,0 až 20,0 m, ktoré sú votknuté do podložných ílovcov. Únosnosť pilót sa overila dvoma statickými zaťažovacími skúškami, ktoré potvrdili zodpovedajúcu zhodu výpočtu a reálneho správania pilót. Koncová opora OP6 je vzhľadom na menšie zaťaženie založená plošne. Na dosiahnutie spoľahlivej konsolidácie podložia pod plošným základom pred betonážou nosnej konštrukcie sa opora v dostatočnom predstihu založila a obsypala zemným telesom.



Obr. 13 Zmrašťovanie betónu v čase pri rôznych hrúbkach dosky podľa ENV 1992-1-1 [3]
Fig. 13 Shrinkage of concrete over time for different sizes of deck – by ENV 1992-1-1 (s.ú[3])



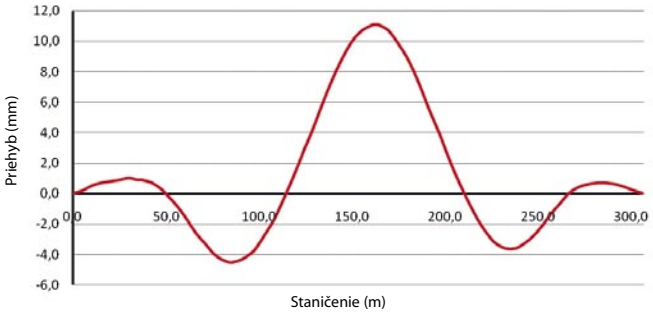
Obr. 14 Zvislé deformácie letmo betónovanej konzoly vplyvom diferenčného zmrašťovania [3]
Fig. 14 Vertical deformations free cantilever bracket by impact differential shrinking – in [3]



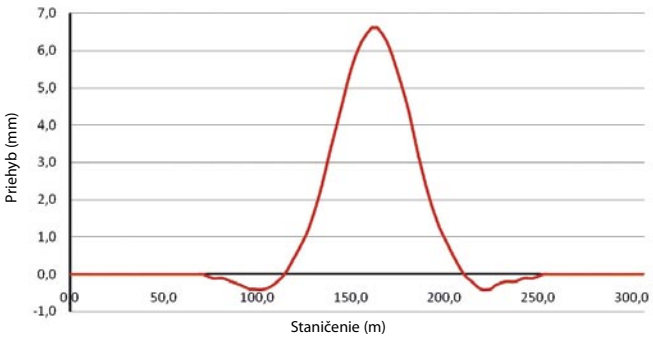
Obr. 15 Zvislé deformácie konštrukcie vplyvom diferenčného zmrašťovania po zmonolitnenie konzol [3]
Fig. 15 Perpendicular deformations of the construction due to differential shrinking after monolithic consoles – in [3]

Concreting supporting structures on the centreing wage is carried out on single areas with consoles (supports) which overlap to the spot of null moment of the following area. The construction of the supporting structure took place in this order:

- "paired" area P2 – P3, P4 – P5 (with bilateral consoles)
- crop area P1 – P2, P5 – P6
- free cantilever construction of the main area P3 – P4.



Obr. 16 Schéma zvislej deformácie pôsobením zdvíhaného kábla spojitosti v hlavnom poli (1 × 19 lán) [4]
Fig. 16 The diagram of perpendicular deformation caused by impact piston line connection in main area (1 × 19 ropes) – in [4]



Obr. 17 Schéma zvislej deformácie pôsobením kábla spojitosti (1 × 19 lán), tvoreného čiastkovými priamymi káblami v hlavnom poli a nad priľahlými podperami [4]
Fig. 17 The diagram of perpendicular deformation by impact piston line connection (1 × 19 ropes) created by direct cables in the main area and above the adjacent braces according to [4]

Statické riešenie nosnej konštrukcie

Nosná konštrukcia sa v pozdĺžnom smere navrhla ako obmedzene predpätá, v priečnom smere pôsobí ako železobetónová.

Pri značnom počte letmo betónovaných nosných konštrukcií sa po dokončení prejavujú nadmerné priehyby vrátane ich dlhodobého narastania. Nevyhnutné je preto pri návrhu tohto typu konštrukcií posúdiť nielen ich namáhanie, ale aj deformácie. Príčiny nadmerných priehybov sú predmetom pokračujúceho výskumu, ale za základnú príčinu možno označiť toto:

- zanedbanie šmykových deformácií stien a ochabnutie šmykom v doskách,
- použitie zastaraných funkcií na stanovenie objemových zmien betónu,
- nevhodné usporiadanie predpínacej výstuže,
- účinky diferenčného zmrašťovania.

Šmykové deformácie stien a ochabnutie šmykom v doskách sa pri výpočte uvažovali redukciou prierezových charakteristík a overením výsledkov na 3D doskostenovom výpočtovom modeli. Funkcie zmrašťovania a dotvarovania sa uvažovali podľa predbežných európskych noriem na navrhovanie stavebných konštrukcií (tzv. eurokódov). Ďalšie dva vplyvy sa podrobne rozpracovali v rámci bakalárskych prác študentov Stavebnej fakulty ČVUT v Prahe.

Jav nazvaný diferenčné zmrašťovanie súvisí so skutočnosťou, že rýchlosť zmrašťovania betónu závisí z veľkej časti od rýchlosti vysychania, teda aj od veľkosti betónového prvku. V tenších prvkoch preto narastá zmrašťovanie betónu spočiatku rýchlejšie ako v prvkoch silnejších. Keďže však výsledná hodnota zmrašťovania (po veľmi dlhom čase) zostáva prakticky rovnaká, v neskorších štádiách existencie betónovej konštrukcie sa zmrašťovanie tenších aj silnejších prvkov vzájomne vyrovnáva. To znamená, že zmrašťovanie silnejších prvkov sa v neskorších etapách v porovnaní s tenšími prvkami relatívne urýchľuje.

Prierez letmo betónovanej konštrukcie sa zvyčajne skladá z prvkov rozličnej hrúbky – dolná doska býva z väčšej časti silnejšia ako

The reason for starting to build with "paired" areas was to provide extra time for the consolidation of the road bed under the area of P6 base.

In this process formtravellers of the NRS company have been employed. The formtraveller was used for the first time on this site for the construction of the free cantilever bridge across the river Váh at the "Centrum" crossroad and then modified for this bridge at the end of the motorway. The formtraveler allows for the fabrication of lamella of 5.0 m in length and 200 t weight. For this reason 4.0 m length first segment (weighing about 170 t) was constructed, and then six 4.75 m length lamellas on both sides. The closing area is 4.0 m wide. The Formtraveller has a weight of 58 t and the bridge shuttering has a weight of 20 t.

The supporting structure is made from C35/45-XF2, XC4, XD1 class concrete, reinforcement is 10 505 (R). The prestressing system used is the VSL, type CS 2000, applied cables from 19 and 22 tendons ∅ 15.7 mm. All tendons are made of steel grade 1 570/1 770 MPa. The superstructure of the bridge is put on the substructure by means of pot bearings. The superstructure is fix-bedded into piers P3-L and P4-P. Sliding-bed type is used on the other piers. The bearings are designed with advanced horizontal capacity, because the bridge is located in a seismic area. The bridge substructure is monolithic reinforced concrete and consists of a transitional pier P1, inner piers P2 – P5, and the abutment, OP6. The transitional pier consists of a pair of stems with a common base. The inner piers have a height from 7,4 m to 10,0 m. The cross section of the stems is in the form of a letter I. The stems of the piers with fixed supports (P3-L, P4-P) are made from C 35/45-XF1, XC4 concrete and the other piers are designed from C 30/37-XF1, XC4 concrete. The reinforcement is from10 505 (R) steel.

The abutment construction OP6 is lightened and backfilled. Into the base plate are fixed separate column stems, which are located under the bridge bearings. The base and the stems are backfilled and then the bridge seat, with backwall and with wing walls is constructed on the "rammed feeding hopper".

The bridge piers are supported on 1 220 mm diameter piles, which are 13.0 – 20.0 m long, set deep. The piles are fixed to the claystone. Carrying capacity of the piles was certified by two static loading tests which confirmed the accordance of the calculations and the actual behaviour of the piles. The abutment OP6 has a spread footing foundation, because of its smaller load.

Static analysis of the superstructure

The superstructure is designed as a limited section of prestressed construction in the longitudinal direction, and in the cross direction it acts as a reinforced concrete. In the design we must examine not only stress, but also as deformations. The reasons for the oversize deformations in free cantilever bridges are the object to continuing research work, but the main cause can be considered:

- Default sliding deformations of the wall and the shear-lag effect in the deck
- Use of outdated functions for the volume change and the creep of the concrete
- Wrong locating of prestressing cables
- Effects of differential shrinkage

Shear deformations of the walls and the shear lag effect were addressed by lowering the section properties and testing the results on a 3D model. The functions of shrinkage and creep were considered by preliminary European standards for designed building constructions ("Eurocodes"). Differential shrink is due to the fact, that the speed of the shrinkage of concrete depends on the speed of desiccantion, and as a result, also on the size of the concrete element. Because of that, the shrinkage of the thinner parts is quicker at the beginning than shrinkage of the wider parts. As time passes, the value of shrinkage of both thinner and wider parts evens up.

The cross section of the free cantilever construction is usually made from elements of different thickness – the bottom deck is

horná doska a steny. V dôsledku toho dochádza v počiatočnom období (počas letmej betonáže konzol) k rýchlejšiemu zmrašťovaniu horných častí prierezu v porovnaní s dolnou doskou, a tým k priehybu konzoly smerom nahor. V nasledujúcom období (po zmonolitnení konzol) sa postupne spomaľuje nárast zmrašťovania horných častí prierezu a relatívne zrýchľuje zmrašťovanie silnejšej dolnej dosky. Preto, naopak, dochádza k priehybu konštrukcie smerom nadol.

Na *obr. 13* je uvedený priebeh zmrašťovania betónovej dosky rozdielnej hrúbky v čase (väčšie priblíženie konečných hodnôt zmrašťovania by nastalo po ešte dlhšom čase, než bolo posudzovaných 100 rokov). Na *obr. 14* a *15* sú uvedené priehyby letmo betónovanej konzoly a zmonolitnenej konštrukcie v dôsledku diferenčného zmrašťovania.

Z hľadiska usporiadania predpínacej výstuže je nevyhnutné zamerať sa predovšetkým na výškový priebeh káblov a polohu ich kotiev. Z hľadiska výškového priebehu káblov možno konštatovať, že na elimináciu zvislých deformácií sú výrazne účinnejšie dvíhané káble, ktoré na konštrukciu vyvíjajú priečne – vynášacie – sily účinkom predpätí. Naopak, priame káble (používané prevažne pre káble konzolové, v niektorých prípadoch aj pre časť káblov spojitosti) sú na elimináciu zvislých deformácií oveľa menej účinné (*obr. 16* a *17*).

Z hľadiska polohy kotiev predpínacej výstuže možno povedať, že umiestnenie kotiev treba zvoliť s ohľadom na priebeh vplyvových čiar priehybu (resp. jej derivácie) tak, aby koncové momenty v mieste kotiev spôsobovali deformáciu smerom nahor, a nie nadol.

Záver

V súčasnosti sa výstavba úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer blíži ku koncu. Most má dokončenú nosnú konštrukciu a osadzuje sa vybavenie. V priebehu apríla sa uskutoční aj zaťažovacia skúška. V rámci výstavby a prevádzky objektu sa realizujú krátkodobé merania aj dlhodobý monitoring – most je vybavený snímačmi na sledovanie teploty a napätosti v priereze, ako aj v predpínacej výstuži.

Literatúra

[1] Křístek, V. – Vráblík, L. – Hrdoušek, V.: Analýza příčin a návrh opatření pro zabránění vzniku nadměrných průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí. In: Sborník konference Mosty 2008. Brno: Sekurkon, s. r. o., 2008.
[2] Kolektiv autorů: Navrhování betonových mostů podle ENV 1992-2. Sborník ke školení. Praha: ČVUT v Praze a ČBZ, 1999.
[3] Klečka, J.: Letmá betonáž – diferenční smršťování. Bakalářská práce. Praha: ČVUT v Praze, 2008.
[4] Petřík, M.: Letmá betonáž – variantní uspořádání předpínací výztuže. Bakalářská práce. Praha: ČVUT v Praze, 2008.
[5] Halvonik, J.: Dynamický výpočet a seizmické posúdenie pilierov časti stavby SO 208 – 00 na D1, úsek Sverepec – Vrtižer. Bratislava: TÚ, 2008.

usually stronger than the upper deck and walls. This causes quicker shrinkage of the upper parts of the section in the early days, and the deformation increases. Later, shrinkage is slower in the upper section and shrinkage of the bottom deck is relatively quicker. As a result of that the deflection of the structure has a downward direction.

In *Fig. 13* the process of shrinking of the concrete slab of different thicknesses over time is depicted. In *Fig. 14* and *15* we can see the deflection of the free cantilever consoles, as well as of the construction, which has become monolithic by the impact of differential shrinking.

In terms of consolidating the reinforcement offered by prestressing, it is important to direct the cables and position their anchors accurately. Considering the height direction of the cables we can say, that in order to eliminate vertical deformations, more effective are the erection cables which exert transverse forces on the structure from the prestressed elements. Centric cables are less effective in eliminating vertical deformations. (*Fig. 16* and *17*). From the point of view of the location of prestressing anchors, the choice must be made with regard to the influence lines of deflection, so that the final moments in the anchors location would cause upward, rather than downward deformation.

Conclusions

The construction of the section of the D1 motorway Sverepec – Vrtižer is being completed. The bridge has its completed supporting structure, and it has been receiving fittings. During April 2010 it is going to be subjected to a loading test. During the construction and traffic operation of the bridge, short-term measurements, and long-term monitoring have been made – the bridge is provided with sensors and gauges for measuring temperatures and tension in the cross-sections, as well as in the prestressing reinforcement.

References

[1] Křístek, V. – Vráblík, L. – Hrdoušek, V.: Analýza příčin a návrh opatření pro zabránění vzniku nadměrných průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí, sborník konference Mosty 2008, Brno, Sekurkon s. r. o. 2008.
[2] Kolektiv: Navrhování betonových mostů podle ENV 1992-2 (sborník ke školení), ČVUT v Praze a ČBZ, 1999.
[3] Klečka, J.: Letmá betonáž – diferenční smršťování (bakalářská práce), ČVUT v Praze 2008 (vedoucí bakalářské práce Roman Šafář).
[4] Petřík, M.: Letmá betonáž – variantní uspořádání předpínací výztuže (bakalářská práce), ČVUT v Praze 2008 (vedoucí bakalářské práce Roman Šafář).
[5] Halvonik, J.: Dynamický výpočet a seizmické posúdenie pilierov časti stavby SO 208 – 00 na D1, úsek Sverepec – Vrtižer. TÚ Bratislava, 2008.

Jaroslav Guoth – Tibor Kobela





Mosty na diaľnici D1 v úseku Sverepec – Vrtižer

Bridges on the D1 motorway in section Sverepec – Vrtižer

Väčšia časť budovaného úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer sa vedie na mostných objektoch. Variabilita konštrukčných návrhov, úzko súvisiaca s technológiou ich budovania, vytvára pestré spektrum realizovaných konštrukcií z oblasti mostného staviteľstva.

The D1 motorway section "Sverepec-Vrtižer", which is under construction, is, in major part of its length, situated on bridges. The variability of structural designs closely related to the method of their construction, creates a wide variety of structures completed in the field of bridge construction.

Úvod

Uvedená diaľničná stavba na začiatku nadväzuje na úsek diaľnice D1 Ladce – Sverepec a na konci na úsek D1 Vrtižer – Hričovské Podhradie. Týmto úsekom v dĺžke 9,6 km sa skompletizuje diaľničný ťah D1 od Bratislavy až po Žilinu.

Trasa diaľnice prechádza na začiatku členitým terénom Podmanínskej pahorkatiny mimo zastavaných oblastí, kde sa striedajú mostné objekty so zárezmi. Z kopca Šibeničník v smere do údolnej nivy rieky Váh prechádza mestskou estakádou ponad zastavané územie mesta Považská Bystrica v jej najužšom mieste, na rozhraní obytnej a priemyselnej zóny. Po prekonaní rieky Váh trasa pokračuje v inundačnom území rieky medzi jej starým korytom a Hričovským kanálom, kde vedie z väčšej časti na mostnej konštrukcii. Následne opäť prekonáva rieku Váh a končí sa napojením na križovatku Vrtižer. V rámci stavby sa buduje križovatka Centrum, ktorá je v inundačnom území rieky Váh a celá sa realizuje na mostných objektoch.

Celkový počet mostných objektov na úseku je 18, z toho priamo na diaľnici 8. Dva objekty sú nadjazdy nad diaľnicou a sedem objektov sa nachádza na križovatkách Centrum a Vrtižer. V článku postupne uvádzame informácie o všetkých mostných objektoch. Viaceré z nich sú podrobnejšie opísané v samostatných článkoch. Súčasťou príspevku je aj podrobnejší opis objektov realizovaných v križovatke Centrum.

Základné údaje k jednotlivým mostom

Hlavnou časťou križovatky Sverepec je mostný objekt s názvom **Most na diaľnici v križovatke Sverepec**, prekonávajúci údolie, cestu

Introduction

At its beginning the above mentioned motorway connects to the D1 motorway section "Ladce – Sverepec" and the end connects to the D1 motorway section "Vrtižer – Hričovské Podhradie". By this 9.6 km long section the D1 highway route will be completed from Bratislava up to Žilina.

At the section beginning the highway route is situated within the rough landscape of the Podmanínska pahorkatina highlands, outside the urban areas, where the bridges alternate with the cuts. From the Šibeničník hill, in the direction toward the Váh river fluvial plain the route runs, by means of an in-town flyover, over the built-up area of the town of Považská Bystrica in its narrowest place at the boundary of the residential and industrial zone. After crossing the Váh river the route continues within the river flooding area between its former bed and the Hričov canal water course, where the major part of the highway is situated on a bridge. Then it crosses again the Váh river and it ends by connecting to the grade-separated junction (interchange) "Vrtižer". The interchange "Centrum" which is situated within the Váh river flooding area is being constructed on bridges.

The total number of bridges within the whole section is 18, of which 8 are motorway bridges carrying the motorway, 2 structures are bridges over the motorway and 7 bridges are situated at interchanges "Centrum" and "Vrtižer". This article describes one after another all bridges within this section of the D1 motorway. A number of them are described in more details in separate articles. This article includes also the more detailed description of bridges at the interchange "Centrum".



Pohľad na most v križovatke Sverepec
View of the bridge at interchange Sverepec



Pohľad na nadjazd
View of the over-bridge

Ing. Jaroslav Guoth, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, Stredisko Liptovský Mikuláš, ul. 1. mája 724, 031 01, Liptovský Mikuláš, tel.: +421 44 5521900, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk
Ing. Tibor Kobela, Váhostav-SK, a. s., Hlinská 40, 011 18 Žilina, tel.: +421 42 4563429, e-mail: tibor_kobela@vahostav-sk.sk



Diaľničný most Kunovec
Motorway bridge Kunovec



Pohľad na most Galanovec
View of the bridge Galanovec



Diaľničný most Galanovec – montáž segmentov nosnej konštrukcie
The motorway bridge Galanovec – Erection of segments of bridge superstructure



Pohľad na druhý nadjazd
View of the second over-bridge

I/18 a križovatkovú vetvu. Mostný objekt je monolitický, predpätý, budovaný na podpornej skruži po etapách. Nosná konštrukcia má komôrkový priečny rez s konštantnou výškou 2,2 m. Ide o dvojmost s maximálnym rozpätím 38,0 m. Dĺžka premostenia je 247 m. Pravý most má konštantnú voľnú šírku 13,25 m, ľavý má premennú šírku s nosnou konštrukciou pokračujúcou do odklonenej križovatkovej vetvy.

Založenie mosta je hĺbkové na veľkopriemerových pilótach v značne zložitých základových pomeroch.

Z križovatky Sverepec vidieť prvý nadjazd **Most nad diaľnicou v km 0,673 D1**, ktorý sa budoval na prevedenie poľnej cesty. Nosná konštrukcia sa navrhla ako trojpoľová kolmá, jednotrámová, z predpätého betónu, budovaná na podpornej skruži. Konštrukcia má jednu rámovú dvojstenovú železobetónovú stojku a jednu subtílnu oceľovú kyvnú stojku, ktorú tvorí oceľová rúra so špeciálnym uchytením proti vypadnutiu pri náraze vozidla. Rozpätia polí sú 21,5 + 33,5 +15 m. Nosná konštrukcia je s nábehom pri rámovom pilieri, kde dosahuje hrúbku 1,8 m, ktorá sa postupne zmenšuje na 0,85 m. Objekt je založený na veľkopriemerových pilótach.

Most na diaľnici Kunovec v km 0,986 sa realizuje ako dvojtrámová monolitická spojitá dodatočne predpätá konštrukcia výšky 2,4 m. Most je šesťpoľový so štandardnou dĺžkou poľa 42,0 m. Budoval sa pomocou výsuvnej skruže. Konštrukcia na piliere je uložená cez vrubové kĺby.

Vo vzdialenosti asi 320 m od tohto mosta sa nachádza **Most na diaľnici Galanovec**, ktorý svojou dĺžkou premostenia 339 m prekonáva údolie s potokom a miestnou komunikáciou v maximálnej výške asi 34,0 m. Sedempoľová priečne delená nosná konštrukcia sa budovala letmou montážou s dĺžkou štandardného poľa 55,20 m. Výška

Basic data on individual bridges

The main part of the interchange "Sverepec" is "Motorway bridge at Interchange Sverepec", which is bridging the valley, the I/18 road and an interchange ramp. The bridge is a cast-in-situ prestressed structure, constructed on stationary falsework in stages (segment-by-segment). The bridge superstructure cross section is cellular (box-section), of constant depth of 2.2 m. It concerns a twin-deck bridge with the maximum span of 38.0 m. The length of bridge opening is 247 m. The effective width of the right bridge is constant, 13.25 m. The width of the left bridge is varying, with the superstructure continuing in form of a branched-off interchange ramp.

The bridge foundations are deep, the structure is resting on large-diameter piles in quite difficult underground conditions in the place of construction of foundations.

From the interchange "Sverepec" the first structure, the "Bridge over the motorway in km 0.673 of D1", which is constructed in order to carry over the farm road, can be seen. The bridge superstructure has been designed to be constructed as 3-span perpendicular single-girder bridge of prestressed concrete constructed on stationary falsework. The substructure is formed by one twin-wall reinforced-concrete frame pier and one subtle steel hinged pier, which is secured by means of a special attachment against falling out when hit by a vehicle.

The spans length is 21.5 + 33.5 + 15 m. At the frame pier the superstructure is provided with a haunch, where it reaches the thickness of 1.8 m, which gradually decreases to 0.85 m. The structure is founded on large-diameter piles.

Motorway bridge Kunovec in km 0.986

The bridge has been constructed as a cast-in-situ dual-girder continuous post-tensioned structure, with the height of bridge



Most na diaľnici mestská estakáda
Motorway bridge – the in-town flyover



Križovatka Centrum s vysúvanou konštrukciou diaľničného mosta
The interchange Centrum with the motorway bridge superstructure constructed by the incremental launching method





Etapizácia postupu výstavby mostov na križovatkových vetvách, ako aj vysúvanej konštrukcie mosta na diaľnici D1
Staging of bridges construction sequence at interchange ramps as well as the bridge structure being launched on the D1 motorway

nosnej konštrukcie je 3,0 m, dĺžka segmentov 2,2 m. Piliere sa navrhli ako duté.

Most na diaľnici nad údolím Matúšky sa nachádza v km 2,044 diaľničného úseku. Nosná konštrukcia je štvorpoľová, navrhnutá z tyčových predpätých prefabrikátov v tvare I s dĺžkou 27,0 m, spriahnutých so spriahujúcou mostovkovou doskou.

Most nad diaľnicou D1 v km 2,375 sa realizoval ako dvojpoľový integrovaný most s rozpätím polí 26,5 a 27,5 m. Nosná konštrukcia je jednotrámová predpätá, s pilierom ako rámovou stojkou. Výška konštrukcie je premenná od 0,85 až po výšku 1,6 m nad pilierom. Most sa založil na veľkopriemerových pilótach, ktoré sa pri krajných oporách v hornej časti oddilatovali od podložia stlačiteľnou vložkou zabezpečujúcou možnosť dilatovania nosnej konštrukcie.

Dominantným mostným objektom v rámci celej stavby je mestská estakáda ponad mesto Považská Bystrica s pracovným názvom **Most na diaľnici mestská estakáda, dilatačný celok č. 1**. Mostný objekt má dĺžku 968,7 m so štandardným rozpätím polí 122,0 m. Nosná konštrukcia je spoločná pre obidva jazdné pásy diaľnice. Objekt má nosnú konštrukciu systému extradosed s efektívnejším využitím voľných káblov vedených cez nízky pylón. Nosná konštrukcia sa budovala technológiou letmej betonáže, po jednotlivých lamelách na celú šírku. Presnejší opis ponúka samostatný článok.

Len mostnou dilatáciu nad stykovým pilierom je oddelený nadväzujúci mostný objekt s pracovným názvom **Most na diaľnici mestská**

superstructure of 2.4 m. It is a 6-span structure with the standard span length of 42.0 m. The bridge was constructed by means of movable falsework – by the incremental launching construction method. The seating of bridge superstructure on piers is by means of notched hinges.

At a distance of about 320 m from this bridge the structure Motorway bridge "Galanovec" is situated, which, with its span length of 339 m, bridges the valley with a brook and the local road in the maximum height of about 34.0 m. The 7-span segmental bridge superstructure has been constructed by the "free-cantilever" construction method with the standard span length of 55.20 m. The height of bridge superstructure is 3.0 m, the segments length is 2.2 m. The piers are hollow.

The Motorway bridge "Matúšky" over the valley is situated in km 2.044 of the motorway section. The bridge superstructure is a 4-span structure, designed to be constructed of 27 m long I-section precast prestressed steel-concrete girders, interconnected by means of coupling deck slab.

The bridge over the motorway in km 2.375 of D1 has been constructed as 2-span integrated bridge with spans length of 26.5 m and 27.5 m. The bridge superstructure is a single-girder prestressed structure with one column as frame pier. The superstructure depth is varying from 0.85 m to 1.6 m above the pier.

The bridge foundations are resting on large-diameter piles. At the abutments only they are separated in the upper part from the subgrade by means of compressible packing, through which the possibility to enable the movement of bridge superstructure is being provided for.



Most cez rieku Váh
Bridge over the Váh river



Most na diaľnici Hričovský kanál
Motorway bridge Hričovský kanál

estakáda, dilatačný celok č. 2. Tvoria ho dva súbežné mosty s deviatimi poliami s maximálnymi rozpätiami 60,0 m a s celkovou dĺžkou 468 m. Nosnú konštrukciu tvorí jednokomorová monolitická predpätá konštrukcia konštantnej výšky v osi mosta 4,0 m. Z nej sa v mieste pripojenia križovatkových vetiev napájajú odbočujúce rampy s výškou konštrukcie 2,4 m. Most je výškovo v konštantnom pozdĺžnom sklone a smerovo v priamke, vďaka čomu sa mohol budovať postupným vysúvaním. Jednotlivé takty na výsuv majú maximálnu dĺžku 30,0 m a minimálnu 18,0 m.

Diaľničná križovatka Centrum

V pravostrannej inundácii rieky Váh sa nachádza diaľničná križovatka Centrum, ktorá sa celá realizovala na mostných objektoch. Tvorí ju päť vzájomne prepojených mostov, ktoré sú medzi sebou oddilatované na stykových pilieroch a nadviazané na zárodky vychádzajúce z diaľničného dvojmosta. Mostné objekty sú monolitické predpäté jednokomorové konštrukcie z dodatočne predpätého monolitického betónu C 35/45 XF1, budované na podpornej skruži po etapách. Ide o geometricky náročné mnohopoľové konštrukcie vedené v rôznych výškových úrovniach. Minimálny smerový oblúk má 43,0 m. Výška nosnej konštrukcie je 2,4 m, pri maximálnom rozpätí 45,2 m v poli. Piliere sú stenové, s plošným založením v pažených stavebných jamách. Celková dĺžka konštrukcií na križovatke Centrum je 1 545 m. Počet polí na mostoch križovatkových vetví je spolu 45.



Obr. 12 Most ponad Váh na konci úseku
Fig. 12 Bridge over the Váh river at the motorway section ending

The motorway bridge – the in-town of Považská Bystrica flyover, is the dominantig bridge structure within the whole project. It is divided in two parts by the dilatation joint.

The first part – Construction unit N°1" – is 968 m long, with the standard spans length of 122.0 m. The bridge superstructure is common for both motorway carriageways. The bridge superstructure is provided with a system of low stay cables – an "extradosed" structure – with higher utilization of external tendons passing through a low pylon.

The bridge superstructure is being constructed by the free-cantilever construction method, segment-by-segment in the whole width. More detailed description – see a separate article.

The Construction unit N°2" is formed by two parallel 9-span bridges with the maximum spans length of 60.0 m, with the overall length of 468 m. The bridge superstructure is formed by cast-in-situ single-cell prestressed structure of constant depth of 4.0 m. There are the branching-off ramps with the superstructure depth of 2.4 m connected to it in the place of junction of interchange ramps. The bridge is, from the vertical as well as the horizontal alignment point of view, in a straight, which enabled to construct it by the incremental launching construction method. The maximum length of individual cycles for launching is 30.0 m and the minimal cycle is 18.0 m.

Motorway interchange "Centrum"

There is a motorway junction – interchange – "Centrum", situated within the right-side flooding area of the Váh river, which consists of 5 interconnected bridges. They are separated from each other by means of expansion joints on joint piers and jointed to starter frames, which emerge from the motorway twin-deck bridge. The bridges are cast-in-situ prestressed single-cell box-section structures of post-tensioned in-situ C 35/45-XF1 concrete, constructed in stages (span-by-span) on stationary falsework. From the geometry point of view it concerns complicated multi-span structures situated at different grade-line elevations. The minimal horizontal curve is 43.0 m long. The superstructure height is 2.4 m, at the maximum length of 45.2 m in the span.

The piers are wall-shaped, with spread foundations constructed in sheeted foundation pits. The overall length of bridges at the interchange "Centrum" is 1,545 m. The number of spans on bridges of interchange ramps in total is 45.

The Bridge over the Váh river with the length of 286 m, which is interconnected with the structures of bridges at individual interchange ramps by means of joint piers, is part of the interchange "Centrum". The bridge spans the river bed by means of 80.0 m long span. It concerns a cast-in-situ prestressed structure constructed by free-cantilever construction method over the river and on stationary falsework in the remaining part. The bridge superstructure is a double-cell box-section structure of varying depth in the range from 2.4 to 4.3 m.

Súčasťou križovatky Centrum je **most cez rieku Váh** dlhý 286 m, ktorý sa cez stykové piliere prepojil na konštrukcie mostov jednotlivých vetiev križovatky. Most prekonáva koryto rieky poľom s dĺžkou 80,0 m. Konštrukcia je monolitická predpätá, nad riekou sa budovala technológiou letmej betonáže a v ostatnej časti na podpornej skruži. Nosná konštrukcia je dvojkomorová, s premennou výškou v rozpätí 2,4 až 4,3 m.

Most na diaľnici Hričovský kanál

Jedným z rozhodujúcich objektov na tomto úseku je mostný objekt Most na diaľnici Hričovský kanál, ktorý sa svojou dĺžkou 1 786 m zaraďuje medzi najdlhšie mostné objekty na Slovensku. Most sa riešil ako dva súbežné diaľničné objekty s dvoma dilatačnými celkami. Prvý sa navrhol ako spojitá spriahnutá oceľovo-železobetónová nosná konštrukcia s 25 poľami. Druhý dilatačný celok sa riešil z tyčových predpätých prefabrikátov dlhých 38,0 a 36,0 m, ktoré sú spriahnuté so železobetónovou doskou a vytvárajú spojitú konštrukciu s 21 poľami.

Most na diaľnici cez Váh v km 9,068

Rieka Váh sa premosťuje 5-poľovým monolitickým predpätým mostným objektom s maximálnym poľom nad korytom rieky 96,0 m. Nosná konštrukcia je jednokomorová, s premennou výškou od 3,5 do 5,35 m. Pole nad korytom rieky sa realizovalo letmou betonážou, ostatné polia sa budujú na podpernej skruži.

Posledným mostným objektom na tomto úseku je rampa v mieste križovatky Vrtižer, ktorá sa priamo napája na pripravený zárodok mosta predchádzajúcej stavby. Ide o jednokomorovú monolitickú predpätú konštrukciu, stavanú na podpernej skruži celkovej dĺžky 184,0 m.

Záver

Diaľničný úsek Sverepec – Vrtižer sa rozdeľuje na dve stavby s rozhraním za mostným objektom ponad mesto Považská Bystrica nazvaným Most na diaľnici mestská estakáda. Na výstavbe týchto úsekov sa podieľajú konzorciá firiem, ktoré tvoria Doprastav, a. s. – Skanska, a. s. (1. úsek), a Váhostav-SK, a. s, – Bögl & Krýsl – Strabag, s. r. o. (2. úsek).

Projektovú dokumentáciu na stupni DSP a DP spracovala firma DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava. Na dokumentácii na vykonanie prác sa podieľali okrem spoločnosti DOPRAVOPROJEKT projektové organizácie Pontex, spol. s r. o., Praha, SHP, spol. s r. o., Brno, Alfa 04 a. s., Bratislava, Cemos, spol. s r. o., Bratislava, a Valbek, spol. s r. o., Bratislava.

Prezentovaný úsek diaľnice bol veľmi náročný z hľadiska spracovania dokumentácie aj realizácie navrhnutých stavieb. Odovzdanie obidvoch úsekov do používania verejnosti v máji 2010 bude potvrdením, že táto úloha bola napriek veľmi krátkym lehotám výstavby zvládnutá včas a v potrebnej kvalite.

Motorway bridge "Hričovský kanál"

One of the dominant structures within this motorway section is also the 1,786 m long Motorway bridge over the Hričovský kanál water course, which, due to its length, ranks among the longest bridges in the Slovak Republic. The bridge is formed by two parallel motorway bridge structures consisting of two construction units. The construction unit N°1 is designed as continuous 25-span composite steel-reinforced-concrete superstructure.

The construction unit N°2 is formed by precast prestressed steel-concrete girders, 38.0 m and 36.0 m long, which are interconnected with the reinforced-concrete deck slab and form a 21-span continuous structure.

Motorway bridge over the Váh river in 9.068 km

The bridging of the Váh river is provided for by means of a 5-span cast-in-situ prestressed bridge structure, with the maximum size span over the river bed with the length of 96.0 m. The bridge superstructure is a single-cell box-section structure with varying depth from 3.5 m to 5.35 m. The span over the river bed is being constructed by the free-cantilever construction method. The remaining spans are being constructed on stationary falsework.

The last bridge within this section is the ramp (slip road) at interchange "Vrtižer", which is directly connected to already constructed starter frame of the bridge of adjacent Works. It concerns a single-cell box-section cast-in-situ prestressed structure, constructed on stationary falsework with the overall length of 184.0 m.

Conclusion

The motorway section "Sverepec-Vrtižer" is divided into two structures with the dividing line beyond the bridge over the town of Považská Bystrica, the "Motorway bridge – the in-town flyover". These sections are being constructed by the consortia formed by the companies Doprastav a.s. – Skanska,a.s (Section 1) and Váhostav-SK, a.s – Bögl & Krýsl – Strabag, s. r. o. (Section 2).

The project documentation for the "Design Documentation for Building Permit" and the "Tender Design" was elaborated by the company DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava. In addition to Dopravoprojekt, the companies that participated in the preparation of the "Construction Drawings" of the project were the designing companies Pontex Praha, SHP Brno, Alfa 04, a. s., Bratislava, Cemos, spol. s r. o., Bratislava and Valbek, spol. s r. o., Bratislava.

The presented motorway section was very demanding both from the documentation preparation and the construction of the designed structures points of view. Putting of both motorway sections in service and opening them to the traffic in May this year will be a confirmation, that this task has been successfully accomplished, in spite of very tight time schedules for the construction, in due time and in the required quality.



INZERCIA





Z betónu vzniká niečo pekné.

Ammann je pripravený pre vaše stavebné projekty! Inovatívne zmiešavacie zariadenia zvyšujú kvalitu vášho betónu a vašu výkonovú kapacitu. Výhodou zmiešavacej technológie Amix a premysleného riadenia procesu je neprekonateľná spoľahlivosť. Spolu so zákazníckymi službami spoločnosti Ammann je zaručená maximálna dostupnosť zariadenia počas celého cyklu životnosti.

Vyberte si zo štyroch možností:

Powermix	Stacionárne vežové zariadenie
Baumix	Vežové zariadenie pre veľkostavby
Global Concrete	Flexibilné horizontálne zariadenie
JustWhite	Zariadenie s neporaziteľným pomerom cena/výkon

Ďalšie informácie nájdete na stránke: www.ammann-group.com

HYDREX spol. S r.o.
Partizánska ulica č. 1877
SK-962 05 Hriňová
Tel. +421 45 549 7025-6, 9
Fax +421 45 549 7675
hydrex@hydrex.sk

Ammann Czech Republic a.s.
Náchodská 145
CZ-54901 Nové Mesto nad Metují
Tel. +420 491 476 100
Fax +420 491 470 405
info.acz@ammann-group.com

AMMANN











Jaroslav Guoth – Richard Púček





Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer
Most medzi korytom rieky Váh a Hričovským kanálom
D1 Motorway, Section Sverepec – Vrtižer.
The Bridge between the Váh River Bed and the Hričovský kanál

V úzkom priestore medzi Hričovským kanálom a korytom Váhu bolo potrebné umiestniť diaľničnú komunikáciu na mostný objekt estakádneho typu. Vzhľadom na jeho dĺžku a termíny výstavby sa pri návrhu uplatnili dve konštrukčné a technologické riešenia.

Within the narrow area between the Váh kanal I Hričov and the Váh river bed it was necessary to situate the motorway on a flyover type bridge. Because of its length and the tight time schedule for the construction, there were two concepts, from the structure and the construction method point of view, applied at the design.

Úvod

Mostný objekt sa nachádza na budovanom úseku diaľnice D1 Sverepec – Vrtižer. Obmedzené možnosti trasovania v danej lokalite donútili projektanta umiestniť diaľničnú komunikáciu do priestoru medzi Hričovským kanálom a pôvodným korytom Váhu. Vznikla tak požiadavka vybudovať mostný objekt, ktorý je dominantný svojou dĺžkou 1 785 m, čím sa zaraďuje medzi najdlhšie mosty na Slovensku. Trasa diaľnice v mieste mosta vedie v štyroch protismerných oblúkoch s prechodnicami. Výškovo diaľnica vedie 6 až 12 m nad terénom.

Introduction

The bridge is situated within the D1 motorway section "Sverepec-Vrtižer" which is under construction. The limited possibilities to situate the motorway in the given locality had forced the designer to situate its location into the area between the Hričovský kanál water course and the former bed of the Váh river. That had resulted in the requirement to construct the bridge, with its length of 1,785 m, classifying it thus to belong to the longest bridges in the Slovak Republic. On the bridge the motorway route is situated in four reverse curves with transition curves. From the vertical alignment point of view the motorway is situated in the height of 6 to 12 m above ground level.

Opis konštrukcie objektu

Most sa riešil ako dva súbežné diaľničné objekty s dvomi dilatačnými celkami.

Prvý dilatačný celok sa navrhol ako spojitá spriahnutá oceľovo-železobetónová nosná konštrukcia s 25 poľami. Rozpätia konštrukcie v osi diaľnice sú 32 m + 23 × 40 m + 32 m. Plnostenné hlavné nosníky sa vedú v rovnakej výške, vo vzájomnej osovej vzdialenos-

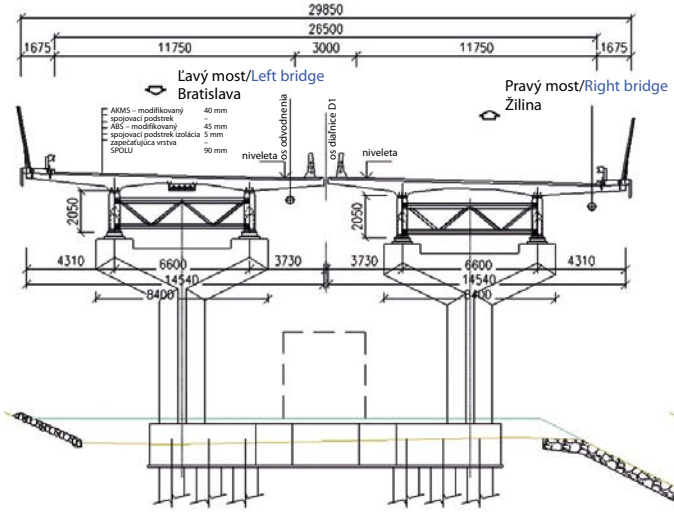
Description of bridge structure

The bridge is formed by two parallel motorway bridge structures consisting of two construction units.

Construction unit N°1 is formed by a 25-span continuous composite steel-reinforced-concrete superstructure. The lengths of bridge spans

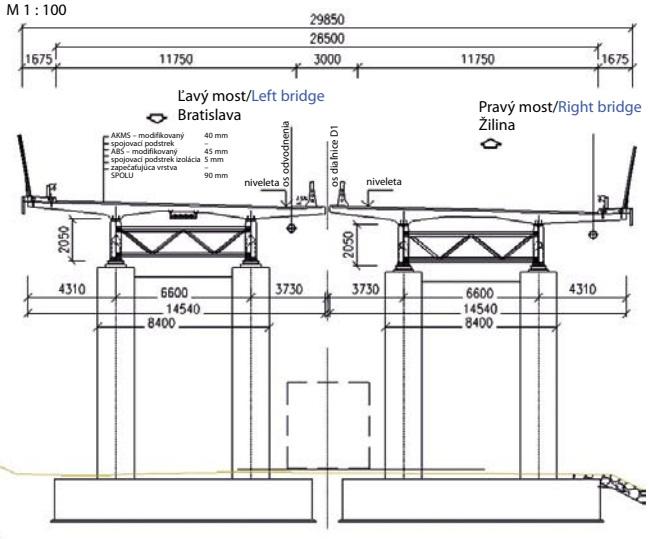
Priečny rez nad podperou č. 8 – 20
Cross section above piers N°8 – 20

M 1 : 100



Priečny rez nad podperou č. 2 – 7,21 – 25
Cross section above piers N°2 – 7, 21 – 25

M 1 : 100

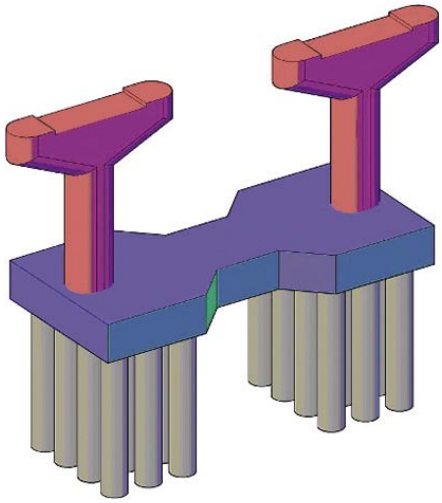


Obr. 1 Priečne rezy prvým dilatačným celkom
Fig. 1 Cross sections of the construction unit N°1

Ing. Jaroslav Guoth, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, Stredisko Liptovský Mikuláš, ul. 1. mája 724, 031 01, Liptovský Mikuláš, tel.: +421 44 5521900, e-mail: guoth@dopravoprojekt.sk
Ing. Richard Púček, Váhostav-SK, a. s., Hlinská 40, 011 18 Žilina, tel.: +421 41 5171595, e-mail: richard_pucek@vahostav-sk.sk



Obr. 2 Pohľad na výstavbu prvého dilatačného celku
Fig. 2 View of the first dilatation unit building



Obr. 3 Tvar pilierov č. 8 – 22
Fig. 3 The shape of piers N°8-22

ti 6,6 m. Pásnice a stojky hlavného nosníka v pôdoryse paralelne kopírujú smerové vedenie osi diaľnice (bez segmentovania). Nosníky sa navrhli ako zvárané nesymetrické I-profily s konštantnou výškou 2,05 m. Prierezy hornej a dolnej pásnice sa odstupňovali hrúbkou plechu v rozpätí 30 až 50 mm alebo privarením zosilňujúcich plechov k pásnici zo strany stojky.

Šírky pásnic sú konštantné po dĺžke nosníka. Stojka hlavného nosníka je z plechu hrubého 12 a 16 mm a vystužila sa pomocou pozdĺžnej korýtkovej výstuhy a zvislých výstuh. V šestinách rozpätia sa umiestnili priehradové priečniky zvárané z HEA a HEB profilov. Spriahnutie oceľovej nosnej konštrukcie so spriahujúcou doskou sa riešilo pomocou spriahujúcich tŕňov s priemerom 22/150.

Spodná stavba v prvom dilatačnom celku má okrem krajnej opory na začiatku mosta 24 medziľahlých pilierov a stykový pilier. Použili sa dva typy medziľahlých podpier, a to podľa umiestnenia. Prvý typ tvorí dvojica zvislých kruhových pilierov s priemerom 1 800 mm pre každý most samostatne. Druhý typ tvoria stenové piliere s polkruhovým tvarom, ktoré plynule prechádzajú do hlavice a sú spoločné pre oba mosty. Tento typ pilierov sa zvolil vzhľadom na stiesnené pomery medzi starým korytom Váhu a Hričovským kanálom. Hlavice sa navrhli s priečnym predpätím pomocou predpínacích káblov z 13 lán.

Spôsob výstavby

Výstavba nosnej konštrukcie prebiehala vo dvoch fázach. V prvej fáze sa vyrábala samotná oceľová konštrukcia vo výrobni a následne sa montovala priamo na stavbe z jednotlivých segmentových častí. V druhej fáze sa dobetónovala železobetónová spriahujúca doska pomocou betonárskych vozíkov.

Výroba oceľovej konštrukcie

Oceľová konštrukcie sa vyrábala v mostárskych dielňach, kde sa materiál upravoval do požadovaného tvaru a zvaril do hlavných I-nosníkov. Zváralo sa ručne a poloautomatickým zváraním a následne sa zvary skontrolovali röntgenom a ultrazvukovou skúškou.

within the motorway centre-line are 32m + 23 × 40m + 32m. The solid-web main girders are situated, at a centre-to-centre distance of 6.6 m. In plan the flanges and the webs of the main girder trace in parallel the horizontal alignment of motorway centre line. The girders are designed as welded asymmetrical I-sections with the constant height of 2.05 m. The cross sections of the upper and the bottom flange are stepped by the metal plate thickness in the range of 30 to 50 mm, or by welding-on of stiffening plates to the flange from the side of the web. The flanges width along the girder is constant. The web of the main girder is of 12 a 16 mm thick metal plate and it is reinforced by means of longitudinal troughed reinforcement and vertical stiffeners. There are truss crossbeams, welded of HEA and HEB sections, positioned in spans sextants. The interconnecting (coupling) of steel superstructure with composite deck slab is resolved by means of tie bars Ø22/150.

The substructure of the construction unit N°1 consist of 24 intermediate piers one abutment and one joint pier. From the shape point of view there are two types of piers, depending on their position. The first type is formed by a pair of vertical round columns with the diameter of 1,800 mm for each bridge individually. The second type is formed by wall-shaped columns with semicircular shape, which transform continously into pile cap and are common for both bridges. This type of piers was chosen due to the lack of space between the former Váh river bed and the Hričovský kanál. The pile caps are prestressed by means of 13-strand prestressing tendons.

Construction method

The bridge superstructure construction method consisted of two stages. The stage 1 consisted of the production of the steel structure itself in the production plant and subsequently erection of structure in-situ, by assembling the individual segmental members. The stage 2 consisted of concreting of reinforced-concrete composite deck slab by means of form travelers.



INZERCIA



Obr. 4 Montáž oceľovej konštrukcie
Fig. 4 Erection of steel structure



Obr. 5 Betonáž spriahujúcej dosky
Fig. 5 Concreting of interconnecting deck slab

Steel structure production

The steel structure was produced in bridge-components production plants, where the material was formed into the required shape and was welded into main I-section girders. The welds were subsequently checked by means of an X-ray and ultrasound test (UT).

Steel structure erection

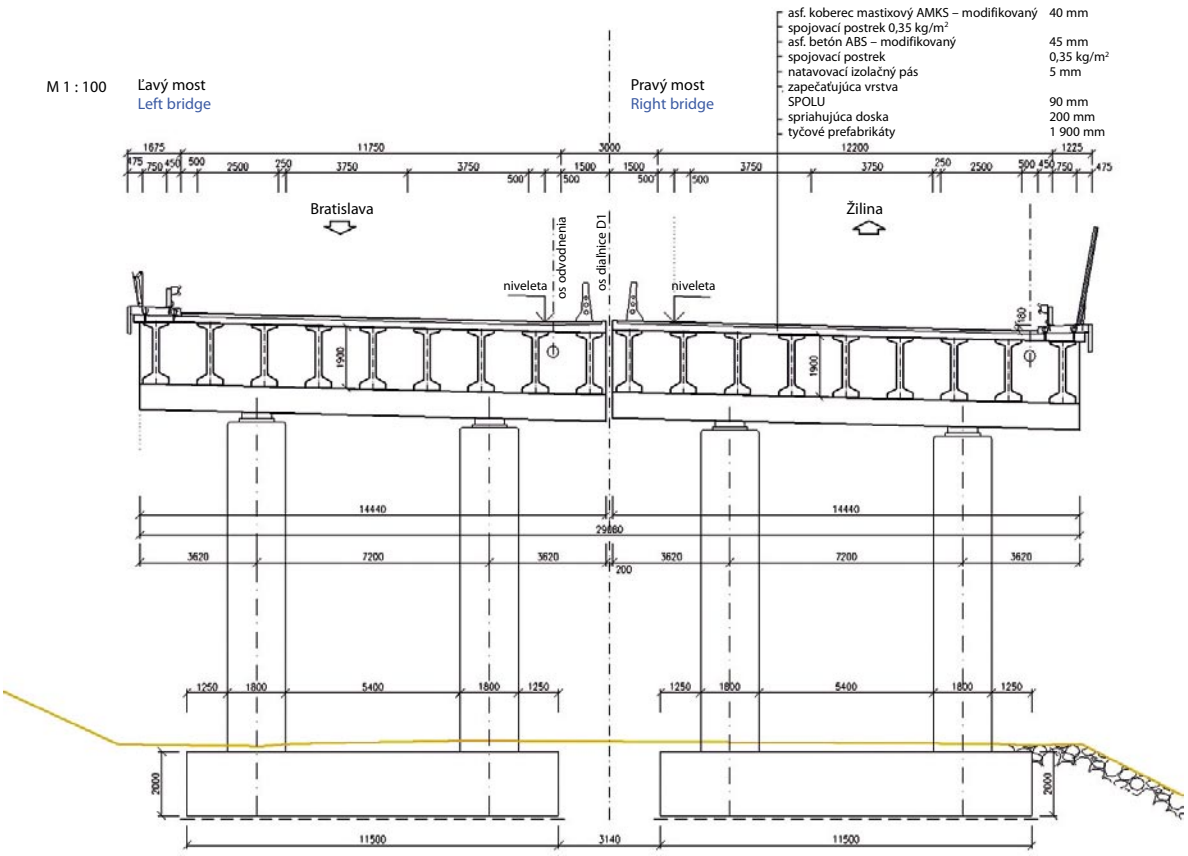
The steel structure was erected toward both sides from the central pier with a fixed bearing. The above-pier parts of both girders, supported on the pier and temporary steel trestles by means of hydraulic jacks, were erected as first. After their rectification they were interconnected with truss crossbeams by means of high-strength bolted joints and then the inter-pier parts of steel structure were welded on. In the next stage this cycle of progressive erection was repeated.

After completing the erection of complete units, the structure was lowered, in a number of stages, on bearings, which were grouted with a layer of polymer concrete.

The bridge deck was concreted segment-by-segment by means of concreting form travelers.

The concreting of bridge deck was performed in stages (incremental launching), when the inter-pier segment between two piers with the length of 28 m was concreted in the first stage and the above-pier segment with the length of 12 m in the second stage. Before the first stage of concreting it was necessary to brace the main steel load-bearing structure in the span middle by means of auxiliary trestle.

Construction unit N°2 is formed by precast prestressed concrete girders, 38.0 m and 36.0 m long, which are interconnected with the reinforced-concrete deck slab and form a 21-span continuous structure. There were 9 girders with the height of 1.90 m used crosswise in case of each bridge, which were placed at 1.676 m spacing. The precast girders were designed, produced and tested for this bridge only.



Obr. 6 Priečny rez druhým dilatačným celkom
Fig. 6 Cross section of the construction unit N°2

Montáž oceľovej konštrukcie

Oceľová konštrukcia sa montovala obojstranne od stredného piliera s pevným ložiskom. Najprv sa osadila nadpodporová časť oboch nosníkov, podopretých na hydraulických lisoch na pilieri a provizórnych oceľových bárkach. Po rektifikovaní sa nosníky prepojili priehradovými priečnikmi pomocou vysokopevnostných skrutkových spojov a následne sa privarili medzipodporové časti oceľovej konštrukcie. V ďalšej fáze sa tento cyklus postupnej montáže opakoval, až kým sa nezmontovala celá oceľová konštrukcia. Po montáži uzlených celkov sa konštrukcia postupne spustila na ložiská, ktoré sa podlievali vrstvou plastbetónu.

Mostovka sa betónovala postupne po jednotlivých častiach pomocou betonárskych debniacich vozíkov. Pojazd a vysúvanie vozíkov sa realizovalo po montážnych stoliciach, vybavených valčekovými pojazdmi, ktoré sa privarili k hlavnej nosnej konštrukcii. Betonáž mostovky prebiehala etapovite, pričom v prvej etape sa zabetónovala medzipodporová časť medzi dvoma piliermi dĺžky 28 m a v druhej etape nadpodporová časť s dĺžkou 12 m. Pred prvou fázou betonáže bolo nevyhnutné hlavnú nosnú oceľovú konštrukciu podoprieť v strede rozpätia pomocnou bárkou.

Druhý dilatačný celok sa riešil z tyčových predpätých prefabrikátov dlhých 38,0 a 36,0 m, ktoré sú spriahnuté so železobetónovou doskou a vytvárajú spojitú konštrukciu s 21 poľami. V priečnom smere sa na každý most použilo 9 nosníkov s výškou 1,90 m vo vzájomnej osovej vzdialenosti 1,676 m. Prefabrikáty sa navrhli, vyrobili a odskúšali špeciálne pre daný objekt.

Spôsob výstavby

Výstavba nosnej konštrukcie sa realizovala v troch etapách. V prvej etape prebiehala výstavba podpornej konštrukcie monolitického priečnika a jeho betonáž. V druhej etape sa uložili prefabrikované nosníky a v tretej etape prebiehalo spriahovanie nosníkov železobetónovou doskou spolu s dobetonávkou monolitických priečnikov.

Montáž prefabrikovaných nosníkov

Prefabrikované nosníky sa vyrobili vo výrobni Váhostav-SK – Prefa, s. r. o., a ukladali sa buď pomocou jednonosníkového zavážacieho mosta, ktorý sa pohyboval po koľajnicovej dráhe, podopretej oceľovou konštrukciou, alebo výkonným kolesovým žeriavom. Prefabrikované nosníky sa kládli súčasne na ľavom a pravom moste po jednotlivých poliach.

Záver

Zvolený spôsob výstavby dvoma technológiami sa najmä vzhľadom na krátky termín výstavby ukázal ako správny. Výroba a montáž oceľovej konštrukcie sa zvládla za 11 mesiacov a samotná betonáž spriahujúcej dosky trvala 9 mesiacov. Konštrukcia z prefabrikovaných predpätých nosníkov umožnila výstavbu počas celého roka bez obmedzenia.

Projektovú dokumentáciu objektu spracoval DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, stredisko Liptovský Mikuláš a pracovisko Levice. Zhotovovateľom objektu je Váhostav-SK, a. s., Žilina. Dodávateľom oceľovej konštrukcie bolo združenie firiem Montirp, s. r. o., Žilina a Promont, s. r. o., Krásno nad Kysucou. Vozíky na betonáž mostovky dodala firma Peri Slovensko, spol. s r. o.



Obr. 7 Montáž prefabrikovaných nosníkov
Fig. 7 Erection of precast girders

Construction method

The bridge superstructure construction method consisted of three stages. The stage 1 consisted of the construction of falsework of cast-in-situ girder and its concreting. The stage 2 consisted of placing of precast girders and in the stage 3 the girders with the reinforced-concrete deck slab together with subsequent concreting of cast-in-situ crossbeams.

Precast girders erection

The precast girders were produced at the production plant of the company Váhostav-SK – Prefa, Ltd. The precast girders were placed into the position either by means of single-girder bogie bridge mowing by rail track supported with steel structure, or by means of powerful wheeled crane. The positioning of precast girders was carried out simultaneously on the left as well as the right bridge span by span.

Conclusion

The chosen execution of construction by means of two construction methods showed to be, from successful execution of construction within the tight time schedule requirement point of view, correct. The production and erection of steel structure was successfully executed within the period of 11 months and the concreting of the interconnecting composite deck slab itself took 9 months. The construction by using precast prestressed girders had enabled to carry out the construction works during the whole year without any restraints.

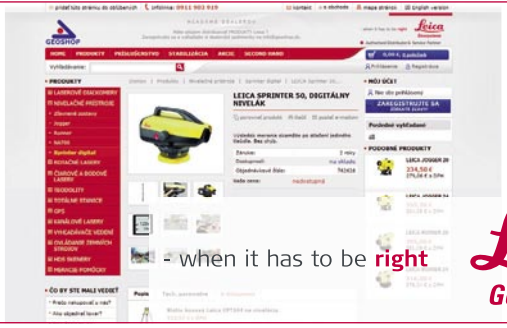
The design documentation for this bridge was elaborated by the company Dopravoprojekt, a. s. Bratislava, Branch Office Liptovský Mikuláš and the Dopravoprojekt's Office at Levice. The bridge contractor is the company Váhostav-SK, a. s., Žilina.

The subcontractor for the steel structure was the consortium of companies Montirp, s. r. o. Žilina and Promont s. r. o. Krásno nad Kysucou. The concreting form travelers were supplied by the company Peri Slovensko, spol. s r. o.

Produkty Leica na novom e-shope geoshop.sk

- Nivelačné prístroje, totálne stanice, GPS, laserové diaľkomery, rotačné lasery, líniové lasery a bodové lasery, potrubné lasery, skenery, monitoring, ovládanie stavebných strojov.
- Kompletné príslušenstvo Leica
- Stabilizácia
- Second hand

www.geoshop.sk



- when it has to be right

Leica Geosystems

INZERCIA

Jozef Ďugel – Branislav Kovalík – Jaroslav Motlík – Libor Vrabec



Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer. Konštrukcia z predpätých nosníkov

D1 Motorway, Sverepec – Vrtižer. Prestressed Girders Construction

Na zabezpečenie termínu výstavby opisovaného mostného objektu s dĺžkou 1 800 m sa vopred vyvinul a dodatočne predopol najväčší mostný tyčový nosník na Slovensku – vyrobený a prepravený v celosti, v dĺžke 38 m.

The biggest bridge bar girder with the length of 38 m was developed in advance and post-tensioned to meet the deadline of bridge object construction with the length of 1 800 m. This girder was manufactured in Slovakia and transported in one piece.



Vahadlo s 20 závesmi na prepravných vozíkoch
Equalizer beam with 20 lifting attachments was placed on transport carriages

Úvod

Pri tendrovom výbere zhotovovateľa diaľničného úseku Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer bol jedným z rozhodujúcich kritérií aj časový faktor. Na dodržanie požadovaného termínu výstavby mostného objektu s rozpätím mostných polí 40 m sa spoločnosť Váhostav-SK, a. s., Žilina, rozhodla použiť pre nosnú konštrukciu celistvé nosníky v dĺžke 38 m. Nosníky takéhoto celistvého rozpätia sa na Slovensku do roku 2007 ešte nevyrábali, preto bola jej dcérska spoločnosť Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov, poverená zriadiť výrobňu predpätých tyčových nosníkov a v spolupráci s odborne zdatnými partnermi vyvinúť a zabezpečiť prepravu nosníka na miesto jeho zabudovania.

Výstavba výrobne

Pôvodne sa uvažovalo o výrobe tyčových vopred a dodatočne predpätých mostných nosníkov dlhých 28 m. Na zavedenie výroby bolo treba vybudovať novú výrobnú halu, stanoviť rozmerové a únosnostné parametre nosníkov a vybrať dodávateľa predpínacej technológie.

Na riešenie týchto úloh sa zostavil realizačný tím pozostávajúci z technikov spoločností Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., a VHS-SK – PROJEKT, s. r. o., Žilina. Po zvážení rozličných variantov nákupu predpínacej technológie sa navštívila výrobňa najvhodnejšieho dodávateľa, firmy PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG, v nemeckom Dürmentingene. Výber typu predpínacej stolice rešpektoval výšku nosníkov do 2,5 m a šírku do 2,2 m s celkovou predpínacou silou až 12 MN. Na základe týchto parametrov sa v roku 2006 naprojektovala

Introduction

One of the decisive criteria during tender selection of highway section (Motorway D1, Sverepec – Vrtižer) Contractor was the time factor as well. To meet the desired deadline of SO 207-00 bridge object construction, with bridge span of 40 m, company Váhostav-SK, a. s. Žilina has decided to use compact girders with the length of 38 m for the bridge load-bearing structure. Girders with such a span were not manufactured in Slovakia till 2007. That is why its subsidiary company, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov, was assigned to construct a factory for prestressed bar girders and in cooperation with highly skilled partners to develop and provide for transportation of such a long girder to the place of its installation.

Factory Construction

Original plan was to manufacture 28 m long bridge bar girders, prestressed in advance and additionally. There was a need to build a new production hall, determine dimensional and carrying capacity parameters of girders and choose a prestressing technology supplier in order to launch such a production. A realization team was established for these tasks. This team comprises of Váhostav-SK – PREFA, s. r. o. technicians, Doc. Ing. Martin Moravčík (University of Žilina, Civil Engineering faculty) and project company VHS-SK – PROJEKT, s. r. o., Žilina. A visit of the production hall of the most competitive supplier – company PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG in Dürmentingen, Germany was made after considering different options for pre-stressing technology purchase. Draw bench stand selection respected the height (to 2.5 m) and width (2.2 m) of girders with the total prestressing force of 12 MN. A production hall, which consisted of two parallel prestressing moulds with the length of 60 m, was designed in 2006 on the basis of the above mentioned parameters. Two bridge cranes with the carrying capacity of 400 kN were designed for the production hall for manufacturing and transportation of girders.

During building permission obtaining process – in January 2007 – a decision to lengthen girders from 28 m to 38 m was taken. That is why the length of forms in prestressing moulds was extended to 80 m. Production hall construction with prestressing technology and trial operation lasted for 9 months, from October 2007 to June 2008, and the factory itself was approbated and set into normal operation in August 2008.

38 M long bar girder design

Girder static analysis was elaborated by Doc. Ing. Martin Moravčík, PhD. on the basis of documents submitted by project organization

Ing. Jozef Ďugel, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: jdugel@vph.sk
Ing. Branislav Kovalík, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: bkovalik@vph.sk
Ing. Jaroslav Motlík, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: jmotlik@vph.sk
Ing. Libor Vrabec, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: k101@vph.sk

výrobná hala, ktorá obsahovala dve paralelné predpínacie linky, každú v dĺžke 60 m. Na výrobu a transport nosníkov sa vo výrobnej hale naprojektovali dva mostové žeriavy, každý s nosnosťou 400 kN. Ešte v priebehu vybavovania stavebného povolenia, v januári 2007, došlo k rozhodnutiu zväčšiť dĺžky nosníkov z 28 na 38 m. Dĺžka foriem v predpínacích linkách sa preto zväčšila na 80 m. Výstavba výrobnej haly s predpínacou technológiou prebehla do štádia skúšobnej prevádzky za 9 mesiacov, od októbra 2007 do júna 2008, a v auguste 2008 sa skolaudovala a uviedla do riadnej prevádzky.

Návrh tyčového nosníka

Statický výpočet nosníka spracoval doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., na základe podkladov od projektovej organizácie DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, stredisko Liptovský Mikuláš. Výpočet sa po požiadavke na optimalizovanie využitia nosnosti navrhovaného priečneho profilu v tvare I vo výške 1 900 mm, šírke pásnic 800 mm a šírke stojky 200 mm musel opakovať. Opakovaným posúdením sa preukázalo, že na vytvorenie nosnej konštrukcie postačí v priečnom reze 9 nosníkov oproti pôvodne navrhovaným 10 kusom.

Zaformovanie nosníkov

Z výberového konania dodávateľa formovacej techniky bol optimálny komplexný návrh firmy Montostroj, a. s., Senec. Dodávka dvoch kusov oceľových, hydraulicky ovládaných foriem dlhých 80 m so sekcionálne, výkonovo aj frekvenčne riadenou príložnou vibráciou umožnila dosiahnuť a plánovať 48-hodinový takt, takže pri dvoch paralelných formách sa každých 24 hodín vyrobili dva kusy nosníkov.

Armovanie nosníkov

Výstužný armokarkas z mäkkej ocele triedy 10 505 sa pre 400-milimetrový odsun bokov formy sa zostavoval mimo formy, najskôr len v uličke medzi dvoma paralelnými formami pokrytej mostovými žeriavmi. Tempo výstavby a požiadavka na výrobu nosníkov si vyžiadala výrobu výstužných armokarkasov aj v susednej lodi výrobnej haly a napokon aj na voľnej expedičnej ploche pred výrobnou halou. Domyslel sa systém prepravného vahadla s 20 reťazovými úchytmi na armokarkas dlhý 38 m. Tieto úchyty a priestorovo stužené vahadlo umožnili bezpečné vzťýčenie plastického plávajúceho armokarkasu, jeho zvislú a vodorovnú dopravu z uličky a presné osadenie do rozovretej formy. Pri ďalšom kroku zintenzívnenia prác – výrobe armokarkasov v susednej lodi haly a na vonkajších expedičných plochách – sa domyslela ich preprava pomocou dvoch vysokých kolesových podvozkov ťahaných vysokozdvižným vozíkom s riaditeľnými polonápravami. Na tieto podvozky sa uložili a kĺbovo fixovali konce 20-úväzového vahadla. Tak sa umožnila aj preprava medzi paralelnými žeriavovými dráhami.

Ešte pred vsadením do rozovretej formy sa oba armokarkasy vystrojili koncovými čelami, predpínacími lanami, krepovými oceľovými chráničkami s už vovlečenými lanami káblov na dodatočné predpätie a injekčnými i odvzdušňovacími rúrkami. Po vsadení armokarkasov sa v strede formy zospojkovali predpínacie laná, dve súčasne za sebou, vo forme vyhotovovaných nosníkov do celkovej dĺžky asi 87,8 m. Medzera medzi čelami nosníkov bola v dĺžke 2 m. Následne sa posuvom po 400 mm zo strán k stredu boky formy zovreli z pôvodného 1 000-milimetrového otvorenia na stojku nosníka širokú 200 mm. Zovretá forma a predpínacie laná už vsadené v armokarkase a stabilizované jeho okami eliminovali prípadné nebezpečenstvo vystrelenia (v rovine priečneho rezu nosníka) pretrhnutého predpínacieho lana alebo zlyhanej funkcie spojky či kotevnej čeľusti niektorej stolice. Toto riešenie zabezpečilo, že aj pri takomto pretrhnutí napínané lano nikdy neopustilo priestor priečneho rezu formy.

Predpínanie lán

Na dosiahnutie predpínacej sily sa použilo spolu 28 kusov sedemdrôtových stabilizovaných predpínacích lán s priemerom 15,5 mm a únosnosťou 1 800 MPa, ktoré sa predpínali na silu 202,5 kN. Na celkovej napínanej dĺžke 86,65 m – medzi pasívnymi a aktívnymi čeľusťami predpínacích stolíc – sa na štyrikrát s 25-percentným krokovaním dosiahlo celkové teoretické priemerné predĺženie v hodnote 630 mm.

DOPRAVOPROJEKT, a. s. Bratislava, Zvolen Division, Liptovský Mikuláš Centre. Upon the request to optimize the usage of the carrying capacity of the designed cross-sectional "I" shaped profile with the length of 1 900 mm, covering strip width 800 mm and stem width 200 mm, was the analysis repeated. Re-examination results have shown that 9 pieces of girders in cross-section are sufficient for the construction of the load-bearing structure, in comparison with the originally designed 10 pieces.

Girders moulding

Company Montostroj, a. s., Senec made the most optimal and complex proposal, by which it was chosen among moulding technique suppliers in the selection procedure. Its supply consists of two pieces of steel and hydraulically controlled moulds with the length of 80 m, with section, power and frequency controlled surface vibration. A planned 48 hour cycle was reached, which means that two parallel moulds manufactured two pieces of girders per 24 hours.

Girders steel fixing and reinforcing

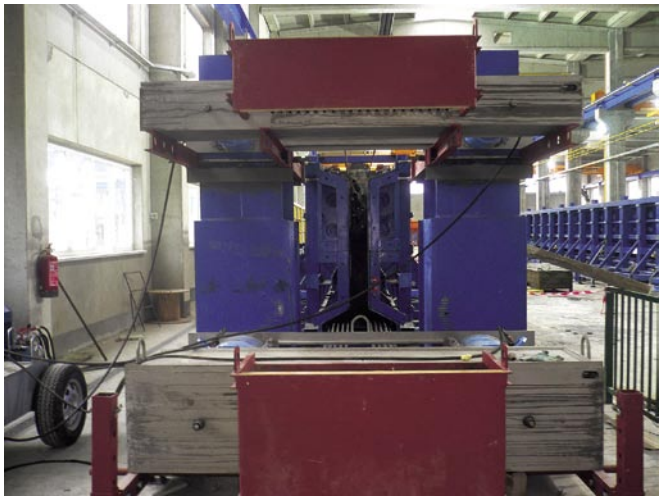
Reinforced cage assembly, made of soft steel class 10 505, was performed outside of the natural mould due to mould sides displacement by 400 mm. At first, it was only performed in the corridor between two parallel moulds, covered with bridge cranes. Pace of the construction and request to manufacture girders required reinforced cage construction even in the neighbouring nave of the production hall and after all in the free shipping area in front of the production hall as well. Transport equalizer beam system, with 20 chain lifting attachments for 38 m long reinforced cage, had been developed. These lifting attachments and dimensionally reinforced lifting girder enabled a safe erection of the plastic "floating" reinforced cage, its vertical and horizontal transport from the corridor and the exact mounting into the open mould. During the next step of the works intensifying process – reinforced cages manufacture in the neighbouring nave of the hall and on the free shipping areas – was the transportation of these reinforced cages by means of two high wheeled undercarriages, hauled by a fork-lift truck with controllable semi-axles, developed. Ends of the equalizer beam with 20-lifting attachments were placed on and hinge-fixed to undercarriages. Transportation between parallel crane runways has been enabled by this. Prior to mounting both reinforced cages into the open mould, these reinforced cages had been fitted with end faces, prestressed ropes, crepe steel protective pipes with inserted cable ropes for post-tensioning, grouting and vent pipes.

After reinforced cages mounting, prestressed ropes of two girders, simultaneously manufactured in the mould, were linked together in the middle of the mould and thus reached the length of approximately 87.8 m. Gap between faces of girders was 2 m. Subsequently, due to a shift by 400 mm from sides to the centre, mould sides squeezed from the original 1 000 mm opening to 200 mm wide girder stem. The squeezed mould and prestressed ropes, inserted into the reinforced cage and "stabilized" by means of its meshes', eliminated the potential danger of broken pre-stressed rope rip off in the cross-section plane, or failed connection function or anchor cone failure of some draw bench stand. This solution provided for the fact, that a tensed rope has never left the mould cross-section space, not even during such a 'breakage' of the tensed rope.

Ropes prestressing

Total amount of 28 pieces of stabilized 7-wire prestressed ropes with 15.5 mm diameter and carrying capacity of 1.800 MPa was used to reach the prestressing force. These ropes were pre-stressed to a force of 202.5 kN.

Total theoretic average tension in the amount of 630 mm was reached by 4 phases with a 25 % single-step operation – it was reached at the total tensed length of 86.65 m, between passive and active chuck jaws of draw bench stands. Relaxation of ropes prestressing force in the total amount of 5.67 MN was performed by means of an extension (synchronized by a hydraulic cube) of



Nosník vo forme vo fáze tuhnutia
Girder in the mould during setting phase

Predpínacia sila lán v celkovej v hodnote 5,67 MN sa uvoľňovala prostredníctvom výsuvu dvoch spodných hydraulických lisov (každého v sile 5 MN) synchronizovaného hydraulickou kockou a dvoch horných lisov (každý v sile 1 MN). Výsuv lisov sa pred predpínaním aktivoval na 200 mm a pred odpálením predpínacích lán sa plynulo uvoľňoval do nulovej hodnoty.

Betonáž

Na dosiahnutie plánovanej 48-hodinovej obrátkovosti foriem sa vyskúšalo viacero receptúr na dosiahnutie odformovacej pevnosti betónu v hodnote minimálne 44 MPa a konečnej zaručenej kockovej pevnosti betónu v hodnote 55 MPa – išlo teda o betón C 45/55. Preukaznými skúškami sa dosiahla optimálna receptúra s použitím 1 680 kg kameniva zrnitosti maximálne 16 mm, 480 kg Cem I/52,5R Hranice, s vodným súčiniteľom 0,406 (195 litrov vody na1 m^3 betónu) a pridaním 4,5 litra superplastifikátora Stachement 2569.

Skúsenosti s betonážou nosníkov

Dva nosníky boli vo forme umiestnené sériovo za sebou a betónovali sa jednotlivo. Betonáž každého z nich prebiehala v troch etapách, ktoré pozostávali z betonáže spodnej pásnice, stojky a hornej pásnice. Počas betonáže sa reguloval výkon vibrácie rozdelenej do štyroch sekcií po dĺžke nosníka na minimalizáciu vzniku vzduchových bublín na jeho povrchu. Tretia etapa betonáže – vrchná pásnica nosníka – prebiehala s maximálnym výkonom vibrácie a takisto sa rozdelila do štyroch sekcií po dĺžke nosníka. Každá sekcia sa vibrovala jednotlivo – priamo – v závislosti od postupu betonáže nosníka. Betonáž jedného nosníka trvala asi dve hodiny.

Nárast pevnosti betónu na uvoľnenie napínacej sily sa opakovane kontroloval na skúšobných kockách rozmerov 150 × 150 × 150 mm odobratých počas betonáže a priamo na nosníku Schmidtovým kladivom. Skúška sa realizovala po štyridsiatich hodinách od odobratia vzoriek a projektovaná zaručená kocková pevnosť betónu na odformovanie minimálne 44 MPa sa vždy dodržala. Po preukázaní týchto hodnôt sa do tela nosníkov postupným uvoľňovaním lisov na pasívnej časti formy vniesla predpínacia sila. Počas procesu uvoľňovania sa nosníky začali pretvárať a posúvať v pozdĺžnej osi v smere od pasívnej k aktívnej časti formy. Po ustálení nosníka asi za 45 minút sa jednotlivé hodnoty pretvorenia zaznamenali a porovnali s teoretickými hodnotami.

Dodatočné predpätie nosníka

Po tom, ako sa preukázalo, že pevnosť betónu na dodatočné predpätie nosníka dosiahla 49,5 MPa (90 % projektovanej hodnoty zaručenej kockovej pevnosti) a súčasne po uplynutí minimálne 7 dní odo dňa betonáže, sa do nosníka vnieslo dodatočné predpätie pomocou štvorlanového predpínacieho zariadenia. Napokon prebehlo ochranné zainjektovanie voľného priestoru okolo dodatočných predpínacích káblov.

two lower hydraulic presses – both of them with the force of 5 MN and two upper presses – both of them with the force of 1 MN. The hydraulic press extension had been activated prior to prestressing to a value of 200 mm, and prior to prestressed ropes cutting off, it had been continuously loosened to a zero value.

Concreting

To reach a planned 48 hour turnover ratio of moulds, we have tried several recipes for achievement of de-moulding concrete strength in the minimum amount of 44 MPa and the final guaranteed cubic concrete strength in the amount of 55 MPa – which means concrete C 45/55. The most optimal recipe was achieved by proving tests and it consists of 1 680 kg of gravel aggregate with max. grain size of 16 mm, 480 kg Cem I/52,5R Hranice, water-cement ratio of 0.406 (195 l of water for 1 m^3 of concrete) and 4.5 l of super-fluidifier Stachement 2569.

Girders concreting experience

From the point of view of two girders placement within the mould in a serial order, girders were concreted one by one – once the first girder has been finished, the second girder concreting followed. Concreting process of each girder was realized in 3 stages. These stages consisted of concreting of lower covering strip, stem and upper covering strip. Vibration performance along the length of the girder was regulated during concreting. The vibration of the girder was divided into four sections in order to minimize air bubbles creation at the girder surface. The third concreting stage – the upper covering strip – was performed at a maximum vibration performance, divided into four sections along the girder length as well. Each of the above mentioned sections was vibrated separately – directly – depending upon the concreting process from the beginning to the end of the girder. One girder concreting was realized within a time horizon of approximately 2 hours.

Repeated control of concrete strength increase for stretching force relaxation was performed on test cubes with dimensions 150 × 150 × 150mm, which were taken out during concreting process and directly on the girder by means of a Schmidt hammer. The test was realized forty hours after sample taking and the designed guaranteed cubic concrete strength for de-moulding (min. 44 MPa) was adhered to at all times. Once these values had been proved, pre-stressing force was put into the 'body' of the girders by continuous loosening of the presses at the passive part of the mould. During loosening process, the girders began to transform and move at the longitudinal axis in the direction from the passive to the active part of the mould. Each transformation value was recorded and compared with theoretical values after the girder stabilization, which took approximately 45 minutes.

Post-tensioning of the girder

Subsequently, after the concrete strength for girder post-tensioning was proven to reach 49.5 MPa (90 % of the designed guaranteed cubic strength) – and simultaneously 7 days after concreting – the girder was post-tensioned by means of a four-rope prestressing device. Finally, the protective grouting of the free space around post-tension cables was performed.

Girder carrying capacity test

An accelerated mode for girder manipulation was estimated in calculations during manufacturing and manipulating with the girders. That is why the following load application of the girder was considered to be earlier than in 28 days. Namely the load from concrete mixture to coupling slab was planned 14 days after concreting. A planned static load test of the girder was performed at that time.

With respect to the need to determine transformations within particular production stages, several characteristic concrete test times were determined: namely, after 26 hours, 36 hours, 48 hours, 186 hours (7.75 days) and 690 hours (28.75 days). Three samples were tested in each measuring phase. 15 pieces of cubes with dimensions



Čelo prepravnej súpravy
Front-end of the transportation assembly



Zadná časť prepravnej súpravy
Back-end of the transportation assembly

Skúška únosnosti nosníka

Pri výrobe a manipulácii nosníkov sa vo výpočtoch predpokladal zrýchlený režim s manipuláciou nosníka. Preto sa na nasledujúce zaťažovanie nosníka uvažovalo menej ako 28 dní. Menovité zaťaženie betónovou zmesou spriahujúcej dosky sa predpokladalo už po 14 dňoch od betonáže nosníka. V tomto čase sa plánovala a aj vykonala statická zaťažovacia skúška nosníka.

Vzhľadom na potrebu stanovenia pretvorení v jednotlivých výrobných štádiách prvku sa stanovili charakteristické časy skúšok betónu, a to po 26, 36, 48, 186 hodinách (7,75 dňa) a 690 hodinách (28,75 dňa). V každej fáze merania sa skúšali tri vzorky. Na skúšky pevnosti v tlaku sa použilo 15 kociek s rozmermi 150 × 150 × 150 mm, na skúšku modulu pružnosti 20 hranolov s rozmermi 100 × 100 × 400 mm a na meranie zmrašťovania betónu tri hranoly. Modul pružnosti sa meral statickou aj dynamickou skúškou.

Výpočtový model nosníka sa vytvoril na základe reálnych geometrických a pevnostných parametrov. Výpočet prierezových síl a deformácií sa realizoval pomocou výpočtového systému FEAT na rovinnom modeli nosníka formou MKP (metóda konečných prvkov) s teoretickým rozpätím L_t = 37,0 m (po uložení na dočasné podpery). Zaťaženie sa vytvorilo aktuálnym predpätím v každej fáze a vlastnou tiažou nosníka. V poslednej fáze zaťaženia spriahujúcou doskou sa uvažovala hrúbka dosky 220 mm, zaťaženie bolo simulované len jedinou silou v strede nosníka F = 175,56 kN, ktorá sa vyvinula pri zaťažovacej skúške nosníka.

Namerané pretvorenia sa stanovili geodetickým meraním (veľmi presnou niveláciou), v rozhodujúcom stredovom priereze, v štvrtinách rozpätia a miestach uloženia. Pevné meracie body sa osadili protiľahlo po oboch stranách nosníka. Výsledné hodnoty predstavujú priemer z oboch protiľahlých hodnôt priečneho rezu nosníka. Na základe vykonaných meraní kvality betónu a numerických analýz pretvorení v jednotlivých fázach možno konštatovať:

1. Pri uvoľnení nosníka z formy a následnom transferi predpätia z vopred predpätých lán nastalo ofenzívne vzopätie nosníka, čo ukazuje, že nedochádza k výraznejšej nežiaducej segregácií tažších prvkov v betóne smerom dole. To následne nezmenšuje zdvihové účinky predpätia.

150 × 150 × 150 mm were used for compression strength test, 20 pieces of beams with dimensions 100 × 100 × 400 mm were used for modulus of elasticity test and 3 beams were used for concrete shrinkage. The modulus of elasticity was measured by a static and a dynamic test as well.

Girder calculation model has been created on the basis of the real geometrical and strength parameters. Static forces and deformations calculation was realized by means of a FEAT calculation system on the planar model of the girder in the form of FEM (finite element method), with theoretical span L_t = 37.0 m (after its placing on temporary supports). Load was created by current prestress in each phase and girder dead weight. The last phase of load by the coupling slab – 220 mm slab is considered, while the load is simulated by a single force in the middle of the girder F = 175.56 kN, which was used during girder load test.

Measured transformations were determined by means of a geodetic measuring (very exact levelling), in the decisive central cross-section, in ¼-s (quarters) of span and places of installation. Fixed measuring points were set on both opposite sides of the girder. Resulting values represent a diameter from both of the opposite values of the girder cross-section.

Following conclusions can be made, based on the performed concrete quality measuring and transformations numerical analyses in various phases:

1) There was an offensive girder upward deflection during girder release from the mould and the subsequent transfer of prestress from ropes, which had been prestressed in advance. This indicates that there was no significant unwanted heavy elements segregation in the concrete in the downward direction, which subsequently does not diminish prestress lifting effects.
2) Concrete strength during ropes release from the draw bench stand must be min. 80 % of the specified standard strength.
3) All the upward deflection values are in compliance with the max. upwards deflection $Lt/500$ = 74 mm.
4) In accordance with standard STN 73 6209 for prestressed and coupled bridges, ratio of the measured and theoretic transformation shall be more than 0.7. This condition is fulfilled in all phases.

Fáza č. Phase No.	Opis fázy/Phase description	Čas (h) Time (hours)	Pretvorenie/Transformation (mm)	
			Vypočítané/Calculated	Namerané/Measured
1	okamžité vzopätie po vybratí z formy/Sudden upward deflection after taking out of the mould	48	32,15	26,30
2	zavedenie dodatočného predpätia/Post-tensioning application	168	57,02	50,80
3	predpokladaná skoršia betonáž spriahujúcej dosky 14 dní (zaťažovacia skúška)/Estimated earlier concreting of the coupling slab 14 days (load test)	336	30,93	35,03

2. Pevnosť betónu pri uvoľnení lán z predpínacej stolice musí byť minimálne 80 % predpísanej normovej pevnosti.
3. Všetky hodnoty vzopätí vyhovujú maximálnemu vzopätiu *Lt*/500 = 74 mm.
4. Podľa normy STN 73 6209 pre predpäté a spriahnuté mosty má byť pomer nameraného a teoretického pretvorenia väčší ako 0,7. Táto podmienka je splnená vo všetkých fázach.

Preprava nosníkov

Výber a kontrola parametrov prepravnej trasy Horný Hričov – Vrtižer v súvislosti s prepravným prostriedkom sa vzhľadom na vzdialenosť a dostupnosť staveniska vyhodnotil ako najekonomickejší a zároveň najoperatívnejší z hľadiska potrieb stavby pri využívaní ťažkotonážnych automobilových súprav. Trasa sa analyzovala v spolupráci s Národnou diaľničnou spoločnosťou, Políciou SR a firmou Felbermayr Slovakia, ktorá sa vybrala na zabezpečenie dopravného prostriedku.

Nosník sa na prepravný prostriedok naložil a zabezpečil dvoma mostovými žeriavmi s nosnosťou 40 ton vo výrobni v Hornom Hričove. Súprava sa skladala z ťahača, návesu a prívesu. Prvoidúci náves mal tuhý rám s točňou. Rám sa na ložnú plochu návesu osadil cez točňu tak, že bolo umožnené naklápanie v zvislej rovine okolo vodorovnej osi, kolmej na pozdĺžnu os návesu. Točňa ukotvená na ložnej ploche návesu zas umožňovala pootáčanie uloženého a v ráme pevne zastabilizovaného predného konca nosníka – len v rovine rovnobežnej s ložnou plochou tohto návesu. Druhý, zadný koniec nosníka sa zafixoval v ráme uloženom cez všesmerný kĺb na ložnej ploche prívesu. Nosník vykonával funkciu spojovacieho prvku medzi návesom a prívesom, ktoré boli spojené len hydraulickými hadicami a elektrickými káblami. Príves sa v minimálnych polomeroch trasy pri vychádzaní z výrobne na cestu riadil ručne cez kábel pomocou samostatne natáčaných náprav. Počas jazdy po trase s veľkými polomermi zakrivenia sa riadil bezdrôtovo. Tak sa podarilo eliminovať prekážky na trase Horný Hričov – privádzač Letisko Žilina. Tamojší kruhový objazd s podlimitným polomerom sa prechádzal v protismere a prepravná rýchlosť na danom úseku bola maximálne 20 km/h. Na úsek diaľnice Letisko Žilina – Vrtižer sa prepravnej súprave udelila výnimka a povolil vjazd na diaľnicu spolu so sprievodnými vozidlami s rýchlosťou maximálne 50 km/h. Poslednú časť trasy Vrtižer – stavenisko tohto objektu tvoril zjazd z diaľnice na staveništnú komunikáciu a pomocou dočasného mosta cez rieku Váh na stavenisko. Prepravný cyklus trval v závislosti od dopravnej situácii v priebehu dňa asi 2,5 až 3,5 hodiny, čo umožnilo expedíciu a montáž štyroch nosníkov denne.

Záver

Pred realizáciou tohto spôsobu riešenia mostnej konštrukcie sa starostlivo zvážili časové, výrobné, morfologické, prepravné a montážne faktory. Výsledkom tohto detailného skúmania a prijatých riešení bola skutočnosť, že pri akceptovateľných nákladoch sa dodržali časové parametre výroby aj montáže nosníkov, pričom ich prepravou v týchto terénnych pomeroch bolo možné dosiahnuť požadovanú celistvú výrobnú dĺžku v hodnote 38 m. V neposlednom rade bolo prínosom, že verejná doprava sa obmedzila minimálne, a najmä skúsenosti nadobudnuté realizátormi týchto prác – či už v štádiu projektovania, výroby, prepravy, alebo montáže.

Transportation of girders

Selection and control of parameters of the transportation route Horný Hričov – Vrtižer in relation to means of transportation was evaluated from the point of view of distance and construction site accessibility as the most economic as well as the most operative solution in terms of construction needs, while using automobile transport by means of heavy-load vehicles. Route analysis was realized in cooperation with National Motorway Company, Police of the Slovak Republic and company Felbermayr Slovakia, which was selected for securing the transportation. Girder loading and securing was performed by two bridge cranes with the carrying capacity of 40 in Horný Hričov factory. Means of transportation consisted of a hauler, a semi-trailer and a trailer. The first semi-trailer had a stiff frame with a turning platform. The frame was mounted to the loading area through the turning platform in such a way, that dumping in vertical plane around the horizontal axis, perpendicular to the longitudinal axis of the semi-trailer, was enabled. The turning platform, anchored to the loading area, enabled angular rotation of the girder front-end (firmly stabilized within the frame) in that plane, which was parallel with the loading area of this semi-trailer. The second – back-end of the girder – was fixed in the frame that was placed on the trailer loading area through an omnidirectional hinge. The girder served as a connecting element between the semi-trailer and the trailer, which were only connected with hydraulic hoses and electric cables. The trailer was controllable through a cable by means of self-rotating axles. This was performed at min. number of route sectors, for example, when leaving the factory and heading to the road. When passing sector with big curvature radius, the trailer was controlled wirelessly. Obstacles on route Horný Hričov – feeder road to Žilina airport were removed by this. Nearby roundabout with under limit radius was passed through in the opposite direction. Transportation speed at that route sector was max. 20 km/h. Transportation assembly was given exclusion in relation with the motorway sector Žilina airport – Vrtižer and they were allowed to enter the motorway along with escort vehicles with the max. speed of 50 km/h. The last section of the route Vrtižer – construction site SO-207-00 consisted of taking a slip road to construction traffic road and by means of a temporary bridge across river Váh to the construction site. Transportation cycle lasted approximately 2.5 – 3.5 hours during the day, depending upon the traffic, and such a cycle enabled shipping and assembly of 4 pieces of girders per day.

Conclusion

Realization of this kind of bridge construction required a thoroughful consideration of time, production, morphological, transportation and assembly factors. Outcomes of this detailed research and applied solutions stand for the fact, that when handling with acceptable loads, we adhered to production time and girders assembly parameters, while the transportation of girders in these terrain conditions enabled us to reach the solid production length in the value of 38 m, which was required by the construction itself. Last but not least, our contribution is a non-significant limitation of the public during the transportation of girders and particularly the experience, acquired by realizators of these works, either in design, production, transportation or assembly stage.

Progresívne betónové konštrukcie

Zbavte sa nepotrebnej váhy, stĺpov a nosníkov. Zvýšte produktivitu svojich stavieb!

Patentovo chránený, na trhu odskúšaný plochý strop Cobiax vďaka svojej modulárnej, a teda flexibilnej koncepcii ponúka nové výhody zákazníkom a rozhodujúcim spôsobom zlepšuje ekonomiku. Zabezpečte svojim stavebným objektom významnú pridanú hodnotu tým, že stavíte na plochý strop Cobiax, podľa možnosti v začiatočnej projektovej fáze, aby ste ho mohli porovnať s tradičnými plnými stropmi a inými stropnými systémami.



Vyľahčenie mostného nosníka pomocou COBIAX CBCM – E 450 mm, gule uložené v armovacích košoch vo dvoch radoch nad sebou

Zníženie hmotnosti v rozpätí od 2 do 5 kN/m^3 sa dá dosiahnuť použitím dutých gúľ rôznych rozmerov.

V porovnaní s bežnými dutými doskami umožňuje technológia Cobiax biaxiálnu nosnosť. V porovnaní s ostatnými systémami s dutým jadrom (napr. kazetová doska) dosahuje bezprievlaková doska Cobiax statické vlastnosti pevnej dosky. Dizajn pevných betónových dosiek je obmedzený ich neúmerným ohýbaním. Až dodnes sa väčšie priestory dali dosiahnuť iba predpínaním dosiek alebo použitím nosníkov spojených s náročným dizajnom a veľkými konštrukčnými nákladmi. Bezprievlaková doska Cobiax je úspornejšou alter-natívou a spĺňa kritériá ohybu aj pri väčších rozmeroch.

Použitie Cobiaxu nemá pozitívny vplyv len na vstupné investičné náklady budovy, ale taktiež redukuje adaptačné náklady počas jej životného cyklu. Otvorené voľné plochy znižujú adaptačné náklady a umožňujú vyššiu flexibilitu pri využívaní nájomníkmi. Menej stĺpov a absencia nosníkov poskytuje väčšiu voľnosť pri využívaní priestorov.

Výhody plochých dosiek Cobiax

Nespočetné prednosti dosiek Cobiax ocenia všetky zúčastnené strany stavebného procesu.

- **Zníženie váhy**
  - až o 35 % v porovnaní s masívnymi stropmi
  - až o 15 % menej zaťaženia na základy
  - zvýšenie voľnosti pri plánovaní
- **Väčšie rozpätia**
  - rozpätie bez nosníkov až do 20 m
  - rovný podhľad bez prievlakov
  - menej stĺpov až o 40 %
- **Odolnosť proti zemetraseniu**
  - redukcia hmotnosti horizontálnych častí
  - menšie riziko poškodenia
- **Zníženie nákladov**
  - úspora betónu a výstuže betónovej konštrukcie
  - optimalizácia základov
  - lepšie a efektívnejšie využitie priestoru
- **Efektívnosť zdrojov**
  - úspora stavebného materiálu
  - redukcia emisií CO_2 znížením objemu betónu
  - recyklované materiály pre produkty Cobiax

Cobiax – Lightweight solutions in concrete

Principle of the Cobiax flat slab

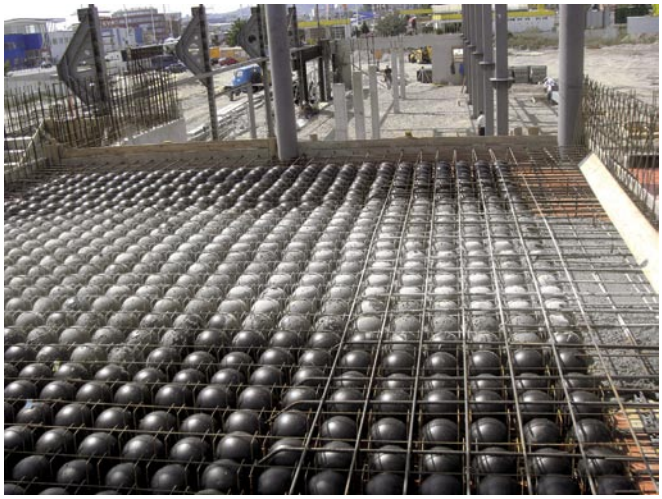
Leave out as much concrete as possible whilst maintaining the full flexural strength of the slab and allowing a bi-axial load transfer. Maintain concrete in the structurally relevant external zones of the cross-section and create as much internal voided volumes as possible.

Materialization of the Cobiax flat slab

Void formers – positioned between the bottom and top reinforcement layers – displace concrete. The resulting dead-load reduction of up to 35% has a positive impact on the whole structure and allows building material savings.

Advantages of the Cobiax flat slab

The numerous advantages of the Cobiax technology lead to an increased value for all stakeholders involved in the design and execution process of concrete structures for buildings.



Zastúpenie pre SR:
Stav contact plus, s. r. o., Stará Vajnorská 4, 831 04 Bratislava
tel.: 02/44 454 002, e-mail: info.slovakia@cobiax.com, **www.cobiax.com**

cobiax®

Martin Moravčík – Libor Vrabec – Jozef Ďugel
– Branislav Kovalík – Petra Bujňáková



Návrh, výroba a testovanie predpätého prefabrikátu pre mostný objekt 207 na diaľnici D1 Sverepec – Vrtižer

Design, Production and Testing of Precast Prestressed Girder for the Bridge 207 on Highway D1 "Sverepec – Vrtižer"

Už tradične sa časť cestných a diaľničných mostov na Slovensku realizuje z prefabrikovaných predpätých nosníkov spriahnutých so železobetónovou doskou. S rozvojom nových materiálov a technológií vznikajú nové typy prefabrikovaných nosníkov, takže rastie možnosť individuálneho konštrukčného riešenia. Pri výstavbe diaľničného úseku D1 Sverepec – Vrtižer sa použil súčasne najdlhší ucelený predpätý I-nosník s kombinovaným predpätím v dĺžke 38,0 m. Hlavným dodávateľom uvedených nosníkov na mostný objekt 207 je spoločnosť Váhostav-Sk – PREFA, s. r. o. Pri vývoji a návrhu nosníka spolupracovali Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline a projekčná firma DOPRAVOPROJEKT, a. s., Liptovský Mikuláš. Príspevok sa zaoberá výrobou a následne experimentálnou a numerickou analýzou predpätého nosníka určeného na spriahnuté mostné objekty.

Traditionally, the major part of highway bridges in Slovakia is realized using the precast concrete technology. The common Slovak precast girders are produced as one element are made of concrete with strength up to 50 MPa and 34 m length. Nowadays, there is an increasing demand for more economic and resisting bridge structures with longer spans. Company Váhostav-Sk – PREFA, I.t.d. as the main supplier of the precast elements on highway bridge 207 in cooperation with University of Žilina and designer company DOPRAVOPROJEKT Inc. Liptovský Mikuláš developed the new precast girder MDP for the span 38 m with combined prestressing. Some experiences from production and results of verifying flexural test with numerical analysis of that girder are presented in this paper.

Základné návrhové parametre nosníka

Predpäté prefabrikované nosníky s typovým označením MDP 38 boli určené na 2. dilatačný celok mostného objektu SO 207 na stavbe diaľnice D1, Sverepec – Vrtižer. Výrobcom nosníkov bol Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov. Nosníky v tvare I so skladobnými dĺžkami 36,0 a 38,0 m sa primárne navrhli ako nosníky realizované v jednom kuse a určené na spriahnuté mostné objekty. Na uvedenom objekte sa navrhla konkrétna osová vzdialenosť nosníkov 1,68 m. Konštrukčná výška nosníkov je 1,90 m, šírka hornej a dolnej príruby je 800 mm, hrúbka steny je 200 mm (*obr. 1*). V nosníkoch sa použilo kombinované predpätie. V dolnej prírube sa umiestnilo 28 vopred predpätých lán a v hornej prírube dve laná. Dodatočné súdržné predpätie sa realizovalo troma 4-lanovými káblami. Predpätie sa zostavilo z lán Ls 15,5/1 800 MPa. Armokoš nosníka sa vyrobil z ocele typu (R) 10 505, nosník sa navrhol z betónu C 45/55 a spriahujúca doska z betónu C30/37. Preukaznými skúškami sa dosiahla optimálna receptúra s použitím 1 680 kg kameniva s veľkosťou zŕn maximálne 16 mm, 480 kg CEM I/52,5R Hranice, s vodným súčiniteľom 0,406 a pridaním 4,5 litra superplastifikátora Stachement 2569.

Nosníky sa po uložení na podpery zmonolitnia priečnikom a spriahnu železobetónovou doskou hrubou 200 mm z betónu C 30/37. Nosník sa navrhol v súlade s návrhovými normami STN 73 6203, STN 73 1251, resp. ČSN 73 6207, pričom sa zohľadnili aj konštrukčné zásady a kvalita betónu podľa ustanovení noriem STN EN 1992-1-1, resp. STN EN 1992-1-2. Výpočet vnútorných síl sa realizoval pomocou programu Nexis 32,na priestorovom modeli spojitej nosnej doskovo-prútovej konštrukcie. Zaťaženie sa uvažovalo v súlade s normou

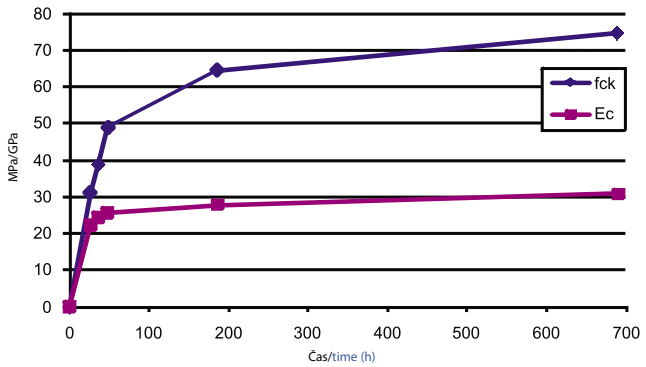
The basic parameters of the bridge girder

The majority of Slovak highway bridges are made of standardized "I" and "T" – shaped precast prestressed girders with cast-in place concrete deck slab. The innovative features allows for spans up 38 m and increasing girder spacing from up to 1.68 m. The girders have a construction depth 1 900 mm, with constant top and bottom flange with 800 mm width. The girder´s cross section is shown in *Figure 1*. The MDP 38 girder has a combined prestressing 28 tendons ∅ 15.5 mm 1 800 MPa with low relaxation (and 2 tendons in top flange) for the pre-tensioning with. The spacing between prestressing strands is 50 mm. The post-tensioning is realised by three cables consists from 4 tendons. Reinforcement wa realised using the steel 10 505 (f_{yk} = 490 MPa). The designed concrete grade of girders is C 45/55. The most optimal recipe was achieved by proving tests and consists of 1 680 kg of gravel aggregate with max. grain size 16 mm, 480 kg CEM I/52.5R Hranice, water-cement ratio 0.406 and 4.5 l of super-fluidifier Stachement 2569.

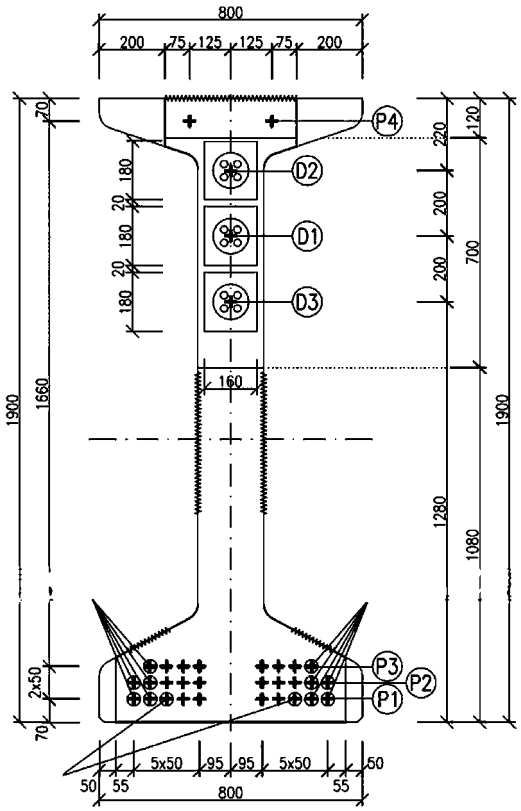
The precast bridge superstructure is built by girder placing on the abutments than the cross beam and reinforcement composite deck 200 mm is concreted. The composite deck is designed from concrete grade C 30/37. The prestressed girder MDP 38 was designed according to Slovak design code STN 73 1251 [1], resp. STN 73 6207 and STN 73 6203 [4]. The FEM computer system "Nexis 32" was applied to determine the load effect to shell-beam continual FE model. To cross-section resisting model the concrete material criteria as concrete cover steel bar distance, etc. was consider according to rules of the European standard STN EN 1992-1-1 [2, 3] in design precedure.

Doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., Žilinská univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135658, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk
Ing. Libor Vrabec, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: k101@vph.sk
Ing. Jozef Ďugel, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: jdugel@vph.sk
Ing. Branislav Kovalík, Váhostav-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: bkovalik@vph.sk
Ing. Petra Bujňáková, PhD., Žilinská univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135699, e-mail: petra.bujnakova@fstav.uniza.sk





Obr. 2 Vývoj modulu pružnosti betónu a pevnosti v tlaku
Fig. 2 The development of modulus of elasticity and compressive strength



Obr. 1 Priečny rez a vystuženie nosníka
Fig. 1 Reinforcement and the cross section of the girder

STN 73 6203, pričom v návrhu sa zohľadnili aj vplyvy konkrétneho nerovnomerného oteplenia, resp. ochladenia konštrukcie, ako aj pokles podpier.

Na základe výberového konania na dodávateľa formovacej techniky sa ako optimálny ukázal komplexný návrh firmy Montostroj, a. s., Senec. Dodávka dvoch kusov oceľových, hydraulicky ovládaných foriem dlhých 80 m so sekcionálne a výkonovo aj frekvenčne riadenou príložnou vibráciou umožnila dosiahnuť plánovaný 48-hodinový takt, takže pri dvoch paralelných formách sa každých 24 hodín vyrobili dva kusy nosníkov.

Company Montostroj, Inc. Senec made the most optimal and complex proposal, by which it was chosen among moulding technique suppliers in the selection procedure. Its supply consists of two pieces of steel and hydraulically controlled moulds with the length of 80 m, with section, power and frequency controlled surface vibration. A planned 48 hour cycle was reached, which means that two parallel moulds manufactured two pieces of girders per 24 hours.

Mechanical and rheological properties of concrete

The properties of concrete were evaluated in preparation stage with special care, since they have a decisive influence on the structural properties of the girder. Another important feature is the time development of the concrete compressive strength that determines the period in which can be started a transfer of prestressing force into the girder. The current practice is implemented time period from 15 to 48 hours after girder concreting. The definitive criteria for the release of prestressing are required minimal compressive strength, modulus of elasticity and the rheological properties of young concrete. Therefore, the concrete properties in time were analyzed. The measurements of concrete strength and modulus of elasticity have been performed at an age 26 – 36 – 48 – 186 hours (7.7 days) and 690 hours (28.7 days). The specimens were either tested in curing room with temperature of 20 ± 2 °C and relative humidity of 80 %. The cube compressive strengths were measured on 150 × 150 × 150 mm specimens. Three specimens were tested at different time and the average value was taken to next analysis. The modulus of elasticity of concrete was measured on specimen 100 × 100 × 400 mm. The modulus of elasticity was measured by static and dynamic test. The total of the 20 prisms were tested. Three prisms were used for measurement of shrinkage. The *Figure 2* shows time development of concrete strength and modulus of elasticity.

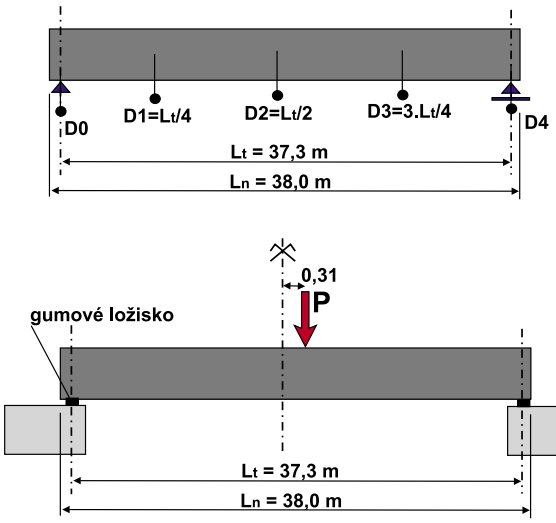
The camber of girder was calculated from real parameters of concrete at important building stage. The Table 2 compares the experimental and calculated values of camber at pre and post - tensioning phase.

Static load test

The MDP 38 prestressed girders was tested using three-point flexure set-up to determine flexural cracking moment and ultimate moment capacity. The test setup is illustrated in the Figure 3. The tested girder was supported by rubber bearings placed on concrete panels. The load force was manually applied using the prestressing compacting

Tab. 1 Počiatočné vzopätia nosníka počas fáz výroby
Tab. 1 Starting cambers of the girder in building phases

Fáza č. Phase No.	Opis fázy/Phase definition	Čas (h) Time (hour)	f_{test} (mm)	f_{model} (mm)	f_{calc} (mm)
1.	transfer predpätia do betónu/prestressing transfer to concrete	48	28,50	26,30	32,15
2.	dodatočné predpínanie káblov/post-tensioning of added tendons	168	50,80	50,16	57,02







Obr. 3 Schéma zaťažovacej skúšky
Fig. 3 The loading test set up

machine. The 60 x 60 x 30 mm rubber pad was placed between the hydraulic jack "PAUL" and the girder to create a distributed contact area. The concrete blocks over the tested girder were used as a counterweight during loading. Such non-traditional set-up was chosen to achieve a high ultimate capacity of the jack (4 000 kN). The load was applied incrementally step by step and monitored using a dynamometer type PROSEQUE.

The prestressing force was recorded by four elastomagnetic sensors, using Projstar system PSS 20. One was located on top prestressing tendon and three were fixed on bottom tendons. The prestressing was controlled permanently, to release (2 days), after post-tensioning (7 days) and before the static load test (14 days).

The concrete strain was recorded at mid span using strain gauges. Three strain gauges were installed on the both sides of the girder at the bottom, in the middle and at the top. Deformation was measured using vertical transducer at quarter span, at mid span and close to the support. Possible settlements of abutments were checked geodetically.

The basic mechanical properties of concrete and prestressing tendons were verified before the static load test. The concrete specimens reached the following vallues:

- mean compressive strength f_{cm} = 44.71 MPa,
- mean tensile strength f_{tm} = 2.23 MPa (derived from fck),
- mean value of modulus of elasticity E_c = 28 989 MPa.

The measured parameters of prestressing strands:

- minimum value of ultimate strength f_p = 1 851 MPa
- minimum value of yield strength $f_{p,0,2}$ = 1 686 MPa
- modulus of elasticity E_p = 189 GPa.

Load steps was realised incrementally with unloading steps at level of the first visible bending crack and predicted Ultimate Limit State (ULS), see the *Table 2*. After each load increment, loading was stopped to record the deformation, concrete strain and check for any visible cracking. At the point of first visible cracks, the load was noted and all cracks were mapped.

Numerical analysis

FE numerical analysis was performed to simulate the previously described bending test. The numerical model of the tested girder was created in computing system ATENA 2D that allows to perform nonlinear finite element analysis of prestressed structures under static loads. The system enables to consider material and geometrical nonlinearities of concrete structures and nonlinear solution principles. The constitutive relations are formulated for the plane stress state. A smeared approach is used to model the material properties for fixed cracks and longitudinal and transversal reinforcement. Prestressing strands are modelled as a discrete element and for all reinforcement was used bilinear stress-strain relationship. The prestressing force applied to the model was reduced considering calculated prestress losses. Concrete is represented by the material model SBETA with characteristic values of compressive strength and modulus of elasticity determined by experimental testing. Perfect bond between concrete and reinforcement is assumed within the smeared concept.

Loading is applied by prescribing vertical displacement at the middle point of the loading plate with constant increments of 0.1 mm. The overall response is recorded at two monitoring points – loading as the reaction at the top point and deflection at the bottom of the girder. The geometry, reinforcement, meshing and configuration of the tested girder are shown in *Figure 4*.

The test results

The results of FEM analysis were compared to results obtained by experimental testing. The maximum value of the camber along longitudinal axis gained immediately after pre-tensioning phase (around 48 hours) was observed and the value of camber after post-tensioning phase (around 168 hours) too, see the *Tab. 1*. Threre can be seen a good coincidence between experimental and theoretical

Mechanické a reologické vlastnosti betónu

V štádiu prípravy výroby sa analyzovali všetky faktory ovplyvňujúce kvalitu a rýchlosť produkcie výroby nosníkov. Rýchlosť ich produkcie ovplyvnil najmä časový limit, v ktorom bolo možné vniesť predpätie od vopred predpätých lán. V súčasnej praxi sa vnesenie predpätia realizuje 15 až 48 hodín, ktoré uplynuli od betonáže nosníka. Rozhodujúcim kritériom na uvoľnenie predpätia z kotevných blokov predpínacej stolice je požadovaná minimálna pevnosť betónu. Ako v súčasnosti ukazuje domáca a zahraničná prax, oveľa dôležitejšími kritériami ako pevnosť betónu, ktorá býva často splnená, sú modul pružnosti a reologické vlastnosti mladého betónu. Preto sa v prípravnej fáze realizovala podrobná časová analýza vlastnosti betónu C 45/55 vyrábaného v spoločnosti Váhostav-SK – PREFA. Testovanie betónu z hľadiska pevnosti a modulu pružnosti sa realizovalo v časoch 26 – 36 – 48 – 186 h (7,7 dňa) a 690 h (28,7 dňa). V každej fáze sa skúšali tri vzorky. Na skúšky pevnosti v tlaku sa použilo 15 kociek s rozmermi 150 × 150 × 150 mm, na skúšky modulu pružnosti 20 hranolov s rozmermi100 × 100 × 400 mm a na meranie zmrašťovania betónu tri hranoly. Modul pružnosti sa meral statickou aj dynamickou skúškou. Niektoré výsledky kontrolných skúšok sú uvedené na *obr. 2*.

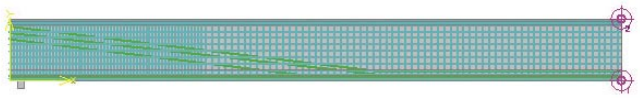
Na základe získaných fyzikálno-mechanických parametrov betónu sa vypočítali vzopätia jednak v súlade s normou EN, jednak na numerickom modeli v systéme ATENA v charakteristických časoch (*tab. 1*). V tabuľke sú uvedené aj vypočítané, aj skutočne namerané hodnoty vzopätia pri oboch fázach predpínania.

Statická zaťažovacia skúška nosníka

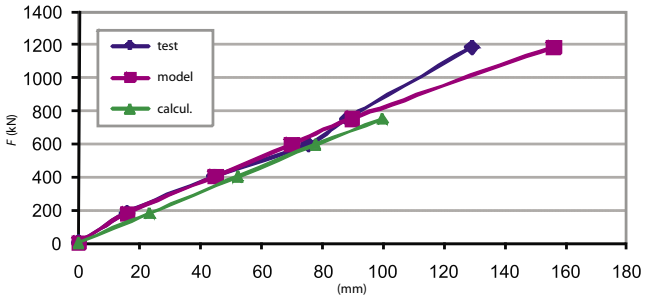
Zaťažovacia skúška nosníka sa realizovala v priestore skládky Váhostav-SK – PREFA. Na spevnenej ploche skládky sa zo železobetónových panelov vybudovala gravitačná opora, ktorá umožnila zaťažiť nosník v strede rozpätia maximálnou silou 1 500 kN. Zaťaženie nosníka sa realizovalo pomocou jedného odkotvovacieho lisu PAUL s kapacitou 4 000 kN a maximálnym zdvihom 225 mm (*obr. 5*). Veľkosť zaťažovacej sily sa kontrolovala pomocou dynamometra Proseque. Pred betonážou skúšaného nosníka sa na štyri vopred predpínané laná osadili EM snímače sily PSS20 od firmy Projstar a od napnutia vopred predpínanej výstuže v linke sa kontinuálne merali sily v lanách. Snímače sa umiestnili na dvoch lanách v spodnom rade, na jednom lane v hornom rade spodnej výstuže a na jednom lane umiestnenom v hornej prírube nosníka. Veľmi podrobne sa kontrolovala napätosť, najmä v čase napínania lán v stolici, ich uvoľnenia (2 dni), pri dopnutí dodatočných káblov (7 dní) a pred samotnou skúškou (14 dní). V strede rozpätia, v troch bodoch po výške prierezu, sa meralo pomerné pretvorenie betónu pomocou presných strunových tenzometrov. Priehyby nosníka sa merali geodeticky a elektronicky.

Tesne pred zaťažovacou skúškou sa overili základné mechanické vlastnosti materiálov skúšaného nosníka. Skúšobné vzorky betónu dosiahli tieto hodnoty:

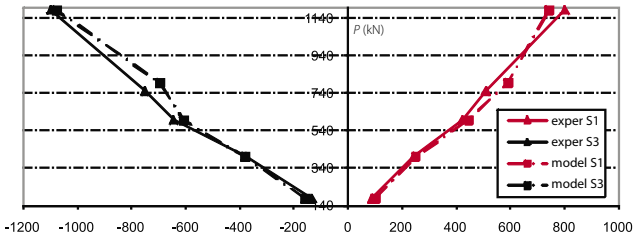
- stredná hodnota pevnosti v tlaku f_{cm} = 44,71 MPa,
- stredná hodnota pevnosti v ťahu f_{ctm} = 2,23 MPa (odvodená z f_{cm}),
- stredná hodnota modulu pružnosti E_c = 28 989 MPa.



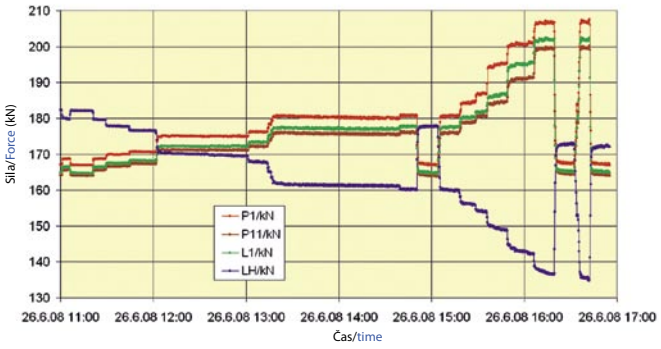
Obr. 4 FEM model predpätého nosníka
Fig. 4 FEM model of the prestressed girder



Obr. 5 Zaťaženie vs. deformácia v $L_{eff}/2$
Fig. 5 Load vs. deformation in $L_{eff}/2$



Obr. 6 Pomerné pretvorenie v tlačených a ťahaných vláknach betónového prierezu v $L_{eff}/2$
Fig. 6 Strain in comressed and tensioned fibres of concrete cross-section in $L_{eff}/2$

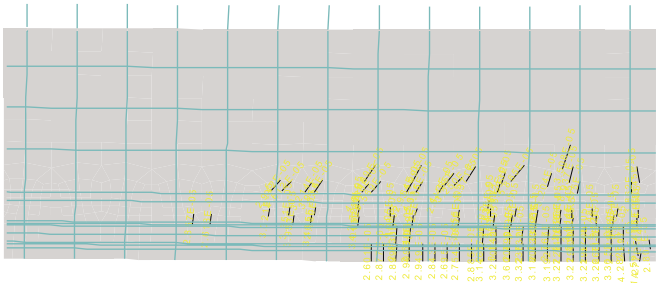


Obr. 7 Vývoj síl v pozorovaných lanách v $L_{eff}/2$
Fig. 7 Development of forces in observed tendons in $L_{eff}/2$

Tab. 2 Charakteristické deformácie nosníka počas zaťažovacích fáz
Tab. 2 Characteristic deformation during the load test

Fáza č. / Phase No.	Opis fázy/Phase definition	Zaťaženie/Load P (kN)	Experiment f_{exp} (mm)	Num. výpočet/Analysis f_{model} (mm)
1.	priťaženie železobetónovou doskou/self-weight of the bridge deck	177,40	15,86	15,97
2.	ostatné dlhodobé a premenné zaťaženie/other dead load and live load [a)]	400,60	44,42	44,94
3.	vypočítaná medza vzniku trhlín/predicted cracking moment	595,70	75,47	70,0
4.	vznik prvej viditeľnej trhliny/the first visible crack	750,00	88,35	89,87
		794,20	–	95,86
5.	vypočítaná medza odolnosti/ultimate girder bending capacity	1 183,2	129,33	156,06

[a)] Použila sa zaťažovacia schéma ZSI v súlade s normou STN 73 6203./Moving load scheme ZSI according to Slovak standard STN 73 6203.





Obr. 8 Rozvoj trhlín
Fig. 8 Crack propagation



Obr. 9 Preprava predpätého nosníka
Fig. 9 T ransport of the precast girder

Predpínacia výstuž sa použila s týmito parametrami:

- minimálna hodnota pevnosti v ťahu f_p = 1 851 MPa,
- minimálna hodnota medze sklzu 0,2, $f_{p,0,2}$ = 1 686 MPa,
- minimálna hodnota modulu pružnosti E_p = 189 000 MPa.

Zaťažovacia skúška prebiehala v piatich zaťažovacích fázach (*tab. 2*), v režime postupného zaťažovania až do medze porušenia. Odľahčenie a opätovné zaťaženie sa vykonalo len na medzi vzniku trhliny a na medzi únosnosti. Pri dosiahnutí oboch medzných štádií sa priťažovanie na hodinu prerušilo, sila sa po celý čas udržiavala pomocou hydraulického čerpadla. Po zistení prvej viditeľnej trhliny sa všetky ďalšie trhliny kontinuálne mapovali.

Numerický model

Nelineárny numerický model sa vytvoril v systéme ATENA, pričom zohľadňuje geometrickú aj fyzikálnu nelinearitu úlohy. Nosník je symetrický vzhľadom na stredovú os, preto sa vytvoril 2D model polovičnej dĺžky nosníka (*obr. 4*). Materiálový model nosníka sa použil

values of starting camber. That proves correct defined the material model of the girder that corresponded with real concrete parameters. Characteristic load vs. midspan deformation curves of girder is shown in the *Figure 5* and *Tab. 2*. As can be seen the predicted relationship of strain courses in fibres of concrete cross-section and tension force increments in the tendons shows a good agreement with the measured structural response, see the *Figure 6, 7*. The typical stiffness reduction in load steps upper the crack stage was not so significant and the short-term load responce of that girder was almost linear.

Cracking of the girders during flexural test was propagated as follows. The first visible crack was noted near the midspan at load level of 750 kN. Additional cracks developed along the span as the load was increased. The real crack propagation and crack map gained from FEM model in the ULS is shown in the *Figure 8*. The critical crack width 0.2 mm was observed on the load level around 1 000 kN that means aproximately 82 % exploitation of cross-section capacity. Recorded spacing of the cracks well coincided with calculated values on characteristic load steps.

Conclusion

The experimental analysis has shown structural behaviour of that girder corresponded to the requirements of design assumptions. The sufficient load carrying capacity was approved and manufactured girder can be reliable useful in practice. No structural destruction had been reached neither the load on predicted resistance level has been acted. Performed FEM model has bee able to simulate the behaviour of real precast girder. This kind of model can be used for development of other commercial types of precast bridge girder in the future. There can be seen a good coincidence between experimental and theoretical values of starting camber, deformations (in $L_{eff}/2$, and $L_{eff}/4$), concrete stranins and forces in tendons.

Precast prestressed bridge girders MDP 38 has been the longest one at Slovakia made as one continual element at present. Transportation and manipulation of the bridge girders during the bulding of 207 on highway D1, "Sverepec – Vrtizer" you can see at the *Figure 9, 10*.

References
[1] STN 73 1251 Design of Prestressed Bridges.
[2] EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules, 2006.
[3] EN 1992-1-2: Design of Concrete structures. Part 2: Concrete Bridges, 2006.
[4] STN 73 6203, Loading on Bridges.
[5] Moravčík, M. – Chandoga – M., Jaroševič, A. and col., "Load Test of Prestressed Girder MDP 38 m". Report. Žilina. 2008.

This research work has been supported by the VEGA agency, 1/0037/09 and 1/0461/10.



Obr. 10 Kladenie nosníkov na piliere (objekt 207)
Fig. 10 Construction of the highway girder bridge 207

SBETA s fixovanými trhlinami s charakteristickými hodnotami tlakovej pevnosti betónu a modulu pružnosti získaných z výsledkov testovania betónových vzoriek. Predpínacia aj betonárska výstuž sa modelovali ako diskrétne prvky s bilineárnym pracovným diagramom. Uvažovala sa dokonalá súdržnosť medzi betónom a výstužou.

Zaťaženie pôsobilo približne v strede podľa schémy nosníka na roznášacej platni s konštantným prírastkom pretvorenia 0,1 mm. Monitorovacie body sa umiestnili vo vrchole na monitoring zaťaženia a naspodu nosnej konštrukcie na monitoring pretvorení. Geometria nosníka, vystuženie, sieť konečných prvkov a monitory sú uvedené na *obr. 4*.

Niektoré výsledky zaťažovacej skúšky

Účelom zaťažovacej skúšky nebolo len overenie teoretických hodnôt vyplývajúcich zo statického výpočtu, ale aj podrobnejšie poznanie správania nosníka s reálnymi vlastnosťami zabudovaných materiálov. Výsledky FEM analýzy sa konfrontovali s výsledkami experimentálnych meraní. Sledovalo sa maximálne vzopätie nosníka vo fáze uvoľnenia vopred predpätých lán zo stolice (asi 48 hodín), ako aj vo fáze po zavedení dodatočného predpätia (asi 168 hodín) (*tab. 1*). Tieto výsledky potvrdili vhodnosť zvoleného numerického materiálového modelu, pretože dobre korešpondovali s reálnym správaním nosníka. Následne aj ďalšie výsledky závislostí zaťaženia a deformácií, ktoré sú uvedené na *obr. 5* a v *tab. 2*, potvrdili dobrú zhodu medzi modelom a overili nosník pri všetkých charakteristických hladinách namáhania. Túto skutočnosť dokumentujú aj výsledky meraní pomerných pretvorení (*obr. 6*) a prírastkov síl v predpínacích lanách (*obr. 7*). Z uvedených obrázkov a porovnaní vidieť, že aj pri krátkodobom zaťažení nad medzu trhlín typická redukcia tuhosti neovplyvnila významnejšie krátkodobé pretvorenia a ich priebeh je takmer lineárny.

Pozoroval a zaznamenal sa aj rozvoj trhlín v nosníku od fázy vzniku prvej viditeľnej trhliny. Tá vznikla asi na úrovni zaťaženia 750 kN, prakticky presne v strednom priereze nosníka. Ďalšie trhliny sa šírili postupne symetricky na obe strany od centrálnej trhliny. Porovnanie vzorky trhlín na reálnej konštrukcii a z FEM modelu na medznej úrovni ULS možno pozorovať na *obr. 8*. Kritická trhlina široká 0,2 mm sa zaznamenala asi na úrovni zaťaženia 1 000 kN, čo predstavuje úroveň zaťaženia pri asi 82-percentnom využití kapacity odolnosti prierezu nosníka. Vzdialenosti medzi trhlinami zodpovedali výpočtovým predpokladom pri jednotlivých úrovniach zaťaženia.

Záver

Nosník vyhovel vo všetkých zaťažovacích fázach, čím sa splnili hlavné ciele experimentálnych meraní a potvrdili sa predpokladané statické pôsobenie nosníka pre prevádzkové zaťaženia, zaťaženie na medzi vzniku trhlín, ako aj zaťaženia na medzi odolnosti. Namerané deformácie, pretvorenia a sily v predpínacích lanách v prierezoch $L_{eff}/2$, $L_{eff}/4$ korešpondovali s výsledkami numerického modelu. Ani pri zaťažení nad predpokladanú medzu odolnosti v strednom priereze nedošlo k deštrukcii nosníka. Zvolený FEM model vhodne simuluje správanie nosníka počas všetkých zaťažovacích fáz a je využiteľný aj na ďalšie podobné aplikácie.

Nosník MDP 38 s kombinovaným predpätím je v súčasnosti najdlhším prvkom na Slovensku vyrábaným v jednom kuse a úspešne sa aplikoval na 2. dilatačnom celku mostného objektu 207 na diaľnici D1 Sverepec – Vrtižer. Prepravu, manipuláciu a kladenie nosníkov na piliere ilustrujú *obr. 9* a *10*.

Literatúra

[1] STN 73 1251 Navrhovanie mostných konštrukcií z predpätého betónu.
[2] EN 1992-1-1: 2006 Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá.
[3] EN 1992-1-2: 2006 Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty.
[4] STN 73 6203 Zaťaženie mostov.
[5] Moravčík, M. – Chandoga, M. – Jaroševič, A. a kol.: Zaťažovacia skúška predpätého nosníka MDP 38 m. Správa. Žilina, 2008.

Tento príspevok vznikol za podpory grantovej agentúry VEGA, úloha 1/0037/09 a 1/0461/10.

VŠETKO PRE MONOLITICKÉ BETÓNY



Bratislava
Bojnická 18/C
831 04 Bratislava
tel.: 02/496 83 900 – 911

Sučany
Hrabiny 31
038 52 Sučany
043/429 32 75

Košice
Magnezitárska 5
040 01 Košice
055/466 56 04

TEBAU

www.tebau.sk

INZERCIA



Milan Dziak

R3 Trstená, obchvat – mosty
R3 Trstená Experessway, By-Pass – Bridges

Príspevok informuje o mostoch, ktoré sa realizovali v období rokov 2008 a 2009 na stavbe obchvatu mesta Trstená. Práce vykonávali pracovníci závodu 06 Prešov spoločnosti Inžinierske stavby, a. s., Košice, v rámci združenia so spoločnosťou Váhostav-SK, a. s., Žilina.

Within years 2008 and 2009 the bridges on the Trstená by-pass construction were realized by the employees of agency 06 Prešov, of the Inžinierske stavby a. s. company. Works were done within the association with the Váhostav-SK a. s. Žilina company.

207-00 Most nad potokom Trsteník a poľnými cestami v km 3,130

Most na trase rýchlostnej komunikácie prekonáva prekážky v širšom údolí, ktorými sú miestny potok Trsteník a dve poľné cesty. Je situovaný v blízkosti poľnohospodárskeho družstva Trstená, v areáli ktorého má svoje chovné hospodárstvo miestne rybárske združenie. Komunikácia na mostnom objekte je v smerovom oblúku polomeru 1 700 m a v konštantnom pozdĺžnom sklone 0,61 %, ktorý stúpa v smere staničenia. Priečny sklon vozovky je konštantný jednostranný 4,0 %. Kategória komunikácie je 11,5/80. Most je trojpoľový šikmý. Dĺžka mosta je 109,8 m.

Geologické pomery celého územia tvoria pieskovce a ílovce. Most sa zakladal hĺbkovo, na veľkopriemerových pilótach s priemerom 620 mm, základové jamy medziľahlých pilierov sa zabezpečili pažením štetovnicovými stenami, krídla krajných opôr sa založili hĺbkovo a tvoria s úložným prahom monolit. Medziľahlé podpery sú železobetónové steny s konzolami úložných prahov. Betón základov je C 25/30 a betón podpier C 30/37.

Nosná konštrukcia sa skladá z dodatočne predpätých prefabrikovaných nosníkov I 96 – 30 m, 10 kusov v každom poli a spriahujúcej železobetónovej dosky C 35/45. Betón nosníkov je C 40/45. Nosníky sa uložili na hrncových ložiskách so zvislou únosnosťou 1 250 kN. Na spodných prírubách sa zabezpečili tzv. kapsami na osadenie ložísk. Tento druh prefabrikátu sa zvolil vzhľadom na veľmi zložitý prístup k stavenisku objektu. Na skládku sa teda priviezli v troch častiach a na vytvorenej spínacej ploche sa spojili súčasne s vovedením predpätia. Predpínalo sa a injektovalo bezprostredne pred kladením. Spína-

207-00 The bridge over the Trsteník river and field roads at km 3,130

The bridge by means of the expressway route overcomes the obstacles, the local Trsteník river and two field roads in the wider valley. It is situated close to the Trstená agricultural farm, in the area where local fish association has its the breeding farm.

The road on the bridge is in the horizontal curve of 1 700 m semi-diameter and in the constant vertical angle of 0.61 %, which rises in stationing direction. Cross angle of the road is constant one-sided of 4.0 %. Category of the road is 11.5/80. The bridge has three spans, and it is slant. The length of the bridge is 109.8m.

From geological point of view sandstones and clays form the whole area. Bridge foundation was deep on large-diameter piles of ∅ 620 mm, foundation pits of intermediate pillars were furnished with sheet pile walls, side boards of abutments are based deeply and create a monolith with the cross beam. Intermediate piles are reinforced walls with the consoles/side arms of the cross beams. Foundation concrete is C 25/30 and pile concrete is C 30/37.

Bearing structure consist of a post-stressed prefabricated beams I 96 – 30 m, 10 pieces in each span and of the the coupled reinforced deck C 35/45. Concrete of beams is C 40/45. Beams are located on the neopot bearings with vertical bearing capacity of 1 250 kN. On the bottom flanges they are furnished with the bags for beam placement. This type of prefabricated element was chosen for a very complicated access to the site of the object. They had been transported to the site in three parts – beads and were hooked along with the inserting of prestress on the created connecting surface.



Objekt 207– ukladanie 2. poľa
Obj. 207 – picture of placing of the 2nd span



Objekt 208 – pohľad na skruž a debnenie trámu pred betonážou
Obj. 208 supporting construction and formwork of the girder before concreting

Ing. Milan Dziak, Inžinierske stavby, a. s., Košice, závod 06 Prešov, Ľubochnianska 7, 080 06 Ľubotice, tel. +421 904 703556, e-mail: dziak.milan@gmail.com



Objekt 212 – pohľad na most zospodu a komunikáciu pod ním
Obj. 212 – the view on the bridge from the bottom and on the road underneath



Objekt 213 – betonáž mostovky. Zmene priečnych sklonov mostovky sa musel prispôsobiť aj postup betonáže.
Obj. 213 – a picture from deck concreting, which shows, that the process of concreting must have been adjusted to the change of cross angle of the deck.

cie plochy na polia 1 a 3 sa vytvorili tak, aby z nich mohol 400-tonový žeriav pokladať nosníky priamo, pri kladení druhého poľa ich musela priviezť súprava vozidiel. Nosníky sa nad podperami tuho priečne spojili priečnikmi. Nad medziľahlými podperami sa vytvoril systém pružnej dosky odseparovaním nosníkov vložením dosák z tvrdeného polystyrénu. Nad krajnými oporami sa priečnik tuho spojil s doskou.

Vozovka na moste má hrúbku 90 mm, s izoláciou z pásov Bitumelit na zapečatený povrch spriahujúcej dosky. Zvodidlový systém na úroveň zadržania H2 sa použil na všetkých mostoch obchvatu. Na pravom okraji mosta sa vyhotovila monolitická rímsa s krycími rímsovými prefabrikátmi. Na ľavom okraji je odvodňovací žľab, vyhotovený pomocou betónovacích vozíkov, zabezpečený ochranným a hydroizolačným náterom. Zábradlie na okraji rímsy aj na okraji žľabu sa metalicky upravilo zinkom hrúbky 100 µm a ochranným náterom – jedným epoxidovým a dvoma vrchnými polyuretánovými nátermi. V súčasnosti sú na moste hotové obidva mostné závery, ale protimrazový klin a prechodová doska sú len pri opore 4. Ukončenie prác na moste očakávame v máji 2010, úpravy potoka Trsteník a poľných ciest pod mostom v septembri.

208-00 Most na III/05942 nad R3 v km 3,584

Most premosťuje budovanú komunikáciu R3 a bude po ňom viesť komunikácia z Trstenej do obce Brezovica. V súčasnosti je pôvodná cesta zrušená, prevedená na obchádzku vybudovanú v rámci stavby a v mieste pôvodnej cesty sa stavia most. Jeho zvláštnosťou je, že počas výstavby sa na popud objednávateľa NDS, a. s., zmenilo konštrukčné usporiadanie mosta z dvojpoľového monolitu dĺžky 53,2 m na jednopoľový monolit dĺžky 30,7 m. Zmena priniesla vynechanie medziľahlej podpery, a tým aj založenie krajných opôr na nižšej úrovni oproti pôvodným. To zároveň spôsobilo potrebu väčšej základovej jamy na každú z opôr spolu s krídlami.

Zakladanie je na pilótach s priemerom 620 mm a stupňovitých železobetónových základoch, a to aj pre krídla, ktoré sa oddilatovali od drieku opory. Drieky opôr sú železobetónové steny výšky 6,2 (1), resp. 8,7 m (2). Rozdiel výšok vyplynul z pozdĺžneho a priečneho sklonu mosta. Mostovka nového mosta je železobetónová monolitická s mohutnými oblúkovými trámami na okrajoch, v ktorých sú po štyroch usporiadané 19-lanové predpínacie káble. Samotná doska monolitickej mostovky je hrubá len 40 cm. Na vytvorenie podpernej skruže sa použil Peiner V 800. Vozovka a príslušenstvo mosta sú zhodné s ostatnými mostmi na trase, len odvodnenie je do odvodňovačov a potrubí. V súčasnosti je mostovka zabetónovaná, predopnutá, pracuje sa na oddebnení a odskružení. Ukončenie predpokladáme v máji 2010.

212-00 Most na R3 nad cestou II/520 v km 4,855

Súčasťou mimoúrovňovej križovatky obchvatu s cestou II/520 sú dva osobité mosty. Jedným z nich je železobetónový monolitický pred-

Prestressing and grouting was done directly before the placing. For the span 1 and 3 connecting areas were created so that the crane of 400 t could place the beams from them directly, for the placing of the second span they should have been delivered by the set of vehicles. The beams above the piles are firmly vertically connected by the cross-girders. The system of flexible deck is created above the intermediate supports by the separation of beams by inserting of decks of tempered polystyrene; the cross-girder is firmly connected with the deck above the abutments.

Pavement on the bridge is 90 mm thick with the insulation from Bitumelit stripes on the sealed surface of connecting doka. The Cremsbarrier system of safety fencing for the level of H2 restraint was used on all bridges of the by-pass. On the right edge of the bridge there is a monolithic cornice with the prefabricated coating cornice prefabricated elements. On the left side there is drainage gutter, created by traveling forms, with protective and hydro insulating. Hand rail at the cornice edge as well as on the edge of a gutter has metal coating of zinc 100 µm thick and protective coating 1× epoxy and 2× upper polyurethane. At present both bridge closures are finished, but the antifreeze key and approach slab only at the pile No. 4.

The completion of the works on the bridge is expected in May 2010, adjustments of the Trsteník river and field roads under the bridge are expected to be finished in September.

208-00 The bridge on the road III/05942 above the R3 expressway at km 3.584

The bridge was built over the R3 expressway. The road leading from Trstená to the Brezovica village will be conducted across the bridge. At present the original road is cancelled, and it is converted to the traffic diversion built within the construction and the bridge is built in the place of the original road. A specific feature of the bridge is the fact that during the construction, the structural form/setout of the bridge from the two span monolith of 53.2 m length was changed to one span monolith of 30.7 m length, based on the instructions of the client, the NDS, a. s. company. The change has brought the omission of the intermediate support and placing of abutments on a lower level as well, as they were before. It caused the need for a bigger foundation pit for each of the supports together with the side boards.

The foundation is on piles of ∅ 620 mm thick and on step reinforced foundations, for the side boards also, which are dilated from the shaft of the support. The shafts are reinforced walls of 6.2 (1) or 8.7 m (2) height; the difference of the heights came from the vertical and cross slant of the bridge.

The deck of a new bridge is reinforced monolithic with the massive arch girders on the edges, in which 19-prestressed cables are organized in 4. The monolithic bridge deck is only 40 cm thick. For building of scaffolding Peiner V 800 was used. Pavement and



Objekt 214 – deň betonáže spriahujúcej dosky
Obj. 214 morning in the day of concreting of the connecting slab

pätý trojpoľový most, ktorý má dĺžku 66,4 m, ale je široký až 19,3 m. Dôvodom je skutočnosť, že na moste sú okrem dvoch jazdných pruhov komunikácie R3 aj dva odbočovacie pruhy na vetvách križovatky.

Rovnako ako ostatné mosty aj tento sa hĺbkovo založil na pilótach s priemerom 620 mm, má železobetónové základy, z ktorých oba medziľahlé sa budovali čiastočne pod ochranou štetovnicovej steny, a stenové medziľahlé piliere. Sú po dva na každej podpere. Mostovka sa budovala na podpernej skruži. Stojky skruže boli z PIŽMA, nosníky z oceľových zváraných I-profilov. Prierez mostovky je dvojtrám s výškou 1 100 mm, tvorený oblúkovo vyklenutým prostredným vybratím a asymetrickými konzolami. Na okraji ľavej konzoly je odvodňovací žľab, na okraji pravej je monolitická rímsa. Pre takto navrhnutý priečny rez sa debnenie mostovky vytvorilo pomocou drevených ramien a nehobľovaných dosák s šírkou 10 cm na zraz. Po zaarmovaní a vytvorení káblových trás s ponasúvanými lanami sa prikročilo k nepretržitej betonáži mostovky betónom C 35/45 v objeme 800 m^3. Príslušná pevnosť betónu na predpínanie sa dosiahla už po štyroch dňoch.

Vozovka a príslušenstvo mosta sú rovnaké ako na ostatných mostoch, dilatácie s pohybom 60 a 80 mm, na každej z podpier sú štyri hrncové ložiská so zvislým zaťažením od 1 500 do 5 500 kN. V ľavom krídle na opore č. 1 sa vytvorila šachta na zachytenie vody z odvodňovacieho žľabu a odvedenie do kanalizácie komunikácie R3. Most je v prevádzke.

213-00 Most na R3 nad železničnou traťou a poľnou cestou v km 5,095

Je to druhý z osobitých mostov na križovatke. Je zvláštny tým, že má veľmi šikmé kríženie s prekážkou – 60,44^g, pričom dĺžka mosta v osi kríženia je 22,7 m, ale šírka sa mení od 16,66 do 24,76 m. Na krajnú oporu č. 1 sa totiž pripája jedna z vetiev križovatky. V oblasti mosta prebieha rozhranie priečnych spádov z trasy R3 a vetvy križovatky.

Most sa založil hĺbkovo, na pilótach s priemerom 620 mm. Spodnú stavbu tvorí dvojica krajných opôr, ktoré sa vybudovali ako členené železobetónové presypané opory, a medziľahlá podpera. Tú tvorí dvojica železobetónových stien na spoločnom základe. Súčasťou krajných opôr je geomúr tvorený lícnymi prefabrikátmi spojenými s blokom zeminy s tuhými HDPE geomrežami.

Nosná konštrukcia je železobetónová monolitická doska, vystužená vnútornou nesúdržnou predpínacou výstužou. Priečny rez je plný, doskový, s hrúbkou 800 mm, presne sledujúci spády na povrchu vozovky. Na oboch stranách sú konzoly, na ktorých sú odvodňovacie žľaby. Nad krajnými oporami sú koncové priečniky podopierajúce mostné závery. Mostovka sa budovala na skruži, ktorá umožnila usporiadať krajné opory. Usporiadanie priečnych a pozdĺžnych sklonov mostovky sa vykonalo podložením z reziva upraveného zhobľovaním do potrebných tvarov. Súčasne s armovaním sa do mostovky

bridge equipment are identical with other bridges on the way, only drainage is conducted to water separators and ducts.

At present the deck is embedded in concrete, prestressed, and removing of the formwork and scaffolding is being done. These works are expected to be finished in May 2010.

212-00 The bridge on the R3 expressway above the II/520 road at km 4.855

Grade-separated interchange of the by-pass with the road II/520 is a part of two individual bridges. One of them is a reinforced monolithic prestressed three span bridge, which is 66.4 m long and 19.3 m wide. It is because there are also two turning lanes on the branches of the interchange except the two lanes of the R3 road.

As other bridges, this one also has deep foundations on piles of ∅ 620 mm thick, it has reinforced foundations, both intermediate of which were built partly under the protection of a sheet pile walls and it has wall intermediate pillars. There are two on each support. The deck was built on the supporting construction. The scaffolding stanchions were built of PIŽMO, the beams of the steel welded I-profiles. Cross-section of the deck is a double-girder 1 100 mm high that consist of an arch bulging central removal and asymmetric consoles. On the edge of a left console there is a drainage gutter, on the edge of a right one there is a monolithic cornice. By reason of such proposed cross-section the formwork of the deck was created with wooden stiffening truss and rough boards 10 cm wide on the joint. After armoring and creating of cable ways with ropes the 800 – cubic continuos concreting of a deck by the C 35/45 concrete was done. The concrete was firm enough for the pre-stressing even after 4 days.

Pavement and equipment of the bridge are the same as on the other bridges, dilatations with the movement of 60 and 80 mm, pot bearings of 4 pieces on each of the supports with vertical load from 1 500 to 5 500 kN. Similarly, as on the object 207, on the support No. 1 on the left side board there is a shaft for the water capture from the drainage gutter and for its conducting to the sewerage of the R3 road. The bridge is open.

213-00 The bridge on the R3 road above the railway and the field road at km 5.095

It is the second of the specific bridges at the interchange. Its specificity lies in its slant crossing with an obstacle – 60,44^g, when the length of the bridge in the axis of crossing is 22,7 m, but its width is variable from 16.66 to 24.76 m. It is because one branch of the interchange is connected to the abutment No. 1. In the area of the bridge there is a boundary- line of cross falls from the R3 route and the branch of an interchange.

The bridge has deep foundation on piles of ∅ 620 mm thick. The lower structure consist of a pair of abutments, which are built as reinforced garbled supports and of intermediate support, which consist of a pair of reinforced walls on the same foundation. Geo-wall consisting of facial prefabricates connected with the block of earth with firm HDPE geo-grate is the integral part of abutments.

Bearing construction is a reinforced monolithic deck armed by the inner incohesive prestressing reinforcement. The cross-section is full, deck, 800 mm thick strictly following the falls on the pavement. On both sides there are consoles with drainage gutters. Above the abutments there are ending cross beams supporting the bridge closures. The bridge deck was built on the Doka scaffolding Staxo, usage of which allowed the arrangement of abutments. Arrangement of a cross and longitudinal slants of a deck was done by the underlay from the timber adjusted by planning to the shapes needed. Together with the armouring the cables of a incohesive prestressing reinforcement were inserted into the deck, the course of which was assured by welding of a specific vice appliance. After the concreting of the deck similarly as on the obj. 212 the monolithic drainage gutters were put in concrete on the supporting construction. After prestressing and concreting of the closure walls the embedding of bridge dilatations was done.

vložili káble nesúdržnej predpínacej výstuže, ktorých priebeh sa zabezpečil privarením osobitne pripraveného zámočníckeho výrobku. Po zabetónovaní mostovky sa na podpernej skruži zabetónovali aj monolitické odvodňovacie žľaby. Po predopnutí a dobetónovaní záverných múrikov sa realizovali mostné dilatácie.

Ďalšou zvláštnosťou boli rozmery mostných záverov. Šikmosť kríženia a napojenie vetvy križovatky spôsobili, že mostný záver na opore č. 3 bol dlhý 23,1 m a na opore č. 1 dokonca 31,2 m. Vznikli tak problémy pri výrobe, preprave a realizácii dilatácií. Šachty na odvedenie vody sú na oboch krídlach krajnej opory č. 1, vozovka a príslušenstvo sú rovnaké ako na ostatných mostoch. Most je v prevádzke.

214-00 Most na R3 nad potokom Bratkovčík a poľnou cestou v km 6,047

Posledným z mostov na trase obchvatu je dvojpoľový predpätý most, uložený na jednej medziľahlej podpere a dvoch krajných oporách. Most je v pôdorysnom oblúku, v priečnom konštantnom sklone 2,50 %. Ide o most z predpätého betónu z pozdĺžnych, vopred predpätých prefabrikovaných nosníkov IST 96 – 24 m, spriahnutých železobetónovou monolitickou doskou. Zakladanie opory č. 1 a podpery č. 2 je hĺbkové na pilótach, opora č. 3 sa založila plošne. Krajné opory sa presypali s geomúrmi. Na opore č. 1 je v krídle šachta na odvedenie vody z rímsového žľabu.

Po uložení nosníkov (v priečnom smere 13) na elastomérne ložiská sa zabetónovali priečniky a spriahujúca doska s hrúbkou 170 mm. Odvodňovací žľab na pravom okraji sa vyhotovil na betónovacom vozíku, monolitická rímsa vľavo sa zabezpečila profilovanými zvislými rímsovými prefabrikátmi RP 75. Vozovka a príslušenstvo sú zhodné s príslušenstvom použitým na ostatných mostoch. Most je tiež v prevádzke.

Všetky prefabrikované prvky, teda nosníky a rímsovky pre mosty, dodala firma Prefa Kysak. Skúsenosťou z tejto stavby bude najmä mimoriadne dlhá zima na Orave, spojená so snehom a dažďom, a málo pekných dní aj počas letnej sezóny.

Proportions of the bridge closures are another specific feature. The slant of a crossing and line up of the interchange branch caused that the bridge closure on pile No. 3 was 23.1 m long and on the pile No. 1 it was even 31.2 m long. It caused the problems during the production, transport and assembly of dilatations. The shafts for water conducting are situated on both side boards of abutments No. 1, pavement and equipment are identical with those on other bridges. The bridge is open.

214-00 The bridge on the R3 road above the Bratkovčík river and field road at km 6.047

The last one of the bridges on the by-pass route is a two span, pre-stressed bridge placed on one intermediate support and two abutments. The bridge is in ground plan arch, in a cross constant angle of 2.50%. It is built of a prestressed concrete of longitudinal pre-stressed IST 96 – 24 m beams connected by reinforced monolithic slab. Foundation of the support No.1 and support No. 2 is deep on piles, support No. 3 is based flatly. Abutments are as on the obj. 213 garbled with geo-walls. At support No. 1 there is a shaft in a side board for the water conducting from the cornice gutter.

After placing of beams, 13 of which are in the cross direction, on elastomeric bearings, the crossbeams and connecting slab 170 mm thick were put in concrete. Drainage gutter on the right edge was built by concreting traveling form, monolithic cornice on the left is built with RP 75 vertical profiled cornice pre-fabricated elements.

Pavement and equipment are identical with the equipment used on the other bridges. The bridge is open as well.

All pre-fabricated elements, thus the beams and cornice pre-fabricated elements for the bridges built by the Inžinierske stavby company were supplied from the Prefa Kysak. On this construction we experienced extremely long winter on the Orava region accompanied with snow and rain and very few nice days also during the summer season.

Montostroj a. s. Senec

Poľná č.4, 903 01 Senec, Slovenská republika
Tel.: +421 2 402 099 53, Fax: +421 2 459 240 77
e-mail: montostroj@montostroj.sk
www.montostroj.sk



Forma nosníka rýchlodráhy Paríž – Amsterdam (L = 36 m)
Výrobca formy: Montostroj, a. s., Senec
Výrobca betónového nosníka: BETONSON (NL)



Betónovací vozík
Výrobca formy (bet. vozíka): Montostroj ,a. s., Senec
Zákazník: Inžinierske stavby, a. s., Košice

Profil akciovej spoločnosti

Akciová spoločnosť Montostroj Senec vznikla po transformácii štátneho podniku Montostroj Bratislava. Pôvodná štruktúra štátneho podniku pozostávala z riadiaceho ústredia generálneho riaditeľstva a samostatných závodov s uzavretým okruhom účtovníctva a hospodárskeho výsledku. Samostatné závody boli rozmiestnené po celom území SR: Bratislava, Senec, Kolárovo, Žilina a Košice. Po transformácii štátneho podniku sa vytvorili samostatné právne subjekty so zápisom do obchodného registra ako štátne podniky.

Montostroj Senec sa začiatkom roka 1992 pretransformoval na akciovú spoločnosť, v ktorej bol jediný vlastník Fond národného majetku (FNM). V priebehu roku 1994 FNM vyhlásil verejnú súťaž na predaj akcii Montostroj Senec a spoločnosť bola sprivatizovaná. S rozpadom domáceho trhu rástol podiel zahraničných odberateľov, hlavne zo západnej Európy. Dnes tvorí podiel exportu 90 až_95% objemu výroby a zákazníci oceňujú vysokú kvalitu a dodržiavanie termínov výroby.
Zo 140 výrobných pracovníkov akciovej spoločnosti je 80 držiteľov zváračského preukazu. Tí pravidelne vykonávajú skúšky vo vlastnej zváračskej škole podľa DIN 18 800 časť 7 ods. 6.2 a DIN 15 018. Montostroj, a. s., je držiteľom zváračského osvedčenia TÜV.
Na kvalitu vyhotovených zvarových konštrukcií dozerajú zvárací inšpektori zo zváračského ústavu SLV v Berlíne. Od roku 2010 firma Montostroj, a. s., splnila podmienky certifikácie podľa STN EN ISO 9001 a získala certifikáty kvality SK 9001 – 010/2009-I a SK 3834-039/2009-I.

Predmet podnikania a. s.:

- **výroba formovacej techniky a najnáročnejších atypických debnení pre výstavbu mostov, viaduktov, veží veterných elektrární...**
- **výroba ťažkých oceľových konštrukcií (nadrozmerných) vrátane externých montáží**
- **časti technológie pre cementárne, panelárne, pórobetónky, energetiku, výrobu hliníku a iné**



Forma na výrobu mostných nosníkov typu I 2000 (L 80 m)
Výrobca formy: Montostroj, a. s., Senec
Zákazník: Váhostav – SK, Horný Hričov



Kruhové debnenie na výrobu segmentov pre stĺpy veterných elektrární
Výrobca debnení: MONTOSTROJ a.s. Senec
Výrobca kruhových bet. segmentov: ENERCON (DE)

INZERCIA

Miroslav Maťaščík – Katarína Táborská – Peter Ďuriš





Mestská estakáda v Považskej Bystrici
In-town Flyover in Považská Bystrica

V súčasnosti finišuje výstavba technicky veľmi náročného mostného diela Mestská estakáda v Považskej Bystrici, ktorého investičná a projektová príprava, ale aj realizácia prešli mnohými zložitými štádiami. Príspevok sa pokúsi pripomenúť kontroverznú históriu tohto mosta a tiež opísať výsledné riešenie.

Úvod

Mestská estakáda v Považskej Bystrici je dominantným objektom posledného úseku slovenskej severojužnej diaľnice D1 medzi mestami Bratislava a Žilina. Tento „mostný" variant vedenia diaľnice D1 cez mesto Považská Bystrica bol počas projektovej prípravy stavby často konfrontovaný s tunelovými variantmi a vo všetkých posudkoch domácich aj zahraničných expertov bol vyhodnotený ako najvhodnejší.

Historia projektu

Od prvých minút práce na projekte mosta mal projektant jednoznačný zámer budovať jeho nosnú konštrukciu technológiou vysúvania. Dôvodom bola snaha v minimálnej miere zasiahnuť do života mesta výstavbou mosta. Hlavná výrobňa mala byť „schovaná" na vŕšku Šibeničník a nosná konštrukcia sa mala bez ďalších pomocných prvkov vysúvať na podperách smerom k Váhu. Tomuto zámeru sa prispôsobilo trasovanie diaľnice aj vedenie nivelety v úseku mosta.

Mestská estakáda je svojou dĺžkou 968,73 m najdlhším mostným dilatačným celkom na Slovensku. Návrh tejto dĺžky vyplynul z už spomínaného zámeru použiť na realizáciu nosnej konštrukcie technológiu vysúvania. Tento technologický postup vyžaduje v celom premosťovanom úseku súvislú konštrukciu, preto bola dĺžka mosta limitovaná polohou výrobne nad Šibeničníkom a poslednou premosťovanou prekážkou – riekou Váh. Poloha koncov mosta, a tým poloha mostných záverov bola priaznivá aj z hľadiska zaťaženia centrálnej časti mosta hlukom.



Obr. 1/Fig. 1

These days the construction of technically very difficult bridge works, the "in-town flyover" in Považská Bystrica, the investment and design preparation, but also the construction of which had undergone many difficult stages, is nearing its final completion. The article will try to retrace the controversial "history" of this bridge as well as to describe the way it was finally built.

Introduction

The "in-town flyover" in Považská Bystrica is a dominant structure of the last section of the Slovakian north-south D1 motorway connecting Bratislava, the capital city of the SR, with the town of Žilina. During the project design preparation stage this "bridge" variant of routing the D1 motorway through the town of Považská Bystrica was confronted many times with the "tunnel" variants and it was stated to be the best – the preferred – variant in all assessment reports issued by Slovak as well as foreign experts.

History of the project

Since the first minutes of the bridge design work the designer's intention was clear – to construct the bridge superstructure by the "incremental launching" construction method.

The reason was the ambition to "annoy the life in the town" by the bridge construction in the minimum possible extent. The main plant was to be situated on the Šibeničník hill and the bridge superstructure was to be incrementally launched without additional auxiliary equipment on piers in the direction toward the *Váh* river. The motorway horizontal as well as the vertical alignment within the bridge section was adjusted to suit this plan.

With its length of 968.73 meters, this in-town flyover (viaduct) is the longest construction (dilatation) unit bridge structure in the Slovak Republic. The proposal of this length resulted of already mentioned intention to construct the bridge superstructure by the incremental launching construction method. This technology requires continuous structure within the whole section to be bridged and so the bridge length was limited by the location of the plant above the Šibeničník hill and the last bridged obstacle, the Váh river. The location of bridge ends, meaning also the location of expansion joints, was favorable also from the point of view of negative impact on the bridge central part due to the noise.

The bridge is a 10-span structure and the generous length of its main spans is 122 m. The spans length, and therefore also the position of piers, were limited by the main obstacles to be bridged – the newly-constructed roundabout in the city centre, the Mošteník brook, the "Okružná" street, the railway tracks and the Váh river. The location of piers was influenced by the endeavor to minimize the demolishment of the existing buildings and structures as well.

The in-town flyover is the first motorway bridge in the Slovak Republic, the superstructure of which is carrying the full (four-lane dual-carriageway) motorway profile and which is supported, in the transverse direction (crosswise), only by means of one bridge pier. The main load-carrying member of bridge superstructure was supposed

Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04 a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291535, e-mail: matascik@alfa04.sk
Ing. Katarína Táborská, Alfa 04 a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291244, e-mail: taborska@alfa04.sk
Ing. Peter Ďuriš, Doprastav, a. s., Mlynské Nivy 70, 826 38 Bratislava, tel.: +421 2 53412601, e-mail: peter.duris@doprastav.sk

Most má 10 polí a jeho hlavné polia majú veľkorysé rozpätie 122 m. Rozpätia polí, a teda aj polohy podpier boli limitované hlavnými premosťovanými prekážkami – novobudovanou okružnou križovatkou v centre mesta, potokom Mošteník, Okružnou ulicou, železničnou traťou a riekou Váh. Umiestnenie podpier taktiež ovplyvňovala snaha minimalizovať asanáciu existujúcej zástavby.

Mestská estakáda je prvým diaľničným mostom na Slovensku, ktorého nosná konštrukcia nesie celý diaľničný profil a nosnú konštrukciu v priečnom smere podopiera iba jedna podpera. Hlavným nosným prvkom nosnej konštrukcie mala byť mohutná komora. Mostovku po oboch stranách komory mali podopierať šikmé tyčové vzpery, ktoré mali v podhľade mosta tvoriť priehradový nosník a popri statickej funkcii spoluvytvárať aj zaujímavý neštandardný „dizajn" tohto mosta (*obr. 1*). Vnútri komory by boli umiestnené ďalšie tyčové ťahadlá, ktoré by zabezpečovali prenos síl do závesov. V pozdĺžnom smere sa mala nosná konštrukcia hlavných polí niesť systémom závesov kotvených v siedmich pylónoch. Pylóny a závesy mali byť umiestnené v jednej rovine v osi diaľnice. Toto konštrukčné riešenie v kombinácii s už spomínaným veľkým rozpätím polí malo zabezpečiť, že do profilu mesta pod estakádou bude osadené minimum novej hmoty a nezatarasí sa tak priehľad pod mostom. Takisto by to umožnilo do plne nevyužiteľného priestoru pod mostom preložiť štátnu cestu I/61, a tým odľahčiť centrum mesta od automobilovej dopravy.

V rámci prípravnej fázy tendra na zhotovovateľa tohto diela vznikali rôzne nové koncepcie mestskej estakády v réžii firiem, ktoré sa o túto stavbu uchádzali. Zámerom alternatívnych riešení bolo navrhnúť konštrukciu, ktorá by mala nižšie stavebné náklady a ktorá by sa dala postaviť rýchlejšie.

V ďalšej časti článku opíšem dve riešenia, ktoré pripravila spoločnosť Alfa 04 a. s. Jedno z nich sa stalo podkladom tendrovej ponuky víťazného združenia, ktoré stavbu realizuje.

Varianty koncepcie mosta

Už v dokumentácii pre územné rozhodnutie (DUR) bola jedným zo základných predpokladov koncepcie mosta realizácia nosnej konštrukcie technológiou vysúvania. Túto myšlienku sme preto opätovne rozvíjali počas prípravy alternatívneho návrhu mosta v rámci tendrového konania. Vysúvanie konštrukcie s rozpätím poľa 122 m má však svoje materiálové limity. A keďže sme zavrhli variant s pomocnými podperami (museli by sa umiestniť do križovatky a tiež do toku Váhu a ich konštrukcia s výškou až 34 m by bola veľmi nákladná), do úvahy prichádzala iba oceľová konštrukcia, resp. spriahnutá konštrukcia (oceľové hlavné nosníky, betónová mostovka). Vysoká cena oceľovej ortotropnej mostovky však definitívny výber spriahnutej (oceľ – betón) nosnej konštrukcie uľahčila.

Analyzoval sa variant spriahnutej nosnej konštrukcie vysúvaný bez pomocných podpier, ale s pomocou vyvesovania konštrukcie cez montážnu vežu. Najprv sme zvažovali štandardnú kombináciu montážnej veže a dlhého výsuvného nosa. Úspornejším sa nakoniec ukázal neštandardný variant, v rámci ktorého by sa v štádiu vysúvania použil definitívny pylón so závesmi, montážna veža a krátky výsuvný nos (*obr. 3*).

Keďže v čase prípravy tohto riešenia sa cena ocele na svetových trhoch pohybovala nepríjemne vysoko, hľadali sme riešenia, ako tento variant dostať do prijateľných cenových medzí. Zásadným rozhodnutím pri hľadaní úspor bol návrh realizácie betónovej mostovky. Osvedčená technológia betonáže mostovky pomocou betónovacích vozíkov sa v našom prípade javila ako cenovo neprijateľná vzhľadom na neštandardnú konštrukciu vozíka (celý diaľničný profil) a nevyhnutnosť nasadenia – berúc do úvahy požadované tempo výstavby – väčšieho počtu vozíkov. Preto sme zvolili postup, v rámci ktorého by sa ako stratené debnenie použili prefabrikované rebrové železobetónové dosky, ktoré by sa po dobetónovaní monolitickej časti dosky a spriahnutí s oceľovou konštrukciou stali súčasťou nosného prierezu mostovky.

Nosná konštrukcia mala byť v tomto variante riešenia zavesená na siedmich pylónoch vysokých 20 m prostredníctvom systému zá-



Obr. 2/Fig. 2

to be a huge box girder. The bridge deck along the both sides of box girder was to be braced by means of skew struts, which should form in the bridge view an open-web (lattice) girder and were supposed, in addition to the function of statics, to form also an interesting atypical "appearance" of this bridge (*Fig. 1*). There would be additional tie rods positioned inside the box girder, which would be providing for the transfer of forces into stay cables. In the longitudinal direction the main spans superstructure was supposed to be stayed by a system of stay cables (stays) anchored in 7 pylons. The pylons and the stays were to be positioned in one level within the motorway centre line. This structural design in combination with already mentioned large length of spans were to ensure that there will be a minimum of the "new mass" erected in the town's profile under the flyover and thus the view-through under the bridge would not be heavily obstructed. It would also enable to relocate the I/61 national road into the non-utilizable area under the bridge and relieve thus the city centre from the vehicular traffic.

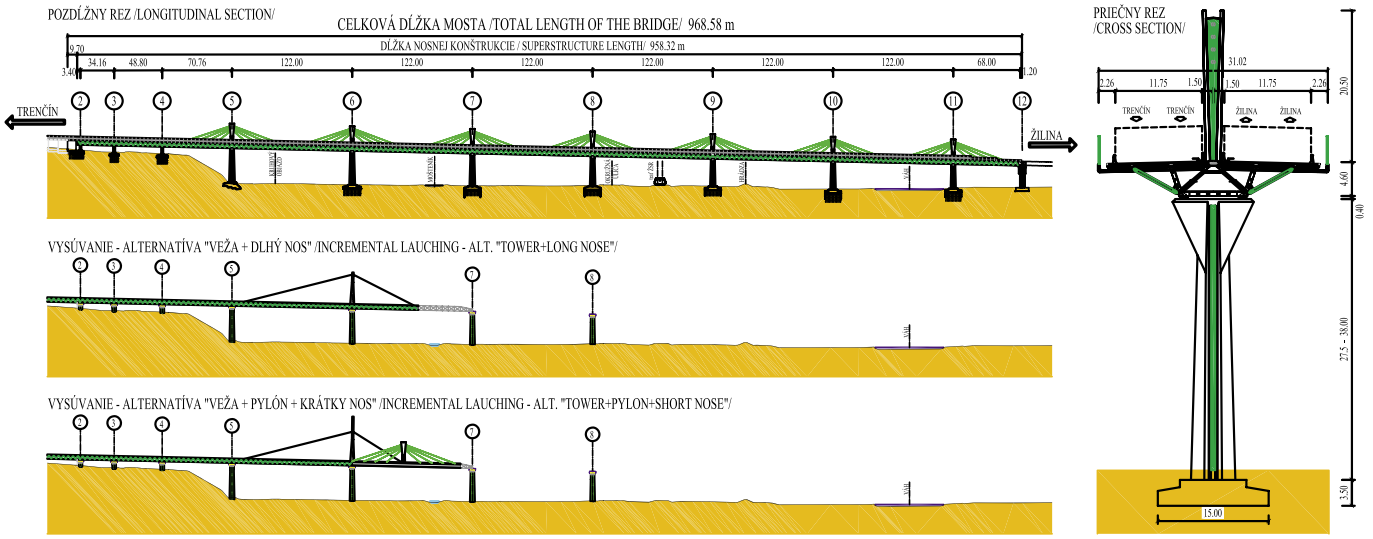
During the preparatory stage of the tender for the contractor of these works, a number of new different concepts of this in-town flyover were emerging from the desktops of companies competing for this contract. The objective of these alternative conceptual designs was to design a structure, the cost of construction of which would be lower and the time of construction of which would be shorter.

In the following part of this article I will describe two solutions, which were prepared by the joint-stock company Alfa 04. One of them became the basis for the bid of the consortium thaw won the tender and which had implemented the works.

Bridge concept variants

As I have already mentioned, one of the basic preconditions of the bridge concept was the construction of bridge superstructure by the "incremental launching" construction method. Therefore we have, during the preparation of the bridge alternative design within the tender proceedings, started to promote this idea again. However, to launch a structure with span length of 122 m, has its limits from a material point of view. And since we have discarded the variant with auxiliary piers (it would be necessary to situate them within the roundabout area as well as the Váh river bed), the only possible solutions that could be considered were the steel structure or the composite structure (steel main girders, concrete deck). But the high cost of steel orthotropic bridge deck had made the final selection – the composite (steel-concrete) bridge superstructure – easier.

We have analyzed the variant of composite bridge superstructure launched without auxiliary piers, but aided by staying the structure through the erection tower. The first we have considered the standard combination of the erection tower and long extendable nose. Eventually the more cost effective variant showed to be the non-standard variant, when the final pylon with stays, the erection tower and the short extendable nose would be used in the stage of launching (*Fig. 3*).



Obr. 3/Fig. 3

vesov, ktoré by boli umiestnené v osi mosta. Spodnú časť pylónov mal tvoriť oceľový plášť spriahnutý s betónovou výplňou, hornú časť mala tvoriť oceľová skriňa, v ktorej by boli ukotvené závesy. Výška pylónu mala zabezpečiť efektivitu vyvesenia a mala tiež ovplyvniť aj výsledný „dizajn" mosta. Po oboch stranách mosta sú totiž protihlukové steny a pylóny s vejárom závesov ako dominantné pohľadové prvky mosta sa za nimi nesmú strácať. Spodnú stavbu mosta by tvorili štíhle elegantné podpery, ktorých tvarovanie by vyniklo predovšetkým pri večernom osvetlení (*obr. 1*).

Opísaný variant mestskej estakády sa nám v čase jeho vzniku javil ako elegantné riešenie z hľadiska architektúry aj spôsobu realizácie a priaznivé ukazovatele spotreby materiálu ho posúvali do polohy atraktívnej aj pre budúceho zhotovovateľa. Výsledné rozhodnutie o tom, že sa opísaný koncept estakády nakoniec nepoužil, ovplyvnili dve skutočnosti – práve kulminujúca vysoká cena ocele a požiadavka na extrémne krátky čas výstavby estakády, ktorú nebolo možné zabezpečiť ani takou progresívnou technológiou, akou je vysúvanie.

Aby mohla byť splnená požiadavka vybudovať mestskú estakádu za 22 mesiacov, musel projektant siahnuť po technológii, ktorá by umožnila súčasne budovať nosnú konštrukciu mosta na viacerých úsekoch. Takouto technológiou je letmá betonáž, avšak zabezpečiť požadovaný čas výstavby bolo možné iba súbežným nasadením 14 betónovacích vozíkov a zmenou koncepcie realizácie mosta.



Obr. 4/Fig. 4

Since at the time of preparing the design of this bridge the cost of steel on the world markets was unpleasantly high, we were searching for solutions how to get this variant within the acceptable cost limits. The principal decision at searching for savings was the design of construction of concrete bridge deck. In our case the proven method of concreting the bridge deck by using the form travelers seemed to be unacceptable, from the cost point of view, because of the non-standard form traveler construction (the full motorway profile) and the necessity, considering the required rate of progress of construction works (shortness of time to execute the works), to employ a larger number of form travelers. Due to these reasons we have opted for the method, when precast ribbed reinforced-concrete slabs, which after concreting the cast-in-situ part of the deck slab and jointing with the steel structure would become the integral part of the bridge deck bearing cross section, would be used as the permanent formwork.

In this design variant the bridge superstructure was supposed to be suspended on seven 20 m high pylons by means of a system of stay cables, which would be situated within the bridge centre line. The lower part of pylons was to be formed by steel sheathing jointed with the concrete fill and the upper part was to be formed by steel box, inside of which the stay cables would be anchored. The pylon height was supposed to ensure the staying effectiveness and was supposed to influence the final bridge "appearance" as well. There are namely the noise barriers situated along the both sides of the bridge, and the pylons with the fan of stays as the dominant architectural elements of the bridge may therefore not be vanishing behind them. The bridge substructure would be formed by slim elegant piers, the shape of which would be standing out above all at the night illumination (*Fig. 1*).

At the time of its origination the described variant of in-town flyover appeared to us as an elegant solution both, from the architecture, as well as the construction method points of view, and the favorable indices of materials consumption were shifting it into a position attractive also for the future contractor. The final decision with regard to the fact that in the end the above described flyover (viaduct) concept was not used, was influenced by two matters – right at that time culminating high cost of steel and the requirement to construct the flyover in extremely short time, which it was not possible to ensure even by means of so progressive construction method as the "incremental launching" is.

In order to meet the requirement to construct the in-town flyover in 22 months, the designer had to resort to the method that would enable to construct the bridge superstructure at various sections at the same time. Such method is the "free cantilever" construction method, but to ensure the required construction period was possible only by simultaneous employment of 14 concreting form travelers and by changing the bridge construction concept.

Stručne zrekapitulujem základné body tejto koncepcie:

- pôvodná konštrukcia tvorená dvoma dilatačnými celkami sa nahradila konštrukciou fungujúcou ako jeden dilatačný celok,
- ako podpery sa použili zdvojené steny (*obr. 8*), ktoré zabezpečujú stabilitu vahadla počas celého času jeho výstavby bez potreby pomocných podpier,
- pôvodná priamopásová dvojkomorová nosná konštrukcia sa nahradila jednokomorovou konštrukciou premennej výšky,
- pôvodná 4-etapová betonáž nosnej konštrukcie sa nahradila betónovaním nosnej konštrukcie vcelku.
- výška pylónov sa upravila na 14 m,
- pôvodných 18 káblov typu extradosed na každom vahadle bolo nahradených 8 káblami,
- pôvodné ukotvenie závesov v pylónoch sa nahradilo sedlami so zarážkou, čím sa zvýšila účinnosť závesov.

Realizované technické riešenie

Nosná konštrukcia estakády je spojitý 10-poľový nosník s celkovou dĺžkou 958,32 m s rozpätiami polí 34,16 + 48,80 + 70,76 + 6 × 122,00 + 68,00 m (*obr. 6*). Nosnú konštrukciu tvorí mohutná komora vysoká 4,70 až 6,00 m, mostovkovú dosku širokú 30,40 m nesúcu celý profil diaľnice podopierajú prefabrikované železobetónové tyčovými vzpery (*obr. 9*). Nosná konštrukcia je z dodatočne prepätého monolitického betónu C 45/55. V osi konštrukcie je umiestnený systém externých káblov extradosed (ED), ktoré sú vedené cez sedem pylónov s výškou 14 m. „Vejár" externých káblov sa skladá z ôsmich radiálne usporiadaných káblov (37 s priemerom Ls 15,7/1 860), ktoré nad pylónom vedú v sedle so zarážkou zabraňujúcou prekĺzavaniu káblov.

Spodnú stavbu estakády tvoria dva typy podpier. Podpery pod pylónmi majú výšku až 34,00 m a tvorí ich dvojica perforovaných stien komplikovaného tvaru, ktorý zohľadňuje nielen vysoké nároky na estetiku diela, ale aj požiadavky súvisiace s technológiou výstavby nosnej konštrukcie. Tvar podpery a prvky, ktoré v sa ňom dočasne zabu-



Obr. 5/Fig. 5

I will briefly summarize the principal features of this concept:

- the initial structure formed by two construction units was substituted with the structure acting as single construction (dilatation) unit;
- twin walls (*Fig. 8*), which ensure the stability of balanced cantilever during the whole period of its construction without the need for auxiliary piers, were used as piers;
- the initial double-cell box-section superstructure of constant depth was substituted with single-cell superstructure of variable depth;
- the initial multistage concreting of bridge superstructure was substituted with concreting of superstructure en block (in one go);
- the pylons height was adjusted to 14 m;
- the initial 18 extradosed cables on each balanced cantilever were substituted with 8 stay cables;
- the initial anchorage of stay cables in pylons was substituted with saddles with anchor pins, resulting in increased effect of stay cables.

ALFA 04

Vykonávame komplexnú projektovú a konzultačnú činnosť v oblasti dopravných stavieb. Hlavné činnosti spoločnosti zahŕňajú všetky stupne prípravy, projektovania, posúdenia a implementácie Projektu, počínajúc realizáciou rôznych prieskumov, prípravou všetkých stupňov plánovacej, prípravnej a projektovej dokumentácie a končiac výkonom Autorského a Stavebného dozoru v priebehu stavby.

Najvýznamnejšie ocenenia, ktoré získali naši projektanti:

Most Apollo cez rieku Dunaj v Bratislave
- Cena "European Award for Steel Structures" od "European Convention for Constructional Steelwork (ECCS),
- OPAL Award od The American Society of Civil Engineers,
- Cena primátora hlavného mesta SR Bratislava,
- Cena prof. Faltusa,

Cena "Stavba roka 2006"

Rekonštrukcia mostu cez rieku Dunaj medzi mestami Štúrovo – Ostrihom
- Cena STU v rámci "Stavba roka 2002",
- 2. Cena Českej a Slovenskej spoločnosti pre oceľové konštrukcie

Diaľnica D1 Mierová – Senecká / mosty
- Cena Slovenského zväzu stavebných inžinierov "Inžinierska stavba roka 2004"
- „Najlepšia betónová konštrukcia 2003-2004"

Estakáda Pustý hrad
- 1. Cena Národného komitétu fib

Diaľnica D1 Skala – Nemšová /most cez rieku Súčanka
- 2. Cena Národného komitétu fib

Diaľnica D1 Estakáda "Sverepec"
- Cena Slovenského Zväzu Stavebných Inžinierov "Inžinierska stavba roka 2006"

„I shall either find a way or I shall create it" Hannibal

We are providing comprehensive designing and consulting services in the field of traffic-related constructions. Main activities of the company involve all stages of preparation, designing, assessment and implementation of Project, starting with carrying out and processing of different surveys, elaboration of all stages of planning, preliminary and design documentations and ending with Designer's and Engineer's supervision during construction.

The most important prizes obtained by our staff members:

Bridge Apollo over the river Danube in Bratislava
- European Award for Steel Structures – from European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)
- OPAL Award - from The American Society of Civil Engineers
- Award of Major of the City of Bratislava
- Award of Professor Faltus
- Award "Construction of the Year 2006"

Reconstruction of the bridge over the Danube between Štúrovo – Ostrihom
- Award of STU within "The Project of the year 2002"
- 2nd prize of Czech and Slovak association for steel structures

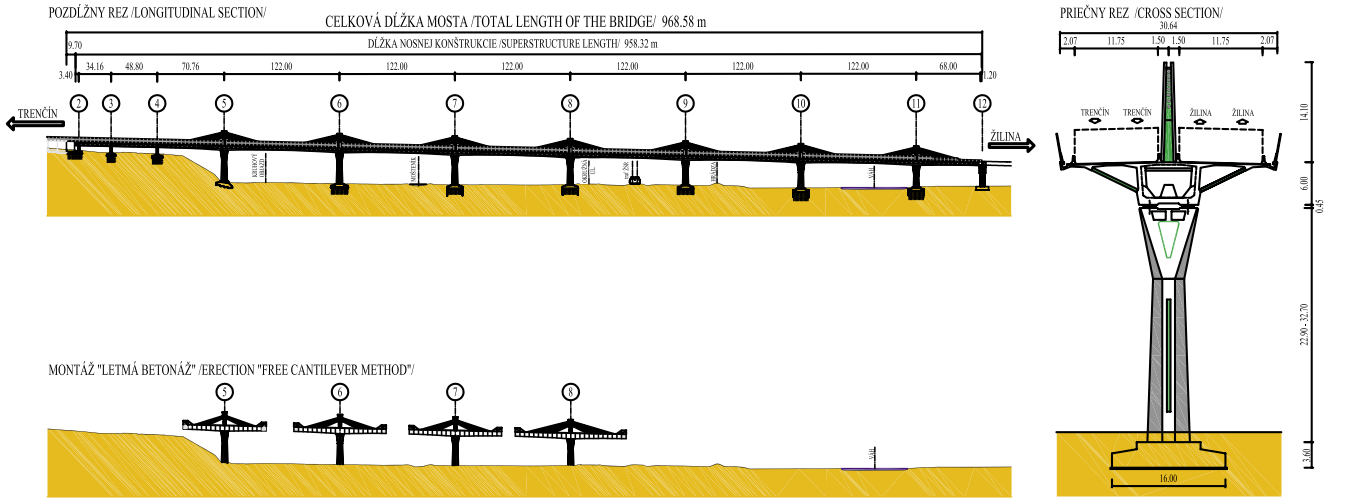
Motorway D1 Mierová – Senecká / bridges
- "Civil Engineering Project of the Year 2004"
- Award of the Slovak Federation of Civil Engineers – The Best concrete "Works Days 2004"

The Pustý hrad Flyover
- 1st Award of the FIP National Committee

Motorway D1 Skala – Nemšová / bridge over Súčanka river
- 2nd Award of the FIP National Committee

Motorway D1 Flyover "Sverepec"
- Award of the SZSI Civil Engineering structure of the year 2006

INZERCIA



Obr. 6/Fig. 6

dovali, umožnili veľmi efektívne (a aj efektne) riešiť dva neuralgické problémy vo výstavbe nosnej konštrukcie, a síce spôsob realizácie zárodku nosnej konštrukcie a stabilizáciu vahadla počas výstavby nosnej konštrukcie. Realizovaný tvar podpier umožnil budovať zárodok aj celé vahadlo bez potreby pomocných podperných veží. Debnenie zárodku podopierali dva oceľové nosníky ukotvené v hlavici podpery (obr. 2), vahadlo bolo počas výstavby stabilizované uložením konštrukcie na štyri ložiská na každej pylónovej podpere (*obr. 4*). Požadovaný stupeň bezpečnosti bol zaistený dočasným pripnutím nosnej konštrukcie do podpier pomocou predpínacích tyčí.

Vo vizuálne oddelenej časti estakády na kopci Šibeničník, kde je nosná konštrukcia vedená nízko nad terénom, sú umiestnené dve stenové podpery a krajná opora neštandardného tvaru. V ich tvare sa zopakovali niektoré motívy z tvaru hlavných podpier. Všetky podpery sa založili na mikropilótach, okrem podpery 5, ktorá sa založila plošne. Ich základové škáry sa umiestnili veľmi plytko, čím sa docielilo, že boli prevažne nad hladinou spodnej vody, čo značne zjednodušilo práce na zakladaní aj realizácii základových dosiek. Výrazne sa tým zjednodušilo paženie základových jám.



Obr. 7/Fig. 7

The implemented engineering design

The flyover superstructure is a continuous 10-span girder with the overall length of 958.32 m, with spans length 34.16 + 48.80 + 70.76 + 6 × 122.00 + 68.00 m (*Fig. 6*). The superstructure is formed by huge box girder with the depth varying from 4.70 up to 6.00 m, the 30.40 m wide deck slab carrying the full (four-lane dual-carriageway) motorway profile is braced by means of precast reinforced-concrete bar struts (*Fig. 9*). The bridge superstructure is constructed of grade C 45/55 post-tensioned cast-in-situ concrete. There is a system of external extradosed (ED) stay cables situated within the structure centre line, which are routed through 7 pylons with the height of 14 m. The "fan" of external cables consists of 8 radially arranged stay cables (37 ∅ Ls15.7/1860), which are routed above the pylon inside a saddle with the anchor pin, which prevents the cables from slipping.

The flyover substructure is formed by 2 types of piers. The piers under pylons are 34.00 m high and they are formed by a pair of perforated walls of complicated shape, which takes into account the high demand for the works aesthetics but takes into consideration also the requirements related to the bridge superstructure construction method. The pier shape and the elements, which were temporarily inbuilt in it, enabled very effectively (and fancily as well) to deal with two neuralgic problems with regard to the superstructure construction, namely the superstructure starter section (hammerhead) construction method and the stabilization of balanced cantilever during the superstructure construction. The implemented shape of piers enabled to construct the hammerhead as well as the whole balanced cantilever without the need for auxiliary supporting towers. The hammerhead formwork was supported with two steel girders anchored in the pier cap (*Fig. 2*), the balanced cantilever was stabilized during the construction by means of placing the structure on 4 bearings on each "pylon" pier (*Fig. 4*). The required level of safety was provided for by temporary fastening of bridge superstructure to piers by means of prestressing bar anchors.

The 2 wall-shaped piers and the abutment of non-standard shape are situated in visually separated part of the flyover on the Šibeničník hill, where the bridge superstructure is situated close to the ground. Certain motifs from the shape of the "main" piers are repeated in their shape. All piers are founded on micropiles, with the exception of pier N°5, the foundations of which are constructed in form of spread (shallow) foundations. The bottoms of piers foundations were situated very shallow, by means of which it was achieved that the foundations were situated mostly above the groundwater table, which considerably simplified the works related to the construction of foundations as well as the spread footing. It resulted also in significant simplification of foundation pits sheeting.

Due to the already described reasons, the bridge superstructure was constructed mostly by the "free cantilever" construction method (7 balanced cantilevers over the piers N°5 – 11), the two spans on the Šibeničník hill and the end part with the cross-bean at the pier N°12

Nosná konštrukcia sa z už opísaných dôvodov budovala prevažne technológiou letmá betonáž (sedem vahadiel nad podperami 5 – 11), dve polia na kopci Šibeničník a koncová časť s priečnikom pri podpere 12 sa budovali na statickej skruži (*obr. 5*). Každé vahadlo tvoria zárodky dĺžky 9,76 m, 2 × 11 lamiel dĺžky 4,88 m a zmonolitňujúca lamela. Lamely sa betónovali naraz v celom profile nosnej konštrukcie mosta a predpínali sa už po 24 hodinách po betonáži. S cieľom dosiahnuť potrebné pevnosti betónu pri predpínaní a moduly pružnosti betónu obmedzujúce deformácie nosnej konštrukcie počas výstavby sa vyvinula špeciálna betónová zmes so zníženým obsahom vody, zvýšeným podielom väčších frakcií kameniva a vyšším obsahom cementu.

Vzhľadom na požadované extrémne tempo výstavby (jedna lamela za 8 až 9 dní) sa v lamelách, v ktorých sú kotvené ED káble, vynechali otvory v hornej doske, do ktorých sa až dodatočne dobetónovali bloky na kotvenie ED káblov. Dodatočne sa tiež betónovali diagonálne tyčové ťahadlá, ktoré sa do trámov a kotviaceho bloku ukotvili predpínacími tyčami. Prenos síl z hornej dosky cez trámy, dolnú dosku a diagonálne ťahadlá do kotvy ED káblov je analogický ako pri väčšine zavesených mostov so strednou rovinou závesov.

ED káble dodala firma Dywidag. Každý z týchto voľných káblov je zložený z 37 lán, ktoré vedú cez sedlo pylónu (*obr. 7*). V úseku prechodu cez sedlo sa z lán odstránil ochranný obal a zainjektovali sa, čím sa zabezpečil prenos nevyrovnaných síl v ED kábloch do pylónu. Do nosnej konštrukcie sa ED káble ukotvili rektifikovateľnými kotvami DynaGrip. Opísané konštrukčné riešenie ED káblov umožňuje ich výmenu.

Vysoká tuhosť nosnej konštrukcie zabezpečuje veľmi malý únavový rozkmit v ED kábloch (maximálne 25 MPa), maximálne napätie v týchto kábloch neprekračuje 60 % medze pevnosti lán.

Horná doska nosnej konštrukcie je v priečnom smere predopnutá 4-lanovými káblami, ktoré majú striedavo na jednom konci pasívnu a na druhom konci aktívnu kotvu.



Obr. 8/Fig. 8

were constructed on the stationary falsework (*Fig. 5*). Each balanced cantilever is formed by the starter section (hammerhead), 9.76 m long, 2 × 11 4.88 m long segments and the monolithing segment. The segments were concreted in one go within the whole bridge superstructure cross section and they were prestressed already after 24 hours after concreting. A special concrete mix with reduced volume of water, increased share of larger-size fractions of aggregate and higher content of cement, was developed in order to achieve the required concrete strength at prestressing and the required modulus of elongation of concrete limiting the deformations of the bridge superstructure during the construction.

In view of the required extreme rate of progress of construction works (1 segment in 8 – 9 days) there were openings left out in upper deck in segments, in which the ED cables are anchored, into which the blocks for anchoring the ED cables were concreted only additionally. Additionally concreted were also the diagonal tie rods, which were anchored in girders and anchor block by means of prestressing bar anchors. The transfer of forces from the upper deck through girders, the lower deck and the diagonal tie rod into the





Obr. 9/Fig. 9

Statické pôsobenie mosta sa počas výstavby viackrát mení. Všetky zmeny statického pôsobenia sa museli zohľadniť v návrhu ložísk. Niektoré ložiská až štyrikrát menia svoju funkciu, preto je ich konštrukčná skladba atypická. Použili sa štandardné hrncové ložiská doplnené neštandardnými konštrukčnými prvkami. Zmeny funkcie ložísk sú zabezpečené použitím pomocnej spodnej kĺznej dosky a blokov striedavo uvoľňujúcich a fixujúcich hornú a dolnú kĺznú rovinu ložiska.

Po zmonolitnení celej nosnej konštrukcie bude mať most po štyroch pevných ložiskách na podperách 7 a 8, čo spoľahlivo zabezpečí prenos vodorovných síl vplyvom teploty, vetra, nevyrovnaných trecích síl v ložiskách a náhodilého zaťaženia.

Pred začatím výstavby nosnej konštrukcie sa vybetónovala skúšobná lamela v mierke 1 : 1, na ktorej sa overila realizovateľnosť niektorých prác, predovšetkým osadzovanie betonárskej a predpínacej výstuže a spracovateľnosť betónovej zmesi. Testovali sa parametre betónu, meralo sa hydratačné teplo počas a po betonáži a napokon sa vykonala zaťažovacia skúška únosnosti priečneho rezu konštrukcie (merania vykonali firmy Projstar a VUIS – Mosty).

Realizácia mosta prebehla bez zásadných problémov a v rekordne krátkom čase. Predovšetkým tempo výstavby nosnej konštrukcie (jedna lamela za 8 až 9 dní) bolo obdivuhodné a znesie porovnanie s podobnými stavbami kdekoľvek na svete. Popri dobrej organizácii práce a obetavom prístupe k tejto náročnej úlohe zo strany realizačného združenia k tomu určite prispeli aj niektoré už spomínané neštandardné projektové riešenia, a to najmä:

- tvar podpier a ich konštrukčné riešenie so štyrmi ložiskami, ktoré umožnilo budovať vahadlá bez pomocných podpier (pri výške až 34 m nad terénom došlo k značnej úspore materiálu pomocných podperných veží),
- výstavba zárodku nosnej konštrukcie pomocou nosníkov zabudovaných v hlavici podpier,
- betonáž lamely v celom profile,
- dodatočná montáž a kotvenie káblov extradosed.

Záver

Projekt mosta vypracovalo projektové zduženie Alfa 04, Bratislava – SHP Brno, stavbu realizuje združenie Doprastav, Bratislava – Skanska DS, obstarávateľom stavby je Národná diaľničná spoločnosť.

Mestská estakáda bola otvorená v máji 2010. Dnes sa už mesto Považská Bystrica pýši novou dominantou, slovenskí (aj českí) mostári dielom, ktoré má svetové parametre, a motoristická verejnosť sa konečne dočkala skompletizovania diaľnice medzi Bratislavou a Žilinou.

anchorage of the ED cables is analogous as in case of the majority of cable-stayed bridges with the mid level of stay cables.

The ED cables were supplied by the company Dywidag. Each of these external stay cables is formed by 37 strands which are routed through the pylon saddle (*Fig. 7*). In the section of passage through the saddle the strands were stripped of the protective sheathing and they were grouted, by means of which the transfer of unequal forces inside the ED cables to the pylon was provided for. The ED stay cables are anchored to the bridge superstructure by means of adjustable DynaGrip anchorages. The above described constructional solution of ED cables enables their replacement.

The high rigidity of bridge superstructure ensures very small fatigue amplitude in ED cables (max. 25 MPa); the maximum stress in these cables does not exceed 60 % of the strands ultimate (breaking) strength.

In the transverse direction the upper slab of bridge superstructure is prestressed by means of 4-strand cables, which are alternately provided with dead-end (passive) anchorage at one end and stressing (active) anchorage on the other end.

During the construction the bridge static effects change a number of times. All changes in the static effects had to be taken into account in the design of bridge bearings. Some bearings had changed their function as many as 4-time, and that is the reason why their structure is atypical. Standard pot bearings complemented with non-standard structural elements were used. The changes in bearings function are provided for by using the auxiliary lower slide plate and blocks alternately releasing and fixing the bearing upper and lower slide level.

After uniting the whole superstructure into one unit by in-situ-concreting the bridge will have 4 fixed bearings on each of piers 7 and 8, which will reliably ensure the transfer of horizontal forces due to the temperature, the wind, uneven friction forces in bearings and due to the live load.

A test segment in scale 1 : 1, on which the viability of certain works, the first of all the placement of concrete steel reinforcement and prestressing tendons and the workability of concrete mix had been tested, had been concreted before the commencement of construction works on the bridge superstructure. The concrete parameters had been tested, the heat of hydration during and after concreting had been measures, and finally the loading test of structure cross section load-bearing capacity had been performed.

The bridge construction was executed without any serious problems and in record-breaking time. Admirable was above all the rate of progress of construction works on the bridge superstructure (1 segment in 8 – 9 days) and it can proudly be compared with similar works wherever in the world. In addition to good works organization and dedicated approach to this demanding task from the side of the implementing consortium it was certainly aided also by some of already mentioned non-standard design solutions, particularly by the:

- shape of piers and their design concept with 4 bearings, which enabled to construct the balanced cantilevers without auxiliary piers (at the height of as high as 34 m above ground level it brought substantial savings in materials that would be needed for the construction of auxiliary supporting towers);
- construction of the superstructure starter section (hammerhead) by means of girders inbuilt in the piers cap;
- concreting of superstructure segment in the whole cross section;
- additional installation and anchorage of extradosed stay cables.

Conclusion

The bridge design was elaborated by the designing consortium "Alfa 04 Bratislava – SHP Brno", the construction works were carried out by the consortium "Doprastav Bratislava – Skanska DS", the contracting authority is the National Motorway Company Bratislava.

The "in-town flyover" was opened to traffic in May 2010. Today the town of Považská Bystrica already "prides" itself by the new dominant, the Slovak (and also the Czech) bridge-designers and bridge-builders by the work that has parameters comparable with the world most famous bridges, and the motorists have finally got the completed motorway enabling them to travel without any constrains from Bratislava to Žilina.

Novinka v produktovom rade KG 2000



Spoločnosť Gebr. Ostendor – OSMA zpracování plastů, s. r. o., prichádza na český trh s novinkou v produktovom rade KG 2000. Ide o rozšírenie tohto produktového radu o rozmer DN 400.

KG 2000 Polypropylen® je moderný vyspelý systém kanalizačných rúr a tvaroviek, určený najmä na exponované miesta a na výstavbu kanalizácie v náročných podmienkach, kde treba počítať s hĺbkou uloženia až 8 m. Zároveň spĺňa všetky štandardy budúcnosti aj podmienky na ochranu prírody. Kanalizačné rúry a tvarovky KG 2000 Polypropylen® sa vyrábajú z polypropylénu (PP). Vyznačujú sa hladkou homogénnou stenou s vysokou kruhovou tuhosťou, vďaka čomu sú predurčené na uloženie v zemi v miestach s vyššími vrcholovými tlakmi, ako sú diaľnice, extrémne hĺbky uloženia či oblasti s vysokou hladinou podzemnej vody. Vzhľadom na zosilnenú homogénnu stenu rúr a tvaroviek KG 2000 Polypropylen® sa hodnota ich kruhovej tuhosti rovná SN 8. Systém preto nachádza svoje uplatnenie napríklad pri zakladaní stavieb vo veľkomestskej zástavbe a v centrách miest. Tesnosť spojov systému pri pretlaku aj podtlaku zabezpečuje tesniaci element s viacerými ostriami, ktorý je vybavený napínacím ostrím (zabraňuje vnikaniu nečistôt medzi tesnenie a stenu rúry), vymedzovacím ostrím (fixuje pozíciu zasunutej rúry), stieracím ostrím (odstraňuje zvyšky nečistôt zo zasúvaného konca rúry) a hlavným ostrím (zabezpečuje dlhodobé utesnenie spoja). Kanalizačný systém KG 2000 Polypropylen® je podľa DIN 8078 odolný proti kyslým odpadovým vodám s hodnotou pH 2 až po alkalické vody s hodnotou pH 12. Vzhľadom na vysokú húževnatosť materiálu – polypropylénu – je celý systém vrátane tesniacich elementov dlhodobo odolný teplotám do 100 °C. Vysoká vrubová húževnatosť a nízka povrchová drsnosť (0,001 mm) má veľký význam pre hydraulické vlastnosti kanalizačného systému KG 2000 Polypropylen®. Všeobecne platí, že čím nižšia je povrchová drsnosť, tým vyššie môže byť prietokové množstvo; stena rúry nepodlieha korózii ani erózii, takže takmer nie je možná tvorba usadenín. Kanalizačný systém KG 2000 Polypropylen® je inertný k podzemným aj splaškovým vodám. Každá z jeho častí je plne recyklovateľná, prípadne sa dá spáliť za vzniku vody a oxidu uhličitého.

Dovoľte, aby sme vás pozvali na návštevu nášho stánku na medzinárodnej vodohospodárskej výstave VODOVODY A KANALIZÁCIE, ktorá sa koná 25. až 27. mája 2010 v Brne.

Na tomto veľtrhu sa budú prezentovať všetky naše tohtoročné novinky, ako sú napríklad knižničné prvky pre AutoCad, ArchiCad, TechCon OSMA CAD (moderný grafický a výpočtový program na návrh a spracovanie projektov vnútorných odpadov vrátane knižničných prvkov systémov OSMA) a ďalšie, ktoré sa priebežne zverejňujú na našom webe www.kanalizacezplastu.cz. Zároveň sa v našom stánku budete môcť zúčastniť na súťaži PRIDAJTE SA K OSMA TÍMU. Viac informácií sa dozviete na našich webových stránkach alebo priamo v našom stánku.

Jan Garai
Gebr. Ostendorf – OSMA zpracování plastů, s. r. o.

OSMA®

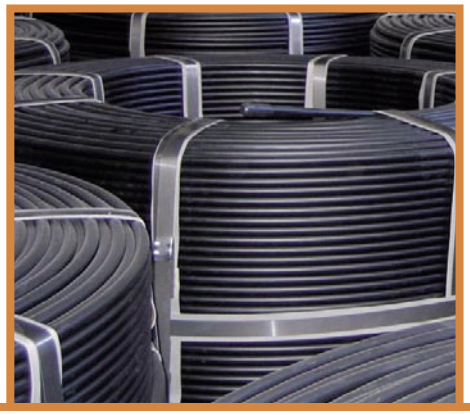
TRIOSTRAND, spol. s r. o.
Čáčovská 309, 905 01 Senica
Mobil: +421 905 159 725
Fax: +421 34 6510 616
e-mail: triostrand@triostrand.sk
www.triostrand.sk

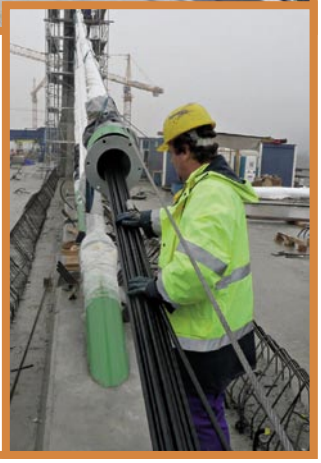


TRIOSTRAND, spol. s r.o., sa špecializuje na poplastované oceľové laná typu MONOSTRAND a závesné extradosedové káble na mosty a estakády pre všetky prepínacie systémy (DYWIDAG-Systems, VSL, Projstar a pod.). Spoločnosť vznikla v roku 1996 a počas jej pôsobenia sa vo firme vytvoril stabilný tím odborníkov so špecializovaným know-how. Dokážeme operatívne vyriešiť požiadavky zákazníkov a naplniť kritériá požadovanej kvality i rýchlosti výroby.

Referencie
Teší nás, že sme získali dôveru mnohých významných slovenských i medzinárodných spoločností, ktoré vo svojich projektoch využili naše produkty. Oceľové poplastované a antikorózne laná sme vyrobili a dodali napríklad pre:

- Diaľničný most Podtureň, na stavbe D1 Liptovský Mikuláš – Važec
- D1 Horná Streda – Nové Mesto nad Váhom
- D1 Mierová – Senecká, Bratislava
- D1 Ladce – Sverepec
- D1 Važec – Mengusovce
- D1 Sverepec – Vrtižer, 2.etapa, estakáda Považská Bystrica
- R1 Žarnovica – Šášovské Podhradie, 2. et.
- Most Apollo v Bratislave
- Most Oparno v Českej republike
- Most Bacher, Insbruck, Rakúsko





INZERCIA



Gabriel Tevec

Betonárske vozíky pri letmej betonáži mosta v Považskej Bystrici

Form-travellers Used on the Cantilever Construction of the Bridge in Slovakia – Považská Bystrica

V polovici roka 2008 sa združenie firiem Doprastav a Skanska definitívne rozhodlo vyhotoviť 958 m dlhý a 30,6 m široký diaľničný most technológiou letmej betonáže. Do úvahy prichádzali dve verzie výstavby tohto mosta s mimoriadne širokým priečnym rezom.



Prvou bolo vyhotovenie základného jadra – komorového prierezu s krátkymi konzolami a v druhej fáze rozšírenie prierezu pomocou betónových vzpier a dobetónovanej zostávajúcej časti na plný prierez. Druhou verziou bolo vyhotovenie celého kompaktného priečneho rezu širokého 30,6 m naraz v jednom zábere bez výrazného prerušenia.

Vzhľadom na požadovaný krátky čas výstavby mosta (ukončenie výstavby v máji 2010) sa dodávateľ mosta rozhodol pre druhú verziu výstavby – betonáž celého priečneho rezu v jednom zábere. Už spomenutý krátky čas na vyhotovenie mosta si vyžiadal nasadenie 14 betónovacích vozíkov – betonáž obojstranných konzol zo siedmich vysokých podpier. Požiadavky na betónovací vozík:

- musí umožniť vyhotovenie 30,6 m širokých a 5 m dlhých lamiel s premennou výškou, ako aj premennou šírkou spodnej dosky,
- musí minimalizovať dĺžku zárodku nad podperou,
- musí umožniť inštaláciu betónových prefabrikovaných vzpier,
- musí umožniť kotvenie závesov a umiestnenie prvkov roznášajúcich ťahové sily závesov.

Vo veľmi krátkom čase firma NRS CEE v spolupráci s klientom navrhla a vyhotovila unikátny betónovací vozík, ktorý spĺňal tieto požiadavky. Koncept vozíka vychádzal z konštrukcie osvedčeného vozíka Bridgebuilder. To znamená, že základným nosným prvkom sú hlavné rámy zakotvené do betónovej konštrukcie už vyhotovenej časti mosta s predným a zadným rámom, ako aj nosníkmi a závesmi na debnenie a pracovné plošiny. Použitie systému fast split s presahom koncových častí hlavných rámov umožnilo skrátiť zárodok na 9,76 m a zároveň ihneď pokračovať vo výstavbe na oboch stranách podpery. Uloženie betónových prefabrikovaných vzpier s hmotnosťou 3 tony sa zabezpečilo inštaláciou ľahkého žeriavu a reťazového zdviháku. Pomocou týchto zariadení trojčlenná posádka uloží jeden pár vzpier v priebehu 2 až 3 hodín. Už spomínané vzpery však rozdeľujú vonkajšie debnenie na dve časti – na časti pod a nad vzperami. Aj sa-

In the middle of 2008 the consortium of the Doprastav and Skanska companies finally decided to build a 968 meter long and 30,6 meter wide highway bridge by means of cantilever bridge technology. Two versions of bridge construction with extrawide cross section can be considered.

- The first, construction of the hardcore box cross-section with short cantilevers and secondly, widening of the section with the help of the concrete pre-cast struts and concreting the remaining part of the section to completion.
- Construction of the full 30.6 meter wide, compact cross section in one shift, without expressive interruption.

With regard to the short time necessary for the bridge construction – the deadline for construction is May 2010 – the client opted for the second version, construction of the whole cross section in one shift. This short construction time requires the use of 14 form travellers on all seven high piers. Form – traveller should fulfill the following requirements:

- It must be capable of constructing a 30.6 m wide and 5 m long segments with variable height, as well as variable soffit width.
- It must minimize the length of the hammer head over the piers.
- It must facilitate installation of concrete pre-cast struts.
- It must facilitate anchoring of the stays and locating the units which spread the tensile force from the stays.

In a very short time, the supplier of travellers (the NRS CEE company), in cooperation with clients, proposed, designed and supplied the unique form travellers, which fulfilled the requirements.

The concept of the form traveller is based on the construction of the reliable product from the NRS CEE company, the Bridgebuilder. It means that basic bearing structures are main frames anchored in ready built concrete construction of a bridge, as well as front and rear beams, hangers for platforms and formworks. The use of the new "fast split" system with overlapping rear parts of the bridgebuilders allows the shortening of the length of the hammer head to 9.76 m with the possibility of immediately continuing the construction of the cantilevers on both sides.

The installation of the concrete pre-cast struts with a mass of 3 tons was provided by a light crane and chain hoist. With the help of this equipment, a crew of 3 workers is able to place 1 pair of struts in 2 – 3 hours. The afore mentioned struts divide the formwork into two parts – the part under and the part above the strut. In addition, the progress of the work had to take into account the following obstacle: initially, the main part of form traveller is launched into the new position, and only after placing the struts can the remaining part of the formwork above the struts and internal formwork be launched forward. The anchoring of the stays is solved by opening the upper deck. After launching the traveller, the opening is used for concreting anchoring blocks with units for spreading the tensile forces from the stays.

It is essential to note that after a short running in period, the crew succeeded in producing 2 symmetrical, 5 m long segments within 12 days and continued at this rate.

Ing. Gabriel Tevec, NRS CEE, Viedenská cesta 7/B 344, 851 01 Bratislava, tel.: +421 917 275113, e-mail: gatev.nrs@centrum.sk





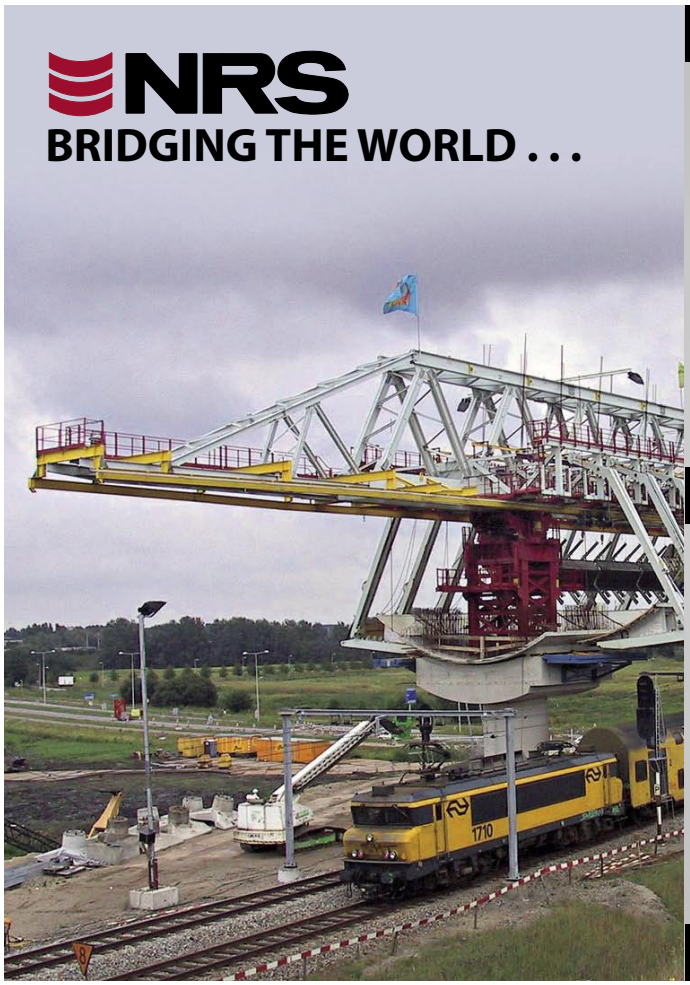
motný postup výstavby a posun celého debnenia rešpektoval túto prekážku – najskôr sa do novej polohy presunula celá konštrukcia vozíka s debnením dolnej časti, potom sa uložili prefabrikované vzpery a až potom debnenie nad vzperami a nakoniec vnútorné debnenie. Kotvenie závesov sa vyriešilo vynechaním otvoru v hornej doske, cez ktorý sa po odsune vozíka dobetónoval kotevný priečnik s roznášajúcimi prvkami na kotvenie závesov mosta. Podstatné bolo, že po krátkom zábehovom čase sa podarilo vyhotoviť dve symetrické lamely dlhé 5 m za 12 dní a pokračovať v tomto tempe aj naďalej.

Montáž vozíkov závisela od počtu namontovaných vozíkov – po získaní skúseností sa podarilo namontovať celé zariadenie na pripravené zárodky za 14 dní. Najnáročnejšou fázou montáže vozíkov bolo zasunutie časti vozíka do priestoru pod krajnými konzolami nad vzperami zárodku. Aj túto fázu zvládli montážnici po získaní skúseností bezpečne a v krátkom čase.

The assembly of the form travellers is time dependent – after a slow beginning, the assembly crew succeeded in assembling the whole equipment on the hammer head in 14 days. The most difficult phase of the assembly was to insert the part of bridgebuilder into the space under the bridge cantilever of the hammer head and above the struts. After gaining experience, the crew also achieved this phase of assembly safely, and in a short time.

The equipment supplied allows also for back launching and easy dismantling, and the contractor had the opportunity to use rational improvisation and dismantling above busy streets, railway lines and river, and managed this without problems. At the present time all 14 bridgebuilders have been dismantled and removed.

It can be stated that the successful construction of this bridge with new NRS CEE, form travellers extended the horizon of cantilever technology in bridge construction.



Products Cover

- Bridgebuilder (Form – Traveller)
- Movable Scaffolding System
- Launching Gantry
- Segment Lifter
- Pre-Cast Full Span Equipment
- Beam Launcher & Trolley, Mover & Steel Mould
- Straddle Carrier & Tyre Trolley
- Steel Fabrication
- Construction Engineering & Other Services

NRS Offices Worldwide

Head Office:
NRS AS, Industriveien 33, N-1337 Sandvika, Norway
Tel: +47 67 52 26 50 Fax: +47 67 52 26 51 Email: nrs@nrsas.com

Kuala Lumpur, Malaysia
NRS-Asia (M) Sdn. Bhd.

Mumbai, India
NRS INDIA Pvt. Ltd.

Beijing, China
NRS CHINA

Bratislava, Slovakia
NRS Central Eastern Europe

Bangkok, Thailand
NRS Consulting Co., ltd.

Florida, USA
NRS USA

To contact us: please visit our website **www.nrsas.com**

INZERCIA

Milan Chandoga – Andrej Jaroševič – Petr Plotený – Marián Repák



Podrobný monitoring napätosti lán v závesoch extradosového mosta v Považskej Bystrici

Detailed Monitoring of State of Stress in Strands of Stay Cables of Extradosed Bridge in Považská Bystrica

V príspevku sú uvedené niektoré výsledky monitoringu napätosti závesov extradosového viaduktu v Považskej Bystrici. Na sledovanie napätosti v individuálnych lanách závesov vyvinula firma Projstar-PK, s. r. o., elastomagnetické (EM) snímače, ktoré sú umiestnené v oblasti dolného kotvenia závesov. Snímače sily umožnili sledovať kontinuálne zmeny napätosti vo vybraných lanách závesu, napínaného po jednotlivých lanách, a overiť tiež spoľahlivosť technológie CON-TEN vyvinutej vo firme Dywidag-Systems International GmbH (DSI). Zostavovanie a napínanie závesov realizoval Doprastav, a. s., zložka Predpínacie technológie, dodávku snímačov a monitoring vykonala firma Projstar-PK, s. r. o.

This article presents certain results of monitoring of state of stress (the force) in stay cables of extradosed viaduct in the town of Považská Bystrica. In order to monitor the force in individual strands of stay cables, the company Projstar-PK, Ltd. has developed the EM – elasto-magnetic sensors, which are positioned within the stays lower anchorage area. The force sensors enabled to monitor the continuous changes in the stress level in selected stay cable strands, being stressed by the individual strands and to verify also the reliability of the CON-TEN method developed in the company Dywidag-Systems International GmbH (DSI). The installation and stressing of stay cables was performed by the joint-stock company Doprastav, the Prestressing Technologies Division, the sensors were delivered and the monitoring itself was carried out by the company Projstar-PK, Ltd.

Úvod

Mestská estakáda v Považskej Bystrici bude po dokončení patriť medzi ojedinelé mostné diela. Celková dĺžka viaduktu 968,58 m, rozpätia hlavných polí 122 m, jednokomorový trám (šírka 30,64 m, výška 6 m) betónovaný naraz, 7 pylónov so sedlovým uložením, 8 závesov – to sú parametre, ktoré robia z tohto prvého slovenského extradosového viaduktu unikátne mostné dielo. Podrobný opis mosta z pohľadu projektanta a realizátora obsahujú príspevky [1], [2] uvedené v tejto národnej správe.

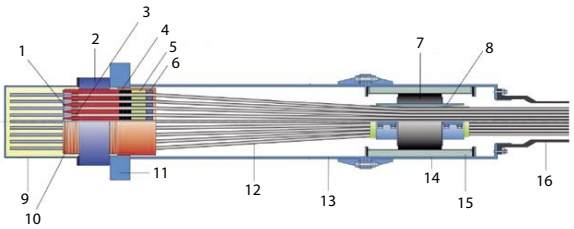
Pri návrhu konštrukcie a prvkov zavesených mostov rešpektujeme zásady, ktoré vychádzajú z viac ako 100-ročných poznatkov teórie a praxe. Extradosové mosty (ďalej ED), architektonicky príbuzné zavesenému, patria medzi moderné mostné konštrukcie s mladou históriou. Pri zatriedení mostov podopieraných šikmými závesmi do kategórie zavesené – extradosové sa sleduje hlavne veľkosť napätosti v závesoch vplyvom premenných zložiek zaťaženia, ktoré spôsobujú únavové porušenie predpínacej výstuže závesu. Preto sa pri využití základného materiálu závesu s rastúcou hodnotou premennej zložky znižuje hladina základnej napätosti závesu a naopak. Pôvodná myšlienka pri návrhu ED mostov spočívala vo zvýšení účinnosti predpínacej výstuže zväčšením jej excentricity k trámu. Aby bolo možné pri závesoch použiť štandardnú konštrukciu vonkajšieho predpätia (s jednoduchými detailmi kotvenia), treba zachovať tuhosť trámu na úrovni štandardných trámových mostov. Tuhý trám absorbuje prevažnú časť pohyblivého zaťaženie sám a závesy potom nie sú výrazne vystavené jeho únavovým účinkom. Ako ukázali najnovšie štúdie, v praxi existujú dosť veľké odchýlky medzi vypočítanými a nameranými veľkosťami základnej a premennej zložky napätosti v závesoch ED mostov. Vzhľadom na túto skutočnosť projektanti a dodávatelia závesov aplikujú systémy na úrovni štandardných zavesených mostov. Keďže výskum v tejto oblasti zatiaľ neposkytuje dostatok infor-

Introduction

After its completion the in-town flyover in Považská Bystrica will rank among the unique bridges. The flyover overall length of 968.58 m, the main spans length of 122 m, the 30.64 m wide and 6 m high single-cell box girder concreted in one go, 7 pylons with saddle installation of 8 stays, these are the parameters, which make of this first Slovakian extradosed viaduct a unique Work of bridge-construction industry. The detailed bridge description from the Designer's and the Contractor's point of view, is presented in contributions [1], [2] and mentioned in this national report.

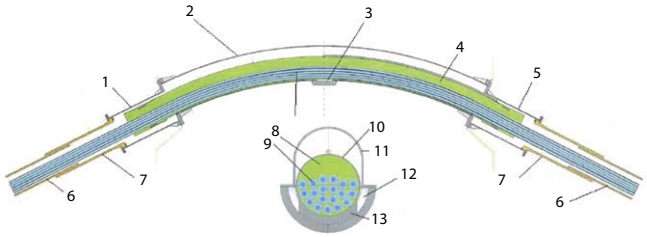
At the design of the structure and the members of cable-stayed bridges we observe the principles, which are based on more than 100 years of experience in the fields of theory and practice. The extradosed bridges (hereinafter referred to only as the "ED bridges") – architectonically akin to cable-stayed bridges, belong to modern bridge structures with short history. When classifying the bridges suspended by means of skew stays into categories cable-stayed – extradosed, the feature that is observed principally is the value of the stress level in stay cables due to variable elements of load, which cause the fatigue damage of stay prestressing tendons. Therefore at utilizing the stay basic material with the increasing value of variable element the level of stay principal stress is decreasing and vice versa. The original idea at the design of ED bridges was to increase the prestressing tendons effectiveness by increasing its eccentricity in relation to the girder. In order to enable the use of standard construction of external prestressing for stay cables (with simple anchorage details) it is necessary to maintain the girder rigidity at the level of standard girder bridges. The rigid girder absorbs the major part of live (dynamic) load itself and then the stays are not significantly exposed to its fatigue effects. As it has been demonstrated by the latest studies, there are quite large deviations

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., Projstar-PK, s. r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: milan.chandoga@stonline.sk
Doc. RNDr. Andrej Jaroševič, PhD., Projstar-PK, s. r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: projstar-pk@stonline.sk
Ing. Petr Plotený, Doprastav, a. s., Predpínacie technológie, 821 05 Bratislava, tel.: +421 2 59309555, e-mail: petr.ploteny@doprastav.sk
Ing. Marián Repák, Doprastav, a. s., Predpínacie technológie, 821 05 Bratislava, tel.: +421 2 59309555, e-mail: marian.repak@doprastav.sk



Obr. 1 Konštrukcia kotvenia závesu DYNA Grip®
1 – čeľusť, 2 – matica, 3 – tlačná rúrka, 4 – tesnenie, 5 – rozdeľovač, 6 – stlačovacia platňa, 7 – gumenné ložisko, 8 – sťahovacie puzdro, 9 – kryt, 10 – kotevný blok, 11 – roznášacia podložka, 12 – lano, 13 – prechodová rúra, 14 – nosič ložiska, 15 – výplň, 16 – HDPE obalová rúra

Fig. 1 The structure of anchorage of the DYNA Grip® stay cable
1 – wedges, 2 – ring nut, 3 – compression tubes, 4 – sealing plates, 5 – spacer, 6 – compression plate, 7 – elastomeric bearing, 8 – clamp, 9 – cap, 10 – anchor block, 11 – bearing plate, 12 – Strands, 13 – recess pipe, 14 – exit pipe, 15 – filler material, 16 – HDPE sheathing



Obr. 2 Konštrukcia sedla závesu DYNA Grip®
1 – výstupná rúra, 2 – oceľová prechodová rúra s kotevným lôžkom, 3 – oceľová sedlová rúra s kotevným tŕňom, 4 – malta na súdržnosť, 5 – výstupná rúra, 6 – HDPE obalová rúra, 7 – HDPE presuvka, 8 – zálievka na súdržnosť, 9 – lano zbavené obalu v oblasti sedla, 10 – oceľová rúra sedla, 11 – prechodová rúra, 12 – kotevné lôžko, 13 – kotevný tŕň

Fig. 2 The structure of saddle of the DYNA Grip® stay cable
1 – exit pipe, 2 – steel recess pipe with anchor groove, 3 – steel saddle pipe with anchor pin, 4 – grout, 5 – Exit pipe, 6 – HDPE pipe, 7 – HDPE sleeve, 8 – grout, 9 – strands (without PE-coating in the saddle area), 10 – steel saddle pipe, 11 – steel recess pipe, 12 – anchor groove, 13 – anchor pin

mácií, upravujeme si kritériá a odporúčania vypracované pre závesy zavesených mostov [5].

Monitoring napätosti závesov, ktorý sa realizuje na viadukte v Považskej Bystrici, je z tohto hľadiska prvým podrobným pohľadom na napätosť ED závesov a bude cennou informáciou tak pre projektantov a výrobcov závesov, ako aj pre prevádzkovateľov mostov.

Konštrukcia závesov

Lanové závesy DYNA Grip® firmy DSI [6] sa aplikovali na desiatkach zavesených mostných konštrukcií po celom svete. Ide o systém individuálneho kotvenia pozinkovaných lán s PE obalom s voskovou výplňou a v špeciálnych čeľusťach, ktoré odolávajú vysokému únavovému zaťaženiu. ED závesy, až na vyššiu hladinu statického zaťaženia, musia spĺňať podobné kritériá ako závesy zavesených mostov. Pre výrobcov preto nie je účelné a ani ekonomické vyvíjať nový systém ED závesov, ktorý by musel absolvovať zložitý a finančne náročný proces certifikácie. Závesový systém DSI má podrobne prepracované konštrukčné detaily a celú technológiu zostavovania a napínania lán.

Extradosové závesy viaduktu v Považskej Bystrici majú na obidvoch koncoch v mostovke kotvy typu DYNA Grip® a v pylóne neposuvné uloženie v sedle. Schéma konštrukcie kotvenia 37-lanového závesu DYNA Grip® je na *obr. 1* a schéma konštrukcie sedla ja na *obr. 2*.

Zostavovanie závesov

Použitie závesov so sedlami skomplikovalo zostavovanie a napínanie lán. Laná sa na úseku prechádzajúcom sedlom museli zbaviť HDPE plášťa a antikorózneho vosku. Závesy sa zostavovali z jednotlivých lán na stavbe. Obalová rúra z HDPE svetlosivej farby bola vopred zvarená tupými zvarmi z jednotlivých dielov a zavesená na pomocné

in the practice between the calculated and measured values of the basic and the variable element of stress in stays of ED bridges.

This fact leads the designers and the suppliers of stay cables to applications of systems at the level of standard cable-stayed bridges. Since the research in this field does not provide enough information yet, we are altering the criteria and recommendations devised for the stays of cable-stayed bridges [5].

From this point of view the monitoring of state of stress (the force) in stay cables, which is being performed on the viaduct in Považská Bystrica, is the first close view at the stress in the ED stay cables and will represent valuable information for designers, stays producers as well as bridge administrators.

Stay cables structure

The DYNA Grip® stay cables produced by the company Dywidag [6] were applied on tens of cable-stayed bridges all over the world. It is a system of individual anchorage of galvanized strands, provided with PE sheathing with wax fill, in special wedges, which resist the high fatigue load. The ED stays, except for the higher level of static load, must meet the similar criteria as the stays of cable-stayed bridges. Due to that it is neither purposeful nor economical for the producers to develop a new system of ED stays, which would have to go through the complicated and expensive process of certification. The DSI stay cable system has minutely refined constructional details and a whole technology of strands installation and stressing.

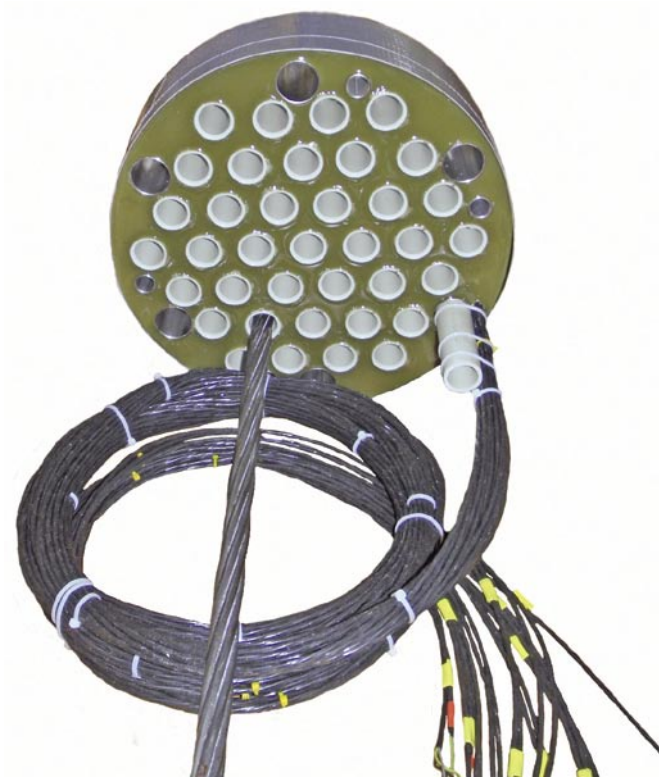
The extradosed stay cables of the viaduct in Považská Bystrica are provided with the type DYNA Grip® anchorage in the bridge deck on both ends and with immovable placement inside the saddle in the pylon. The structure scheme of the anchorage of 37-strand DYNA Grip® stay cable is shown in *Fig. 1* and the structure scheme of the saddle is shown in *Fig. 2*.

Stay cables installation

Using the stay cables with saddles had complicated the installation and stressing of strands. On the section passing through the saddle the strands had to be stripped of the HDPE sheathing and the corrosion protection wax. The stay cables were assembled of individual strands at the construction site. The HDPE sheathing pipe of light-grey colour was pre-welded of individual parts by means of butt welds and suspended on the auxiliary strand into the position corresponding to the shape of prestressing tendons stressed with small installation force. The individual strands were pushed into the pipe in predetermined order, in the saddle pipe they were placed into the required position and after sliding them into concurrently situated openings in both anchor blocks each strand was stressed with the installation force of about 18kN. After being installed, the strands were individually stressed by using the CON-TEN method to the required installation force, which corresponds to the stress in strands of 850 MPa. The CON-TEN stressing method developed by DSI uses two hydraulic monojacks, one measuring jack and one stressing jack, which enable to stress all strands according to the first one. In this way the effect of progressive stressing in a number of stages is being eliminated and very small difference in the stress in individual strands is being achieved. After uniting the balanced cantilevers to form one unit by means of in-situ concreting the next step was the rectification of stay cables, which provided the girder with the required geometry.

The construction of 37PSS20 and 14PSS20 elasto-magnetic force sensors

The construction of elasto-magnetic force sensors is based on the reliability and high sensitivity of PSS20 sensors (PSS20-Projstar Smart Sensor with the internal opening of 20 mm). This sensor is capable to capture the changes in the state of stress (the force) in the prestressing tendon in the range of ±1MPa and the force in the strand at the level of 1 200 MPa with the uncertainty less than 2 %. Numerous products of the company Projstar-PK were constructed in the past using these sensors – see the [4]. The construction of sensors for monitoring the



Obr. 3 EM snímač 37PSS20
Fig. 3 EM sensor 37PSS20

lano do polohy zodpovedajúcej tvaru predpínacích lán napnutých malou montážnou silou. Do rúry sa jednotlivé laná natláčali vo vopred určenom poradí, v sedlovej rúre sa uložili do predpísanej pozície a po nasunutí do zhodne umiestnených otvorov v obidvoch kotevných blokoch sa každé lano naplo montážnou silou asi 18 kN. Po osadení sa laná napli metódou CON-TEN jednotlivo na požadovanú montážnu silu, ktorá zodpovedá napätiu v lanách 850 MPa. Metóda CON-TEN vyvinutá v DSI využíva dva hydraulické lisy, jeden merací a druhý napínací, ktoré umožňujú napnúť všetky laná podľa prvého lana. Tak sa eliminuje vplyv postupného napínania a dosahuje sa veľmi malý rozdiel v napätosti jednotlivých lán. Po zmonolitnení vahadiel nasledovala rektifikácia závesov, ktorá zabezpečila trámu požadovanú geometriu.

Konštrukcia elastomagnetických snímačov sily 37PSS20 a 14PSS20

Konštrukcia elastomagnetických snímačov sily je založená na spoľahlivosti a vysokej citlivosti snímačov PSS20 (PSS20-Projstar Smart Sensor s vnútorným otvorom 20 mm). Tento snímač dokáže zachytiť zmeny napätosti v predpínacom lane v rozsahu ±1 MPa a napätosť lana na úrovni 1 200 MPa s neistotou menšou ako 2 %. Na báze týchto snímačov sa v minulosti skonštruovali viaceré výrobky firmy Projstar-PK [4].

Konštrukcia snímačov na monitoring napätosti v 37-lanových závesov odkonzultovala a schválila firma DSI. Výsledný produkt je znázornený na *obr. 3*. Na moste sa použili snímače dvoch kapacít. Na prvom napínanom pylóne č. 11 sa pre závesy č. 2 a 3 použili snímače označené 37PSS20. Tieto snímače umožnili sledovať napätosť vo všetkých 37 lanách závesov č. 2 a 3 po oboch stranách pylónu. Na ostatných pylónoch sa závesy č. 5 a 6 obojstranne monitorovali snímačmi 14PSS20. Výber lán sa zvolil tak, aby zachytil napätostný stav vo všetkých vrstvách závesu.

Snímače sú uložené v oblasti dolného kotvenia závesov, tesne za separačnou doskou. Snímač kruhového tvaru má otvory na 37 lán a štyri otvory na uchytenie k separačnej doske kotvy.

Snímače sa dodávali na stavbu skompletizované spolu s celým systémom dolného kotvenia závesu (*obr. 4*).



Obr. 4 Dolná kotva s EM snímačom
Fig. 4 Lower anchorage with the EM sensor

state of stress (the force) in 37-strand stay cables was consulted and approved by the company DSI. The final product is shown in *Fig. 3*. There were the sensors of two capacities used on the bridge. The sensors marked 37PSS20 were used for stay cables N°2 and 3 on the first pylon N°11 being stressed. These sensors enabled to monitor the state of stress in all 37 strands of stay cables N°2 and 3 along both sides of the pylon. On the remaining pylons the stay cables N°5 and 6 were monitored on both sides by means of sensors 14PSS20. The selection of strands was chosen so as to capture the state of stress in all stay cable layers.

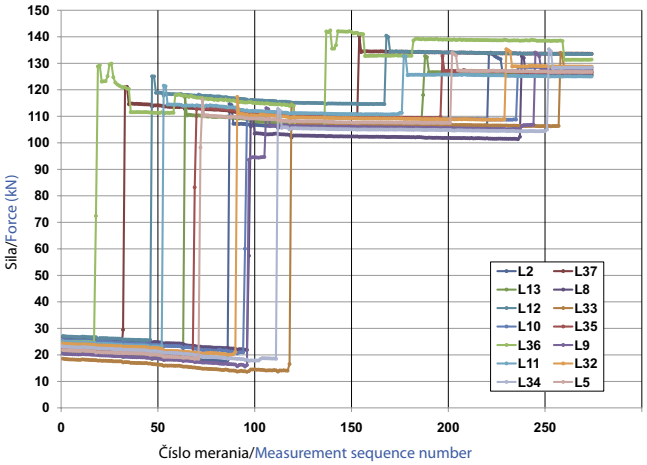
The force sensors are positioned within the area of lower stay cables anchorages, immediately behind the separation plate. The round sensor is provided with openings for 37 strands and 4 openings for fastening to the anchorage separation plate. The sensors were being delivered to the site in a completed state, together with the whole system of the lower stay cable anchorage, see the *Fig. 4*.

The objective of monitoring of state of stress in ED stays

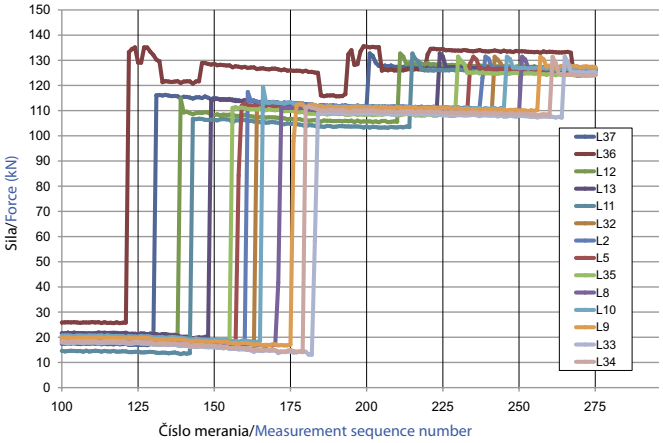
The extradosed motorway flyover in Považská Bystrica is the first large structure of this type in the Slovak Republic. The ED stay cables play the decisive role at coping with the state of stress and the distortion of the flyover girder constructed by the free cantilever construction method. Because of that the Works responsible Designer and the Contracting Authority required from the Contractor and its Subcontractors the guaranty of stress in ED stay cables not only during the stressing, but also from the point of view of the expected rectification of girder geometry after uniting the bridge deck into one unit by means of in-situ concreting. Another Contracting Authority's requirement was the construction of long-term monitoring system on the bridge. From the point of view of more profound understanding of static behaviour of ED bridges, the valuable feature will be the capability of EM sensors to capture the variance in the state of stress due to the dynamic load from traffic on the bridge.

Certain results of monitoring of prestressing of stay cables

There were 28 multistrand force sensors installed on the bridge in total. The recording of stress was taking place continuously at each installation and stressing of stays. This represents a large number of results, of which we have selected the following ones:



Obr. 5 Priebeh sily v jednotlivých lanách počas napínania závesu X10-5Z
Fig. 5 The force curve in individual strands during the stressing of stay X10-5Z



Obr. 6 Priebeh sily v jednotlivých lanách počas napínania závesu X6-6Z
Fig. 6 The force curve in individual strands during the stressing of stay X6-6Z

Cieľ monitoringu napätosti ED závesov

Diaľničná extradosová estakáda v Považskej Bystrici je prvou veľkou konštrukciou tohto typu na Slovensku. Rozhodujúcu úlohu pri zvládnutí napätosti a deformácie trámu estakády budovanej letmou betonážou plnia ED závesy. Zodpovedný projektant a investor diela preto požadovali od realizátorov garanciu napätosti v ED závesoch, a to aj z pohľadu očakávanej rektifikácie geometrie trámu po zmonolitnení mosta. Ďalšou požiadavkou investora bolo vybudovanie dlhodobého monitorovacieho systému na moste. Z hľadiska hlbšieho poznania statického správania ED mostov bude cenným poznatkom rozptyl napätosti v závesoch od vplyvov pohyblivého zaťaženia dopravou na moste.

Niektoré výsledky monitoringu predpínania závesov

Na moste bolo osadených celkovo 28 multilanových snímačov sily. Záznam napätosti prebiehal kontinuálne pri každom zostavovaní a napínaní závesov. Ide o značné množstvo výsledkov, z ktorých vyberáme:

A. Zostavovanie a aktivácia závesov

Prvé montážne napínanie lana silou asi 18 kN sa realizovalo pri každom navlečení lana do rúrky kábla.

Druhé napínanie sa vykonalo po nasunutí všetkých lán. Napínanie sa realizovalo pomocou hydraulického zariadenia CON-TEN. Toto zariadenie vnáša do lana silu, ktorej hodnota má vysokú presnosť. Meracia aparatúra nepretržite monitorovala silu vo všetkých meraných lanách s periódou 40 sekúnd.

Druhé napínanie závesov prebiehalo vo dvoch etapách. Sila v napínanom lane sa pred zakotvením zdržiavala aspoň dva cykly (asi 90 sekúnd). Záznam priebehu sily v meraných lanách závesov X10-5Z

A) Installation and activation of stay cables

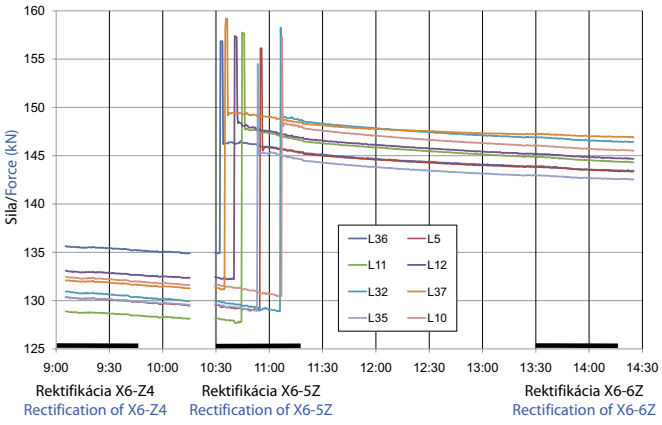
The first – the installation stressing of strand, with the force of about 18k N, was performed at each pulling of strand into the stay cable pipe.

The second – the subsequent stressing was performed after the insertion of all strands. The stressing was performed by means of hydraulic equipment CON-TEN. This system stresses the strand with the force, the value of which is known with high accuracy. The measuring equipment was monitoring the force continuously in all measured strands with a period of 40 seconds.

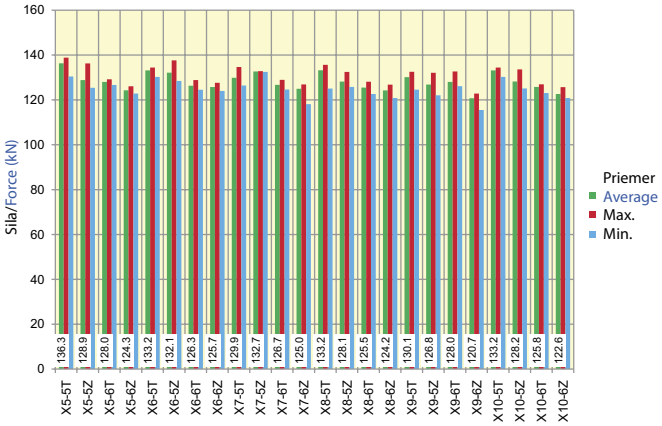
The second stressing of stay cables was performed in two stages. Before the anchorage the force in the strand being stressed was retained during the period of at least two measurement cycles (about 90 seconds). The record of the force curve in measured strands of stay cables X6-5Z and X6-6Z during stressing is shown in *Fig. 5* and *6*. The chosen measuring method enables to particularize the calibration curve of each EM sensor and to determine exactly the decrease of force in the strand after it has been anchored. In order to make the charts comprendious, there is a measurement sequence number rendered on the horizontal axis instead of the time.

B) The state of stress in stay cables during rectification

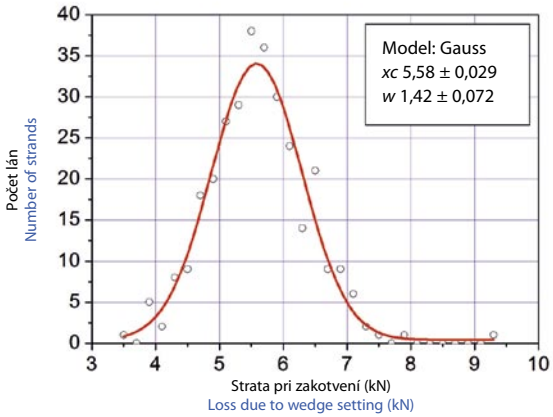
After uniting all balanced cantilevers of the bridge to form one unit by means of in-situ concreting the girder geometry was located by geodesic surveying and it has been corrected by means of stay cables rectification. There were the tests of the effect of stay cables rectification on the state of stress in stay cables N°5 and 6 being monitored performed on the stays of the pylon X6. The measurements have shown that the state of stress in the given stay cable is not significantly affected even at the rectification of



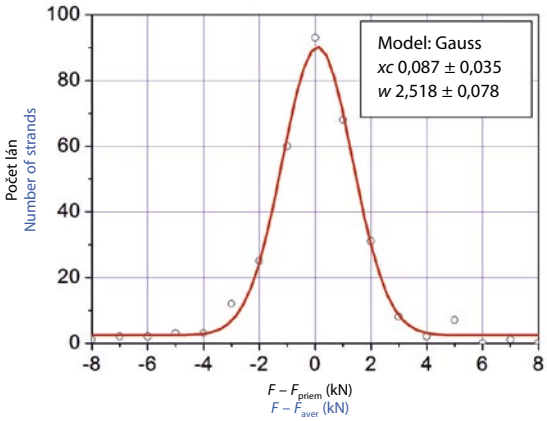
Obr. 7 Priebeh sily v ôsmich lanách závesu X6-5Z počas napínania závesu 4Z a 6Z
Fig. 7 The force curve in eight strands of stay cable X6-5Z during stressing of stay cables 4Z and 6Z



Obr. 8 Priemerná, maximálna a minimálna hodnota sily v lane po druhom napínaní
Fig. 8 The average, maximum and minimum force in the strand after the second stressing



Obr. 10 Úbytok sily po zakotvení
Fig. 10 Force loss due to wedge setting



Obr. 9 Rozdelenie sily v lanách
Fig. 9 Force distribution between the single strands

a X6-6Z počas napínania je znázornený na *obr. 5* a *6*. Zvolený postup merania umožňuje spresniť kalibračnú krivku každého EM snímača a presne stanoviť úbytok sily v lane po jeho zakotvení. Z dôvodu prehľadnosti sa na vodorovnej osi vynáša poradové číslo merania, a nie čas.

B. Napätosť závesov počas rektifikácie

Po zmonolitnení všetkých vahadiel mosta a geometrie trámu sa pristúpilo k jej korekcii pomocou rektifikácie závesov. Na závesoch pylónu X6 sa vykonali kontrolné merania vplyvu rektifikácie závesov na napätosť monitorovaných závesov č. 5 a 6. Merania ukázali, že napätosť daného závesu nie je významne ovplyvnená ani pri rektifikácii susedných závesov. Na *obr. 7* je vykreslený časový priebeh sily v ôsmich lanách závesu 5Z pri rektifikácii závesu 4Z (od 9:00 h do 9:45 h), rektifikácii závesu 5Z (10:30 h až 11:20 h) a zmena síl pri rektifikácii závesu 6Z (13:30 h až 14:15 h). Vplyv napínania susedných závesov je sotva badateľný, podstatne sa však prejavuje pokles sily v dôsledku oslnenia závesu (podľa orientačného merania sa teplota lán od rána zvýšila o 5 až 10 °C).

Závery

Výsledky merania sily v závesoch č. 5 a 6 na pilieroch č. 5 až 10 sú zhrnuté na *obr. 8*. Štatistické vyhodnotenie meraní je znázornené na histogramoch na *obr. 9* a *10*. Na *obr. 9* je znázornené rozdelenie odchýlky sily v lane od strednej hodnoty sily, pripadajúcej na lano v danom závese. Na *obr. 10* je znázornené rozdelenie úbytku sily v lane po zakotvení.

Získané výsledky merania štrnástich lán závesov č. 5 a 6 na pilieroch č. 5 až 10 potvrdili správnu funkciu napínacieho systému CON-TEN.

Odchýlka sily v lane od priemernej hodnoty sily v 318 meraných lanách má približne bežné rozdelenie so štandardnou odchýlkou $\sigma = 2{,}52$ kN. Do intervalu ±3,8 kN (3σ) spadá viac ako 95 % (303 z 318) meraných lán. Iba dve laná majú odchýlky – 8,13 kN a 7,39 kN.

Priemerná hodnota úbytku sily po zakotvení je 5,6 kN. Úbytok sily má tiež približne bežné rozdelenie so štandardnou odchýlkou $\sigma = 1{,}42$ kN. Do intervalu ±2,1 kN (3σ) spadá viac ako 96 % (300 z 311) meraných lán. Iba v jednom lane sa po zakotvení zmenšila sila o 9,35 kN.

Literatúra
[1] Mataščík, M. – Táborská, K.: Mestská estakáda v Považskej Bystrici. In: Zborník príspevkov z konferencie fib Betón na Slovensku 2006 – 2010, Žilina, 17 – 18. 2. 2010.
[2] Ďuriš, P. a kol.: Diaľničný most SO 206-01b Mestská estakáda na D1 Sverepec – Vrtižer, 1. úsek. In: Zborník príspevkov z konferencie fib Betón na Slovensku 2006 – 2010, Žilina, 17 – 18. 2. 2010. In: Interim Report. Bratislava: Projstar-PK, december 2009.
[3] Jaroševič, A. – Chandoga, M.: Monitorovanie ED závesov pre objekt Most 206-01b Mestská estakáda, Diaľnica D1 Sverepec – Vrtižer. In: Interim Report. Bratislava: Projstar-PK, december 2009.
[4] EM System for Determining of Stresses in Prestressing Steel. In: www.projstar.sk.
[5] Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels. In: Recommendation fib., January 2005.
[6] DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems. Katalóg DSI. In: www.dywidag-systems.com.

adjacent stay cables. The *Fig. 7* shows the force time curve in eight strands of stay cable 5Z in the course of rectification of stay cable 4Z (from 9:00 till 9:45), the rectification of stay cable 5Z itself (10:30 to 11:20) and the variation of forces in the course of rectification of stay cable 6Z (13:30 to 14:15). The effect of stressing of adjacent stay cables is barely observable; however, there is a substantial evidence of decrease of force due to the exposure of stay cable to sun glare (according to the informative measurement, from the morning the strands temperature has increased by 5 – 10 °C).

Conclusions

The results of force measurement in stay cables N°5 and 6 on piers N°5 to 10 are summarised in *Fig. 8*. The measurements statistical evaluation is shown in bar charts – the *Fig. 9* and *10*. The *Fig. 9* shows the distribution of force deviation in the strand from the force average value, pertaining to the strand in given stay cable. The *Fig. 10* shows the distribution of the decrease of force in the strand after it has been anchored. The obtained results of measurement of fourteen strands of stay cables N°5 and 6 on piers N°5 to 10 have confirmed the correct function of the CON-TEN stressing system.

In 318 measured strands the deviation of force in the strand from the average force value has approximately the normal distribution with the standard deviation $\sigma = 2.52$ kN. To the interval ±3.8 kN (3σ) belong more than 95 % (303 of 318) of measured strands. Only in case of two strands there is a deviation of –8.13 kN and 7.39 kN.

The average value of the decrease of force after anchorage is 5.6kN. The distribution of force decrease is also more or less normal with the standard deviation $\sigma = 1.42$ kN. To the interval ±2.1 kN (3σ) belong more than 96 % (300 of 311) of measured strands. Only in case of one strand the force has decreased after the anchorage by 9.35 kN.

References
[1] Mataščík, M., Táborská, K.: Mestská estakáda v Považskej Bystrici (The In-town Flyover in the Town of Považská Bystrica"). Zborník príspevkov z konferencie fib „Betón na Slovensku 2006 - 2010" (The almanac of contributions of the fib conference "Concrete in Slovakia 2006 – 2010), Žilina, 17-18.02.2010
[2] Duriš, P., et al.: Diaľničný most SO 206-01b Mestská estakáda na D1 Sverepec -Vrtižer, 1. úsek (The Motorway Bridge – Structure 206-01b – the In-town Flyover within the D1 Motorway, Section Sverepec -Vrtižer, Section 1). Zborník príspevkov z konferencie fib „Betón na Slovensku 2006 - 2010" (The almanac of contributions of the fib conference "Concrete in Slovakia 2006 – 2010), Žilina, 17-18.02.2010
[3] Jaroševič, A., Chandoga, M.: Monitorovanie ED závesov pre objekt „Most 206-01b Mestská estakáda, Diaľnica D1 Sverepec- Vrtižer" (Monitoring of ED Stay Cables for the Structure "The Bridge – Structure 206-01b – The In-town Flyover, the D1 Motorway, Section Sverepec- Vrtižer"). Interim Report, Projstar-PK, Ltd., Bratislava, 12.2009
[4] EM System for Determining of Stresses in Prestressing Steel. In: www.projstar.sk
[5] Acceptance of Stay Cable Systems using Prestressing Steels. Recommendation fib. ISBN 978-2-88394-070-3, January 2005
[6] DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems. Catalogue of the DSI Group HQ. In: www.dywidag-systems.com

Konferencia Cesty a Mosty

Výmena skúseností a zjednotenie názorov mostných odborníkov formou tvorivej diskusie s cieľom prispieť k zvýšeniu kvality a hospodárnosti pri príprave, výstavbe a prevádzke mostov pozemných komunikácií.

ZÁŠTITU NAD KONFERENCIOU PREVZALI:

NÁRODNÁ DIAĽNIČNÁ SPOLOČNOSŤ

GENERÁLNY PARTNER:

Doprastav

HLAVNÝ PARTNER:

BÖGL a KRÝSL

PARTNER:

STRABAG SOCIETAS EUROPAEA

MEDIÁLNI PARTNERI:

SILNICE ŽELEZNICE

iS Inžinierske stavby Inženýrské stavby

ODBORNÝ GARANT:

Ing. Miroslav Maťaščik
Tel.: +421 2 4829 1535
E-mail: matascik@alfa04.sk

ORGANIZAČNÉ ZABEZPEČENIE:

Events and Media Consulting Agency s.r.o.
Adresa sídla: Ružová dolina 6,
821 08 Bratislava
Poštová adresa: Bajzova 10,
821 08 Bratislava
Tel./fax: +421 2 555 733 86
E-mail: emca@evenet.sk

Program Konferencie Cesty a Mosty
27. 05. 2010
Kúpele Nimnica

09.00 – 10.00	Prezentácia účastníkov
10.00 – 10.30	**Otvorenie konferencie a príhovory**
10.30 – 11.00	**Predstavenie stavby: úsek Sverepec - Vrtižer** zástupca firmy Doprastav, a.s. Ing. Miroslav Maťaščík, Alfa 04, a.s.
11.00 – 11.20	Prestávka na kávu a občerstvenie
11.20 – 11.40	**Nové normy pre navrhovanie betónových mostov a skúsenosti s ich používaním.** doc. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD. *Stavebná fakulta STU v Bratislave*
11.40 – 12.10	**Príklady použitia spriahnutých mostných konštrukcií a overenia ich správania zaťažovacou skúškou** Ing. Josef Vičan, CSc. *Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov*
12.10 – 12.30	**Vybrané dopravno-inžinierske charakteristiky pre navrhovanie ciest** doc. Ing. Brigita Salaiová, PhD. *Technická univerzita v Košiciach, Stavebná fakulta, Ústav inžinierskeho staviteľstva*
12.30 – 12.50	**Únava klasických a recyklovaných asfaltom stmelených materiálov** prof. Ing. František Schlosser, Csc. Ing. Branislav Nemec, PhD. *Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra technológie a manažmentu stavieb*
13.00 – 14.30	Prestávka na obed
14.30 – 17.00	**Exkurzia na úseku Sverepec - Vrtižer**
17.00 – 17.30	Prestávka na prezlečenie
17.30 – 21.00	**Spoločenský program**

SM7 Předpínací systémy DYWIDAG

Licenční partner DSI
Česká republika a Slovensko



Vodorovné předpětí nádrže



Loukov – základová deska

Předpínací systémy DYWIDAG

Předpínání betonových konstrukcí
Mostní konstrukce
> vnitřní i vnější kabely
> příčné i podélné předpětí
> mostní závěsy
> počet lan v kabelu: 1–27 ks
Deskové konstrukce
> stropní konstrukce
> základové desky
Injektáž kanálků a dutin
> tlaková
> vakuová
Spínání budov
Předpětí nádrží, sil a zásobníků

Geotechnika
Horninové kotvy
> lanové
> tyčové
> speciální
Mikropiloty
> GEWI
> litinové ražené TRM
Skalní svorníky
Zemní hřebíky
Injektážní vrtací kotvy

Hydroservis
> Zvedání mostních konstrukcí
> Pronájem hydraulických zařízení

Prodej materiálu
> Prostředky pro spínání bednění
> Tenkostěnné trubky pro vedení kabelových kanálků
> Systém závitové betonářské výztuže GEWI
> Injektážní příslušenství
> Materiál pro geotechniku



Systém synchronního zvedání

www.sm7-dsi.cz

ČR: SM7, a. s., Zápy 267, 250 01 Brandýs nad Labem, tel.: +420 326 377 900, fax: +420 326 377 901, e-mail: sm7@sm7-dsi.cz
SR: SM7, a. s., organizačná zložka SR, Lamačská cesta 45, 841 03 Bratislava, tel.: +421 255 410 646, fax: +421 250 201 069, e-mail: sm7@sm7-dsi.sk

INZERCIA

Milan Chandoga – Ján Sedlák – Andrej Prítula – Ján Kucharík






Zaťažovacia skúška skúšobnej lamely extradosového mosta v Považskej Bystrici

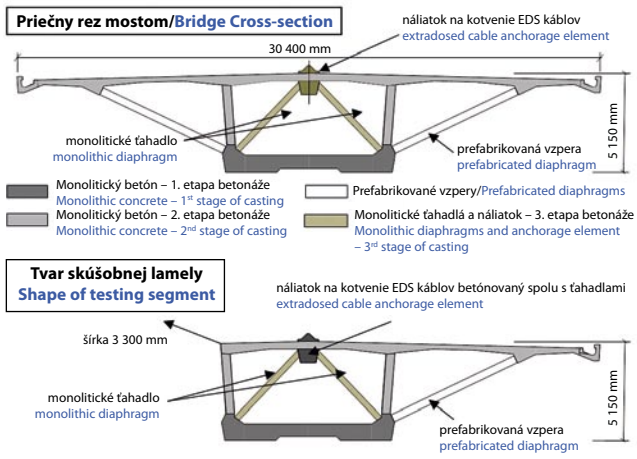
Loading Test of Extradosed Bridge Segment – Extradosed Bridge in Považská Bystrica

Článok sa zaoberá overením technológie a kvality realizácie priečneho rezu trámu diaľničného extradosového mosta v Považskej Bystrici na vzorke skúšobnej lamely v mierke 1 : 1. Keďže priečny rez extradosového mosta je značne členený, navyše sa zostavoval z monolitických a prefabrikovaných častí, cieľom skúšky bolo aj overenie statického pôsobenia a únosnosti niektorých častí a prvkov lamely a ich tuhostného odporu pri vnášaní predpätia. V príspevku sú uvedené niektoré zaujímavé výsledky z betonáže a zaťažovacej skúšky lamely.

This paper deals with the verification of technological processes, quality of construction and of the static function of a segment specimen. The verification of construction technology and the loading test preceded the actual construction of the segmental extradosed bridge. The dimensions of the segmet's cross-section were similar to the real bridge cross-section. The cross sectional area is composed of prefabricated diaphragms and monolithic parts; the aim of the loading test proved the static function and capacity of selected parts of the cross-section. Some results of monitoring of the segment during the construction, as well as the loading tests, are introduced in this report.

Úvod

Vzhľadom na skutočnosť, že ide o prvú realizáciu estakády extradosového typu s priečnym rezom trámu na celú šírku diaľničnej komunikácie na Slovensku, požadovala NDS, a. s., v tendrovej dokumentácii vykonanie viacerých overovacích skúšok. Väčšina z nich sa overila pred výstavbou mosta na tzv. skúšobnej lamele (*obr. 1*). Na skúšobnej lamele sa vykonali dva typy skúšok. Prvou skúškou bolo preukázanie spoľahlivosti vyhotovenia a betonáže skúšobnej lamely zhodnou technológiou, aká bude použitá pri výstavbe mosta. V tomto štádiu sa overovala spracovateľnosť, hydratačná teplota, mechanické a reologické vlastnosti betónov lamely. Druhou skúškou bolo overenie statického pôsobenia a únosnosti niektorých častí a prvkov lamely a ich tuhostného odporu pri vnášaní predpätia. Na sledovanie



Obr. 1 Tvar lamely
Fig. 1 Shape of testing segment

Introduction

With regard to the fact that the extra-dosed bridge, carrying full highway width, is the first of its kind in the Slovak Republic, the investor (National Highway Administration, a.s.) required a few tests. Most of them were accomplished during the production of the testing segment (*Fig. 1*). Two types of tests were executed on the testing segment:

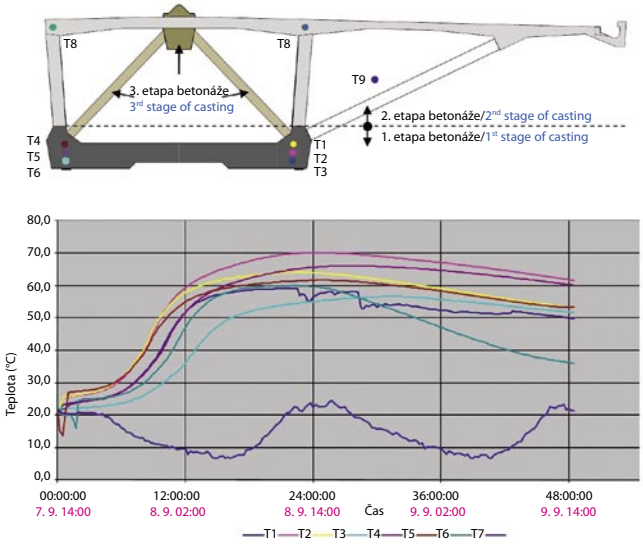
1. The first test was focused on proving the reliability of fabrication of the testing segment with a similar technology as used during fabrication of the extra-dosed bridge. In this stage of casting and compaction, hydrating heat of concrete and rheological properties was monitored.
2. The second test was aimed at proving the static action during the prestressing and loading processes. Transverse prestressing of the segment's upper slab and external loading, see *Fig. 7*, was used to observe strains and deflections of the testing segment.

The investor also required testing of the selected parts and components of the bridge during the construction process, as well as during the service life of the bridge. Strains in the concrete were monitored by means of strain gauges, forces in prestressing tendons and extra-dosed cables were tested by elastomagnetic sensors. These results are not the subject of this paper.

Construction of the testing segment

The shape of the cross-section of a real extra-dosed bridge and the shape of the experimental segment are depicted in the picture below. In the first stage, a hollow box with a hole for the steel parts of anchorage suspension and diaphragms was built. In the second stage, tensioned diaphragms were cast. It was necessary to build technological holes in the top slab for casting these diaphragms with a special concrete mixture. Construction of the segment represented

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR – PK, spol. s r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: projstar-pk@stonline.sk
Ing. Ján Sedlák, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274285, e-mail: jan.sedlak@stuba.sk
Ing. Andrej Prítula, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274385, e-mail: andrej.pritula@stuba.sk
Ing. Ján Kucharík, PhD., VÚIS-MOSTY, s. r. o., Lamačská cesta 8, 811 04 Bratislava, e-mail: kucharik.vuismosty@stonline.sk



Obr. 2 Tvar lamely, vývoj hydratačného tepla v čase
Fig. 2 Development of temperature in concrete

napätosti a pretvorenia lamely sa využili zaťažovacie účinky priečneho predpätia mostovky a vonkajšieho zaťaženia lamely (*obr. 6*).

Do celkovej koncepcie tendrových požiadaviek na monitoring mosta treba zaradiť aj sledovanie napätosti vo vybraných častiach a prvkoch mosta počas výstavby a po uvedení mosta do prevádzky. Ide o sledovanie napätosti v betóne pomocou strunových tenzometrov a napätosti v predpínacej výstuži injektovaných káblach a extradosových závesoch. Tieto výsledky nie sú predmetom tohto príspevku.

Vyhotovenie skúšobnej lamely

Na *obr. 1* je znázornený tvar priečneho rezu realizovaným mostom, ako aj tvar skúšobnej lamely. Skúšobná lamela sa vyhotovila vo dvoch etapách. V prvej etape sa vybetónovala komora s otvorom na osadenie oceľových prvkov kotvenia závesu a šikmých ťahadiel komory. V druhej etape, po osadení prechodovej rúry kotvenia závesu a predpínacích tyčí šikmých ťahadiel, sa tieto prvky zabetónovali betónom so špeciálnou receptúrou. Z tohto hľadiska bola výroba skúšobnej lamely vhodným testom na overenie vystužovania, ukladania a zhutňovania betónov navrhnutých receptúr.

Mechanické a reologické vlastnosti betónu

Meranie hydratačného tepla betónu

Z *obr. 1* vidieť rozdelenie hmoty v priečnom reze mostom. Spodná doska komory má hrúbku 0,7 až 0,9 m, steny 0,45 m, horná doska 0,25 až 0,5 m. Pri dĺžke lamely 3,3 m bolo potrebné uložiť do debnenia 60 m^3 betónu, čo predstavuje 4 hodiny betonáže. Z uvedeného vyplýva, že bolo nevyhnutné poznať vývoj hydratačnej teploty betónu ešte pred realizáciou mosta a v prípade nepriaznivého vývoja urobiť opatrenia na jej reguláciu. Receptúra betónu triedy C45/55 ušitá na betonáž mosta sa použila aj pre skúšobnú lamelu. Vývoj hydratačnej teploty je na *obr. 2*.

Maximálna teplota v betóne po 24 hodinách od betonáže dosiahla hodnotu 70 °C (teplota vonkajšieho vzduchu 26 °C). Teplota klesala veľmi pozvoľne a ešte po 48 hodinách mala hodnotu 60 °C (teplota vonkajšieho vzduchu 26 °C). Ide o relatívne vysoké teploty, ktoré sa dali pri danej receptúre očakávať. Pri týchto teplotách a štandardnom ošetrení betónu sme na lamele nezaznamenali nijaké povrchové trhliny spôsobené vysokou teplotou (teplotným gradientom), resp. zmrašťovaním betónu. Takisto sa nezaznamenalo ovplyvnenie mechanických vlastnosti betónov.

Vývoj pevnosti a modulu pružnosti betónu v čase

Vývoj pevnosti použitého betónu v tlaku sa monitoroval na skúšobných telesách – v každom monitorovanom časovom okamihu sa kocková pevnosť vyhodnotila na kockách s rozmermi 150 × 150 × a convenient training for placing reinforcement, casting and compaction of concrete with the desired quality of concrete mixture.

Mechanical properties of concrete

Hydration heat

In *Fig. 1* we can see several dimensions of the cross-section of the segment. The thickness of the bottom slab is 0.7 – 0.9m, and of the walls is 0.45 m, and the upper slab, 0.25 – 0.5 m. The length of the segment is 3.3 m; it means that 60 m^3 of fresh concrete was cast into formwork in 4 hours. It was necessary to observe hydrating heat development before the fabrication of the extradosed bridge, and make changes in the concrete mixture, if necessary. The type of mixture used for casting the testing segment – concrete class C 45/55 – was used for casting the segments of the extradosed bridge. The development of hydration heat is shown in *Fig. 2*.

The maximum temperature in the concrete in the 24 hours after casting reached 70 °C (26 °C ambient temperature), then the temperature decreased slowly during the next 24 hours to 60 °C (26 °C ambient temperature). These temperatures are relatively high, but to be expected for this concrete mixture. No cracks or shrinkage were observed during the curing process, as a result of the high hydration temperature (temperature gradient). There was no influence of high temperature on the mechanical properties of the concrete.

Compressive strength and modulus of elasticity in time

The development of the compressive strength of concrete in time has been monitored on testing specimens. Each time the compressive strength was tested on three cubes with dimensions 150 × 150 × 150 mm.

The same procedure was applied with the static modulus of elasticity, which was monitored on testing specimens with dimensions 100 × 100 × 400 mm. The dynamic modulus of elasticity was also monitored. The results of the test are summarized in *Fig. 3*.

Creep and shrinkage

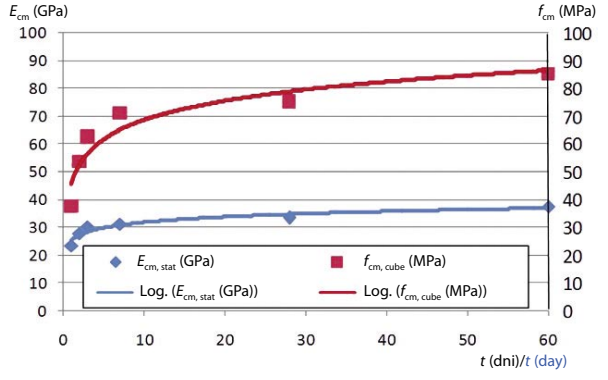
Free shrinkage was monitored on site, with similar ambient conditions as the segment. Strains were monitored on testing specimens (100 × 100 × 400 mm) by strain gauges. The behavior of free shrinkage is displayed in *Fig. 4*.

Volumetric changes due to creep of the concrete were measured on three specimens (100 × 100 × 400mm), the specimens were loaded with 70kN force (7MPa) and stored in laboratory conditions (at a temperature of 20 ±3°C, RH 55 ±5%). Strains were measured with gauges (accuracy 1/1 000 mm, base 200 mm).

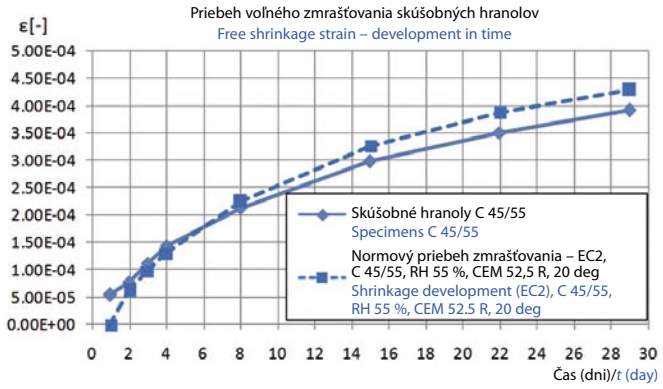
Specimen loading lasted 1 day; and the formwork was removed from the casting after 18 hours. Immediate elastic strain due to loading was 2.8.10^{-4}, which represents 25 GPa modulus of elasticity (pressure 7 MPa).

Loading test

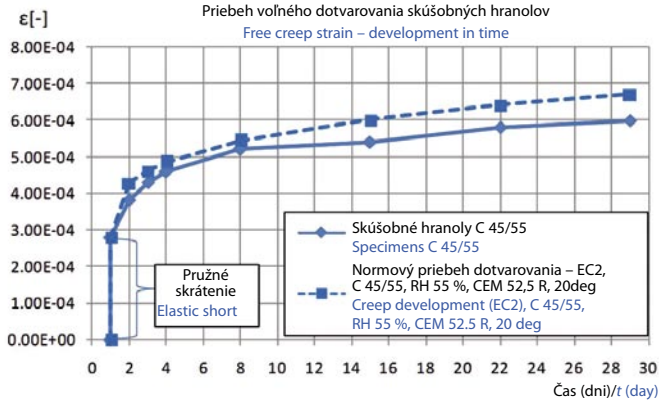
The main goal of the loading test was to assess the static behavior of the selected structural member of the tested segment.



Obr. 3 Namerané hodnoty pevností a modulov pružnosti betónu v čase
Fig. 3 Development of compressive strength and modulus of elasticity in time



Obr. 4 Vývoj voľného zmrašťovania betónu v čase
Fig. 4 Development of free shrinkage in time



Obr. 5 Vývoj dotvarovania betónu v čase
Fig. 5 Development of free creep in time

150 mm. Podobne aj vývoj modulu pružnosti v čase sa monitoroval na skúšobných hranoloch s rozmermi 100 × 100 × 400 mm. Na skúšobných telesách sa monitoroval aj dynamický modul pružnosti. Výsledky skúšok sú zhodnotené na *obr. 3*.

Vývoj dotvarovania a zmrašťovania betónu v čase

Voľné zmrašťovanie sa meralo na stavbe vo vonkajšom prostredí. Skrátenia sa monitorovali na troch skúšobných hranoloch (100 × 100 × 400 mm) pomocou strunových tenzometrov. Priebeh skrátení spôsobených voľným zmrašťovaním je znázornený na *obr. 4*.

Objemové zmeny sa stanovili na troch vzorkách (hranoly 100 × 100 × 400 mm), tie sa po odformovaní zaťažili silou 70 kN (7 MPa) a uložili v laboratórnom prostredí (teplota 20 ±3 °C, RH 55 ±5 %). Skrátenia sa merali príložným tisícinovým výchylkomerom so základňou 200 mm. Hranoly mali pri zaťažovaní vek 1 deň, odformovanie prebehlo približne po 18 hodinách od betonáže. Pomerné pružné skrátenie pri zaťažovaní predstavovalo hodnotu 2,8 . 10^{-4}, čo pri napätí 7 MPa predstavuje modul pružnosti betónu v čase zaťaženia 25 GPa.

Zaťažovacia skúška

Hlavným cieľom zaťažovacej skúšky bolo overenie statického pôsobenia a únosnosti niektorých častí a prvkov konštrukcie. Zo statického hľadiska je najzaujímavejším prvkom mosta veľké vyloženie konzolovej časti mostovkovej dosky a jej singulárne podoprenie šikmými vzperami. V tejto časti nosnej konštrukcie sú kritickými dva prierezy označené na *obr. 6* ako poloha konzola a poloha stred. Ich únosnosť výrazne ovplyvňuje tlaková napätosť pôsobením káblov priečneho predpätia mostovkovej dosky. Preto sa pri napínaní káblov podrobne kontrolovala sila v predpínacej výstuži pomocou elastomagnetických snímačov sily PSS16 a pretvorenie betónu strunovými tenzometrami. Spôsob zaťažovania a vybrané výsledky zaťažovacích skúšok sú v ďalších kapitolách.

Teoretický model

Na kontrolu meraných hodnôt zo zaťažovacej skúšky lamely sa zostavil výpočtový nelineárny 2D model, zohľadňujúci pracovný diagram betónu, vytvorený z nameraných hodnôt modulov pružnosti a kockových pevností betónu. Množstvo mäkkej a predpínacej výstuže je zadané zo vstupných výkresov, podľa ktorých sa lamela vyhotovila.

Zaťažovacia skúška – poloha konzola

Veľkosť zaťaženia v polohe konzola sa určila z podmienky dosiahnuť dekompresiu horných vláken v priereze č. 1. Dekompresia sa očakávala pri zaťažení 375 kN. Konzola sa zaťažovala betónovými zvodidlami tiaže 35 kN, ktoré sa ukladali na koniec konzoly (*obr. 7*). Zvodidlá na opačnej strane slúžili na stabilizáciu lamely proti preklopeniu.

Zaťažovanie lamely sa rozdelilo do šiestich zaťažovacích stavov (ZS1-6), pričom na konzolu sa postupne naložilo 3, 5, 8, 10 a 12 betónových zvodidiel. Zostava 12 zvodidiel poskytla spolu zaťaženie

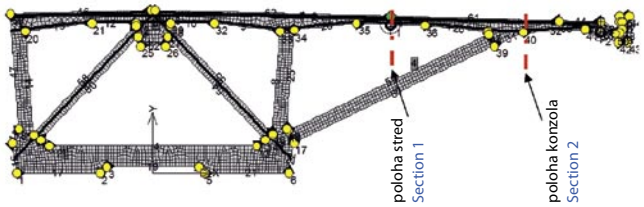
From the static aspect, the most interesting part of the segment is the prestressed upper slab, supported by a sloping diaphragm. There are two critical sections in this structural member, see *Fig. 6.* – Section "1" and Section "2". Their resistance is highly influenced by transverse prestressing. Forces in prestressing units were monitored using elastomagnetic sensors PSS16, strains in concrete were monitored using strain gauges. The plan of loading and the selected results of the loading tests are summarized in folowing chapters.

Theoretical model

For comparison of measured results, a 2D non-linear model with measured properties of the materials of the segment was created. Also the real position and the amount of reinforcement and prestressing steel was taken into account.

Loading test – section "1"

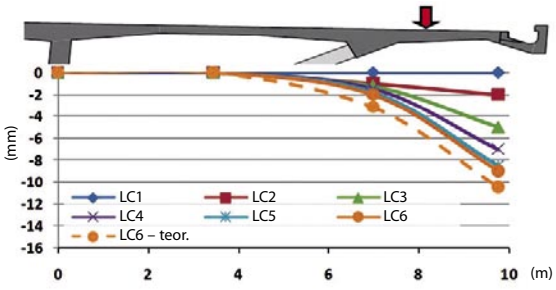
The amount of load in Section "1" was determined by the requirements of decompression in the upper fibers of the concrete. The expected level of load causing decompression in Section "1" was 375 kN. Section "1" was loaded with concrete barriers (each 35 kN) stored at the end of the cantilever, see *Fig. 7*. This part of the loading test was divided into 6 stages (Load Case 1-6). The cantilever was gradually loaded with 3, 5, 8, 10 and 12 concrete barriers. 12 concrete barriers created a 420 kN load, which was 12 % higher than the expected level of load which would cause decompression.



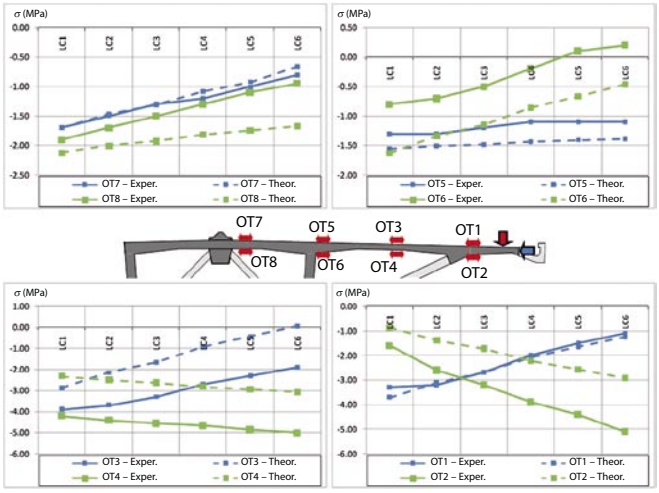
Obr. 6 Teoretický MKP model
Fig. 6 Theoretical FEM model



Obr. 7 Lamela s maximálnym zaťažením konzoly
Fig. 7 Bridge segment – Loading test of „Section 1"



Obr. 8 Priehyby – poloha konzola
Fig. 8 Deflections – Loading test of „Section 1"



Obr. 9 Napätosť v betóne – poloha konzola
Fig. 9 Concrete stresses – Loading test of „Section 1"

420 kN, čo je o 12 % viac, ako bolo potrebné na vyvodenie dekompresie v sledovanom priereze.

Zmeny polohy uzlových bodov lamely sa merali VP geodéziou z dvoch miest. Zvislé priehyby vybraných bodov sa merali aj elektronickými priehybomermi. Na *obr. 8* je vykreslený priehyb konzolovej časti lamely pôsobením jednotlivých zaťažovacích stavov. Ako vidieť, konzolová časť lamely sa deformovala veľmi zhodne s očakávaným teoretickými hodnotami.

Pomerné pretvorenia prierezov mostovkovej dosky a šikmých vzpier sa merali zabudovanými strunovými, resp. lepenými odporovými tenzometrami. Namerané hodnoty sa očistili od účinkov teploty a pomocou modulov pružnosti získaných skúškami prepočítali na napätia v betóne. Na *obr. 9* sú znázornené vybrané výsledky monitoringu napätosti v betóne.

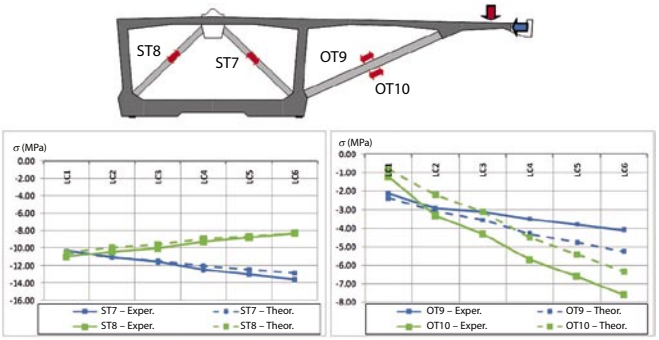
Tlaková rezerva v horných vláknach spôsobená priečnym predpätím dosahovala hodnotu 3,2 MPa. S plne zaťaženou konzolou sme dosiahli zníženie napätia v horných vláknach prierezu „konzola" na – 1,0 MPa (LC6 – 12 zvodidiel). Dekompresia horných vláken sa teda nedosiahla.

Počas zaťažovacej skúšky sa monitorovali aj pretvorenia v šikmých ťahadlách a vzpere, ktoré sa prepočítali na napätia a porovnali s teoretickým modelom. Opäť je zrejmá dobrá zhoda medzi teoretickými a nameranými hodnotami.

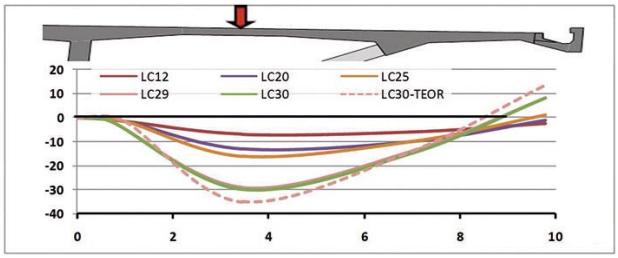
Zaťažovacia skúška – poloha stred

Stred dosky sa postupne zaťažoval pomocou hydraulických lisov a predpínacích tyčí zakotvených do masívnych oceľových nosníkov, ktoré tvorili podlahu lamely (*obr. 1* a *7*). Limit zaťaženia bol daný maximálnou kapacitou lisov 1 000 kN. Podľa teoretického výpočtu mali pri sile 300 kN vzniknúť prvé trhliny a pri sile 840 kN mal prierez stratiť únosnosť.

Na *obr. 11* je vykreslený priehyb konzolovej časti lamely pôsobením jednotlivých zaťažovacích stavov. Ako vidieť, konzolová časť lamely sa deformovala veľmi zhodne s očakávaným teoretickými hodnotami. Na *obr. 12* sú znázornené vybrané výsledky monitoringu napätosti v betóne.



Obr. 10 Napätosť v betóne (vzpera a ťahadlá) – poloha konzola
Fig. 10 Concrete stresses – Loading test of „Section 1"



Obr. 11 Vývoj priehybov pri zaťažovaní – poloha stred
Fig. 11 Deflections – Loading test of „Section 1"

Selected results of loading test of Section "1" are introduced in following part of this paper.

Deflections of the upper slab were measured by surveying methods from two locations. Deformations were also measured electronically using gauges. Deflections of the upper slab during the loading test of Section "1" are shown in *Fig. 8*. Deformations of the cantilever part of the upper slab were favorable with respect to the theoretical model.

Concrete strains were measured using strain gauges. The temperature effect was subtracted from the measured values of the concrete strains, then were measured the values converted to stresses using the measured modulus of elasticity of concrete. The selected results of measurement of stresses in concrete compared with theoretical model are summarized in the *Fig. 9* and *Fig. 10*.

The compressive reserve caused by transverse prestressing in the upper fiber of Section "1" (OT1) was –3.2 MPa. The value of stress in Section "1" (OT1) reached –1,0 MPa with fully loaded cantilever (LC6 – 12 concrete barriers). The decompression of the upper fiber of the prestressed concrete slab was not reached.

Stresses in diaphragms during loading test of Section "1" were also measured using strain gauges, results of monitoring are in shown in *Fig. 10*. Again we can see a good match between theoretical and measured values of stresses in concrete.

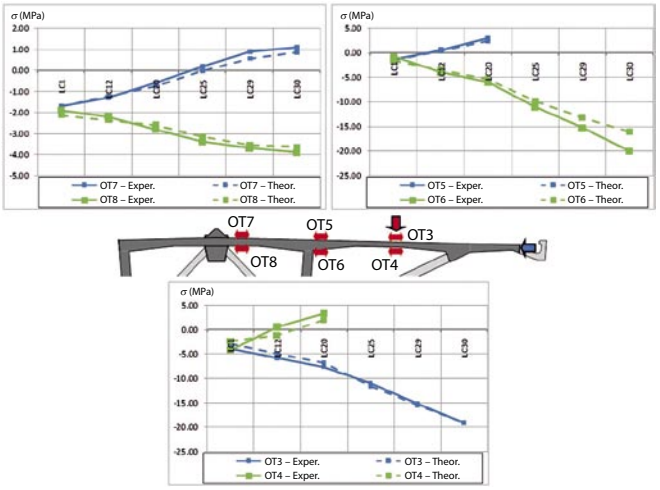
Loading test – section "2"

The mid span of the upper slab was gradually loaded using hydraulic jack and prestressing rods anchored to steel beams stored under the segment. Maximum force was limited by capacity of hydraulic jacks – 1 000 kN. Expected load level causing first cracks was 300 kN, expected load level causing ultimate limit state of Section "2" was 840 kN according to theoretical model.

Deflections of the upper slab during the selected load cases of the loading test of Section "2" are shown in the *Fig. 11*. Deformations of cantilever part of the upper slab were favorable with respect to the theoretical model.

Selected results of measurement of stresses in concrete compared with theoretical model are summarized in the *Fig. 12* and *Fig. 13*.

Decompression of bottom fiber in Section "2" was reached with load of 302.3 kN; expected value according to theoretical model was 190 kN. Decompression state was reached with 1.5-times higher load than expected.



Obr. 12 Napätosť v betóne – poloha stred
Fig. 12 Concrete stresses – Loading test of „Section 2"

Počas zaťažovacej skúšky bolo pri dekompresnej sile 190 kN tlakové napätie v spodných vláknach prierezu dosky 1,5 MPa. Dekompresia tlakovej napätosti v spodných vláknach prierezu nastala až pri sile 302,3 kN, očakávaný stav nastal pri 1,5-násobnom zaťažení.

Druhá rozhodujúca sila 300 kN mala vyvodiť trhliny v spodných vláknach, napätie v príslušnom mieste však dosiahlo hodnotu +0,1 MPa, keď nastalo iba dekompresné štádium. Napätie +4,6 MPa, presahujúce ťahovú pevnosť betónu, sa dosiahlo až pri sile 600 kN, očakávaný stav nastal pri 2-násobnom zaťažení.

Posledná rozhodujúca sila 840 kN mala znamenať dosiahnutie únosnosti prierezu dosky, ale vzhľadom na to, že nenastal požadovaný stav, v zaťažovaní sa pokračovalo ďalej. Postupne sa dosiahla maximálna sila zaťažovacej hydraulickej zostavy 1 000 kN, keď bol zreteľne viditeľný rozvoj trhlín na povrchu dosky v mieste jej pripojenia do trámu a na spodnom povrchu v strede dosky pod lismi. Maximálna šírka trhlín dosiahla hodnotu 0,3 mm. Po odľahčení sa viaceré trhliny uzavreli. Systém trhlín pri maximálnej sile a meranie ich šírky je znázornený na *obr. 14*.

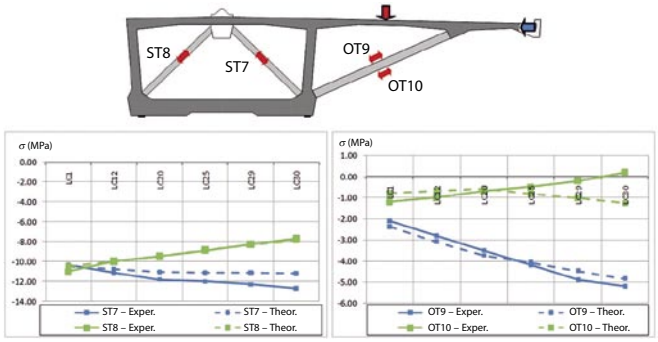
Pretvorenia v šikmých ťahadlách a vzpere počas zaťažovacej skúšky – poloha stred – sa monitorovali pomocou strunových tenzometrov, vybrané výsledky sú znázornené na uvedených obrázkoch. Podobne ako pri predchádzajúcich meraniach vidíme dobrú zhodu medzi teoretickými a nameranými hodnotami.

Záver

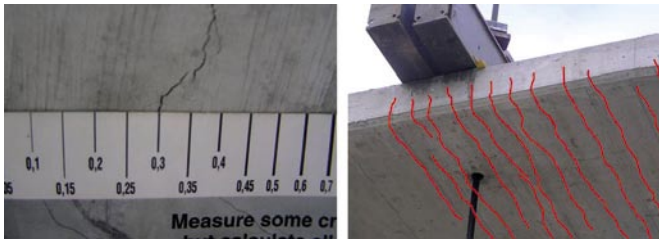
Monitoring výroby skúšobnej lamely dokázal vysokú mieru spoľahlivosti výrobných postupov, ako aj vysokú kvalitu prác. Monitorované parametre počas výroby lamely dosiahli očakávané hodnoty. Výroba skúšobného segmentu rovnakých rozmerov ako skutočný priečny rez mostom bola vhodným a cenným testom ukladania výstuže, betonáže a zhutňovania čerstvej betónovej zmesi navrhnutej receptúry.

Zaťažovacia skúška oboch prierezov preukázala vyššiu kapacitu prierezov v porovnaní s očakávanými hodnotami získanými na základe teoretického modelu. Oba prierezy preukázali svoju vysokú únosnosť pri zaťažení. Väčšina sledovaných parametrov bola v dobrej zhode s teoretickým MKP modelom.

Literatúra
[1] Chandoga, M. a kol.: Zaťažovacia skúška skúšobnej lamely. Záverečná správa a projekt vyhotovenia zaťažovacej skúšky. Bratislava: Projstar-PK, s. r. o, 2009.
[2] Kucharík, J. a kol.: Zaťažovacia skúška skúšobnej lamely – merania napätí a pomerných pretvorení v betóne. Záverečná správa. Bratislava: VÚIS-Mosty, s. r. o, 2009.



Obr. 13 Napätosť v betóne (vzpera a ťahadlá) – poloha stred
Fig. 13 Concrete stresses – Loading test of „Section 2"



Obr. 14 Trhliny v spodnej časti dosky – poloha stred
Fig. 14 Cracks at the bottom surface of the upper slab – Loading test of „Section 2"

The first crack in the bottom fiber of the concrete appears during load case LC25 (600 kN), expected value of load causing first crack was 300 kN. First crack state was reached with 2-times higher load than expected according to theoretical model.

In theoretical model, ultimate limit state of Section "2" was reached with load at level 840 kN. In fact, this state was not reached with load 840 kN, loading test continued up to 1 000 kN (capacity of hydraulic jacks). With the force of 1 000 kN, cracks were evidently recognized at the top surface (OT5), also at the bottom surface (OT6) of upper slab. Maximum width of cracks was 0.3 mm, most of them closed after removing load. Crack pattern and measured crack width is on *Fig. 14*.

Stresses in diaphragms during loading test of Section "2" were also measured using strain gauges; results of monitoring are in following *Fig. 13*. Again we can see good match between theoretical and measured values of stresses in concrete.

Conclusion

The construction of the testing segment proved the reliability of fabrication and high quality of works. The monitored parameters of concrete during the construction reached the expected levels. The construction of the testing segment in the same scale as the extra-dosed bridge was a very good and valuable experience for placing reinforcement, casting and compaction of concrete with the designed mixture.

The loading test of both cross-sections has also proved a higher compatibility with the theoretical models, than predicted. Both monitored cross sections proved high bearing capacity under load. The most of the monitored parameters during loading tests were in a good match with the theoretical non-linear FEM model.

References
[1] Chandoga, M. and co.: Loading test of Extradosed Bridge Segment. Design and Final report. Projstar-PK, Ltd, Bratislava, 2009.
[2] Kucharík, J. and co.: Loading test of Extradosed Bridge Segment – stress/strain measurement in concrete. Final report. VÚIS-Mosty, Ltd, Bratislava, 2009.





Juraj Bilčík – Katarína Gajdošová – Katarína Olivová

Zosilňovanie stĺpov polymérmi vystuženými uhlíkovými vláknami
Columns Strengthening with Carbon Fibre Reinforced Polymers

Použitie polymérov vystužených vláknami (Fibre Reinforced Polymers – FRP) na obnovu a zosilňovanie konštrukcií v poslednom období postupne narastá, a to vďaka mnohým výhodám týchto kompozitov v porovnaní s oceľovou výstužou. Aplikácia na stĺpy zvyšuje ich odolnosť a ťažnosť. V príspevku sa analyzuje účinok zosilnenia CFRP lamelami v drážkach a ovinutím CFRP tkaninou v prípade krátkych a štíhlych stĺpov.

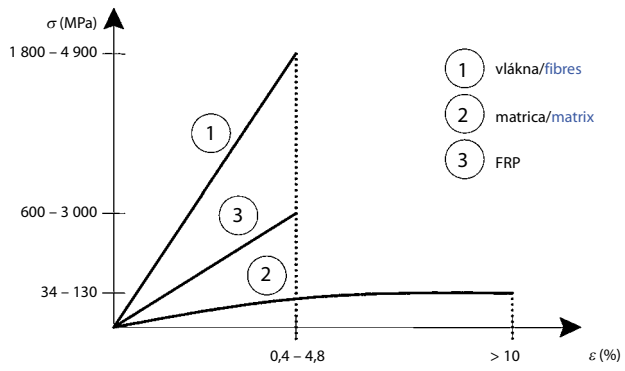
The use of fibre reinforced polymer (FRP) materials for structural repair and strengthening has continuously increased in recent years, due to several advantages associated with these composites when compared to conventional materials like steel. Application to columns leads to an increase in strength and ductility. This paper presents the effect of short and slender concrete columns strengthening with carbon fibre strips in grooves and carbon fibre sheet confinement.

Chyby pri navrhovaní konštrukcie, zmeny vo využití objektu alebo zanedbanie údržby vedú často k požiadavke na zosilnenie nosnej konštrukcie stavby. Zvýšiť odolnosť bez podstatného zväčšenia prierezu možno nahradením klasických materiálov progresívnymi kompozitmi – najmä polymérmi vystuženými uhlíkovými vláknami (Carbon Fibre Reinforced Polymers – CFRPs). Zvýšenie odolnosti železobetónových stĺpov možno dosiahnuť dvoma spôsobmi: prídavnou výstužou vo forme CFRP lamiel v drážkach alebo ovinutím CFRP tkaninou, prípadne ich kombináciou.

Polyméry vystužené vláknami

Polyméry vystužené vláknami sú kompozitné materiály tvorené výstužnými vláknami a matricou. Vlákna dávajú kompozitu základnú pevnosť, tuhosť a iné vlastnosti, ako sú odolnosť proti korózii, tepelná vodivosť atď. Matrica zabezpečuje polohu vláken a tvar lamely, chráni vlákna pred mechanickým poškodením, podieľa sa na roznášaní namáhania, zvyšuje odolnosť kompozitu proti atmosférickým a iným vplyvom prostredia. Vlastnosti sú znázornené na *obr. 1*. Na statické zosilňovanie sa najčastejšie používajú jednosmerné kompozity s uhlíkovými vláknami, laminované epoxidovou alebo polyesterovou matricou. V porovnaní s oceľovou výstužou majú viaceré výhody (vysoká pevnosť, nízka hmotnosť, odolnosť proti korózii), nevýhodou je relatívne vysoká cena.

Polyméry vystužené vláknami sa používajú na zosilňovanie stĺpov vo dvoch formách: lepením a ovinutím. Polyméry vo forme lamiel sa



Obr. 1 Diagram $\sigma - \varepsilon$ vláken, matrice a kompozitu [1]
Fig. 1 Fibres, matrix and composite stress-strain diagram [1]

Mistakes in structures design, building usage changes or maintenance negligence lead to the need of building structure strengthening. Achieving higher resistance without meaning cross section enlargement is possible when classical materials are replaced by progressive composites – mainly carbon fibre reinforced polymers (CFRPs). One of CFRPs application is the strengthening of concrete columns. For increasing the load-bearing capacity reinforced concrete columns are strengthened by two ways: like added reinforcement in CFRP strips in grooves form or like CFRP sheet confinement, eventually their combination.

Fibre reinforced polymers

Fibre reinforced polymers are composite materials consisting of fibres and matrix. Fibres ensure strength, stiffness, corrosion resistance and other important properties. Matrix holds fibres together, ensures their position and strip shape, protects fibres from mechanical deterioration and participates in load transfer. Properties are shown in *Fig. 1*. For strengthening purposes unidirectional composites with carbon fibres and epoxy resin are used the most widely.

Compared with steel reinforcement, fibre reinforced polymers have many advantages (high strength-to-weight and stiffness-to-weight ratios, large deformation capacity and corrosion resistance to environmental degradation), the disadvantage is a relatively high prise.

There are two forms of the fibre reinforced polymers use for strengthening.

Polymers in strip form are bonded to the structural member's surface or into the pre-cut grooves in concrete cover – the well-known near surface mounted reinforcement (NSMR). They transfer tensile forces and can be counted into the cross section capacity like added reinforcement with related characteristics.

Polymer sheets in confinement form can be shaped like stirrups or continuously like spiral.

The confinement effect is based on a well known fact that the concrete lateral deformation containment increases its strength. Confinement effects on cross section resistance increase can be considered by concrete strength increase and stress-strain model modification.

Strengthening of short columns

An experimental investigation for short columns strengthening effects verification was performed in the laboratory of the Department

Prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274546, e-mail: juraj.bilcik@stuba.sk
Ing. Katarína Gajdošová, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk
Ing. Katarína Olivová, PhD., ISPO, s. r. o., inžinierske stavby, Nám. slobody 23, 811 06 Bratislava, e-mail: katarina.olivova@gmail.com



Obr. 2 Usporiadanie skúšky krátkeho stĺpa
Fig. 2 Short column test set-up



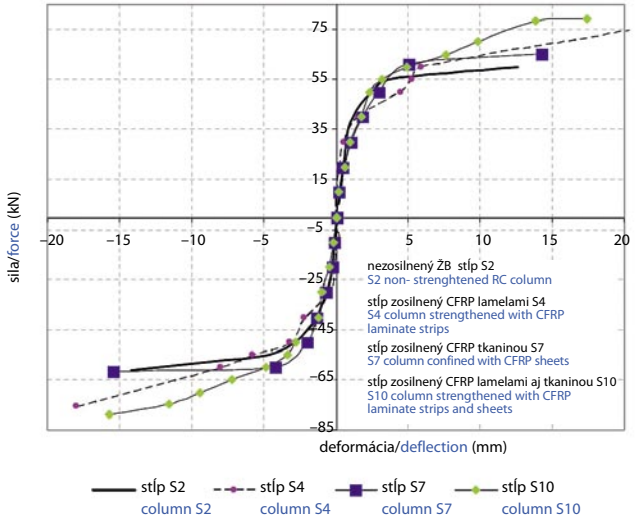
Obr. 4 Usporiadanie skúšky štíhleho stĺpa
Fig. 4 Slender column test set-up

lepia na povrch stĺpov alebo do vopred vyfrézovaných drážok v betónovej krycej vrstve. Slúžia najmä na prenos ťahových síl a do odolnosti prierezu ich možno započítať ako prídavnú výstuž s príslušnými charakteristikami.

Na zosilnenie formou ovinutia sa využívajú tkaniny – ako strmene alebo kontinuálne ako skrutkovica. Účinok ovinutia je založený na známej skutočnosti, že obmedzenie priečnej deformácie betónu zvyšuje jeho pevnosť. Účinky ovinutia na zvýšenie odolnosti prierezu preto možno zohľadniť zvýšením pevnosti betónu a úpravou diagramu $\sigma - \varepsilon$.

Zosilňovanie krátkych stĺpov

Na overenie účinkov zosilnenia krátkych stĺpov prebehol v rokoch 2006 až 2007 na Katedre betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave experimentálny program [2].



Obr. 3 Závislosť sily a pretvorenia pri krátkych stĺpoch zaťažovaných zvislou silou 250 kN a zvyšujúcou sa vodorovnou silou
Fig. 3 Force-deflection relationship for short columns loaded by vertical force 250kN and increasing horizontal force

of Concrete Structures and Bridges at the Slovak University of Technology in Bratislava in 2006 – 2007 (Olivová [2]).

In order to assess the effectiveness of the near-surface mounted (NSM) laminate strips method and wrapping with CFRP sheets for strengthening of concrete columns submitted to a static axial compression load and cyclic horizontal load, four series of reinforced concrete columns with dimensions of 250 × 250 × 1500 mm were tested. The first serie consisted of non-strengthened reinforced concrete columns; the second serie was composed of concrete columns strengthened with CFRP laminate strips before testing; the third serie was composed of columns strengthened with CFRP sheets; and the last serie was composed of columns strengthened with combination of CFRP laminate strips and sheets.

The test set-up is illustrated in *Fig. 2*. Each specimen is composed of a column connected to foundation blocks. A constant vertical load of 250, 450, 650, 750 and 850 kN were respectively applied to the columns. The history of the horizontal force placed at a distance of 0.95 m from the footing was included in the load cycles in increments of 10 and 5 kN up to failure. Linear variable displacement transducers (LVDTs) were used to record the horizontal displacement of the column as well as any vertical movement of the footing. Relationship between increasing horizontal force and displacement in the height of horizontal force applying is shown in *Fig. 3*. The load carrying capacity of a column is given by a horizontal force by which horizontal displacement increases without load increase.

The results obtained from the experiment were compared with those obtained from the analytical modelling. For the numerical analysis using the Finite Element Method (FEM), the ATENA program was used. The stress-strain curves for the concrete and reinforcement bars derived from the laboratory tests of these materials were considered.

Results of numerical analysis and experimental investigation are in good agreement, whereby experimental values are about 6 – 14 % higher than the numerical analysis and it's expressly shown that for short columns strengthening with CFRP sheet confinement is markedly more effective.

S cieľom stanoviť účinnosť zosilňovania použitím lamiel lepených blízko povrchu a ovinutím CFRP tkaninou na zosilnenie betónových stĺpov zaťažených zvislou tlakovou silou konštantnej hodnoty a cyklickou vodorovnou silou sa testovali štyri série železobetónových stĺpov s rozmermi 250 × 250 × 1 500 mm. Prvá séria pozostávala z nezosilnených železobetónových stĺpov, druhú tvorili stĺpy zosilnené CFRP lamelami pred zaťažovaním, tretiu stĺpy zosilnené CFRP tkaninou a poslednú sériu tvorili stĺpy zosilnené kombináciou CFRP lamiel a tkaniny.

Priebeh skúšky je na *obr. 2*. Každú vzorku tvorí stĺp spojený so základovými blokmi. Stĺpy sa zaťažovali konštantnou zvislou silou 250, 450, 650, 750 a 850 kN. Vodorovná sila striedavého znamienka rástla o 5, resp. 10 kN až do porušenia a pôsobila vo vzdialenosti 0,95 m nad základom. Na zaznamenávanie vodorovných premiestnení stĺpa a prípadného zvislého posunu základu sa použili indukčné snímače dráhy. Závislosť medzi rastúcou vodorovnou silou a priehybom v mieste pôsobenia tejto sily je na *obr. 3*. Odolnosť stĺpa je daná vodorovnou silou, pri ktorej vodorovné priehyby rástli aj bez zvyšujúceho sa zaťaženia.

Výsledky experimentu sa porovnávali s výsledkami analytického modelu. Na numerickú analýzu metódou konečných prvkov sa použil program ATENA. Diagramy $\sigma - \varepsilon$ betónu a výstuže sa odvodili z laboratórnych skúšok materiálov.

Výsledky numerickej analýzy sú v pomerne dobrej zhode s experimentom, pričom experimentálne hodnoty sú približne o 6 až 14 % vyššie ako z numerickej analýzy a jednoznačne preukazujú, že ovinutie CFRP tkaninou má výraznejší účinok na zvýšenie odolnosti krátkych stĺpov ako lamely v drážke.

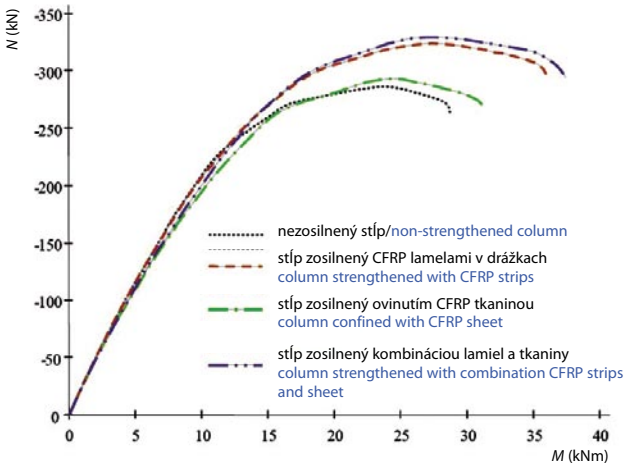
Zosilňovanie štíhlych stĺpov

Účinky uvedených spôsobov zosilňovania na štíhle železobetónové stĺpy sa overovali v druhej časti experimentálneho výskumu v rokoch 2008 až 2009 [4]. Skúšali sa stĺpy s dĺžkou 4 m a prierezom 150 × 210 mm, vystužené 2 × 4 ∅10, obojstranne kĺbovo uložené. Vyrobili a odskúšali sa štyri skupiny – nezosilnené stĺpy, stĺpy zosilnené CFRP lamelami v drážkach, ovinutím CFRP tkaninou a ich kombináciou. Sledovali sa pretvorenia betónu, oceľovej a kompozitnej výstuže, priehyb v strede výšky stĺpa vplyvom narastajúceho ohybového momentu pri postupnom zvyšovaní tlakovej sily, pôsobiacej s počiatočnou excentricitou 40 mm. Umiestnenie stĺpa v lise a priebeh zaťažovacej skúšky je na *obr. 4*.

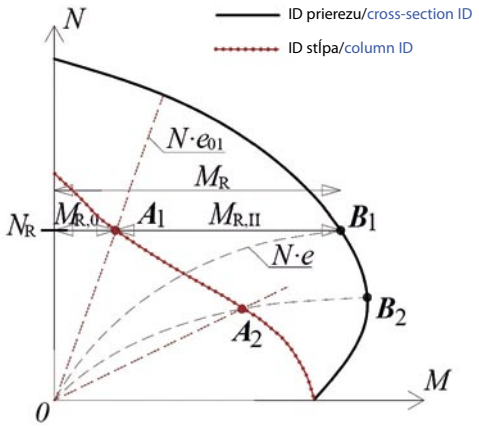
V čase experimentálneho výskumu sa spracovalo aj numerické modelovanie – použil sa program ATENA 3D. Materiálové vlastnosti a statické pôsobenie sa prevzali z experimentálnych meraní. Experimentálna a numerická analýza dávajú zhodné výsledky. Preukázalo sa, že zosilňovanie CFRP lamelami v drážkach je účinnejší spôsob zosilňovania štíhlych železobetónových stĺpov ako ovinutie tkaninou. Je to zrejmé aj z *obr. 5*, na ktorom je znázornený nárast odolnosti každej série stĺpov.

Na navrhovanie v praxi je potrebné odvodiť postup započítania účinku zosilnenia CFRP materiálmi na odolnosť prierezu a stĺpa. Odolnosť krátkeho stĺpa je reprezentovaná interakčným diagramom prierezu. Z dôvodu zistenia odolnosti bez prídavných účinkov druhého rádu možno tento diagram pre štíhle stĺpy upraviť na interakčný diagram stĺpa. Pri známych rozmeroch prierezu, materiálových vlastnostiach, štíhlosti a počiatočnej koncovej excentricite sa dá z interakčného diagramu stĺpa určiť osová sila odolnosti N_R z lineárnej závislosti osovej sily N a ohybového momentu prvého rádu $M_{R,0}$. V kritickom priereze pôsobí osová sila N_R a celkový návrhový moment M_R, ktorý je súčtom momentu prvého rádu $M_{R,0}$ a momentu druhého rádu $M_{R,II}$ (*obr. 6*).

Účinky zosilnenia sa potom do interakčných diagramov započítavajú takto: CFRP lamely sa uvažujú ako prídavná výstuž pri povrchu prierezu a veľkosti ich pomerných pretvorení sa určujú na základe zvolených pretvorení betónu v závislosti od vzdialenosti od neutrálnej osi. Na základe hodnôt pomerných pretvorení CFRP lamiel sa určí napätie z lineárneho diagramu $\sigma - \varepsilon$ udávaného výrobcom. Príspevok zosilnenia ovinutím CFRP tkaninou sa započítava formou zvýše-



Obr. 5 Zvýšenie sily odolnosti štíhlych stĺpov
Fig. 5 Resistance force increase for slender columns



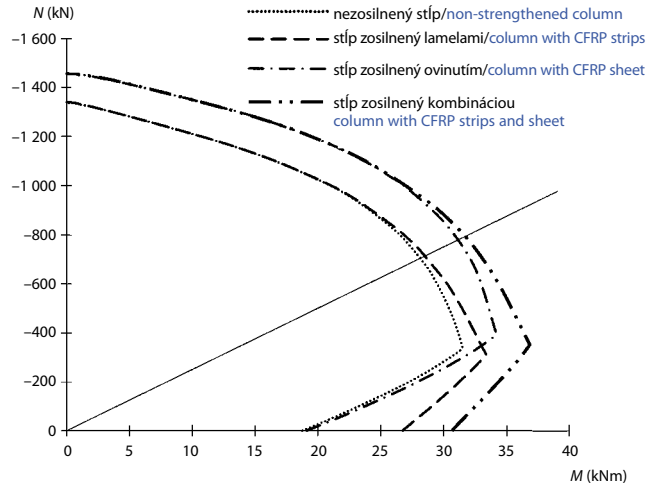
Obr. 6 Zmena interakčného diagramu prierezu na interakčný diagram (ID) stĺpa
Fig. 6 Short column interaction diagram turn to slender column interaction diagram

Strengthening of slender columns

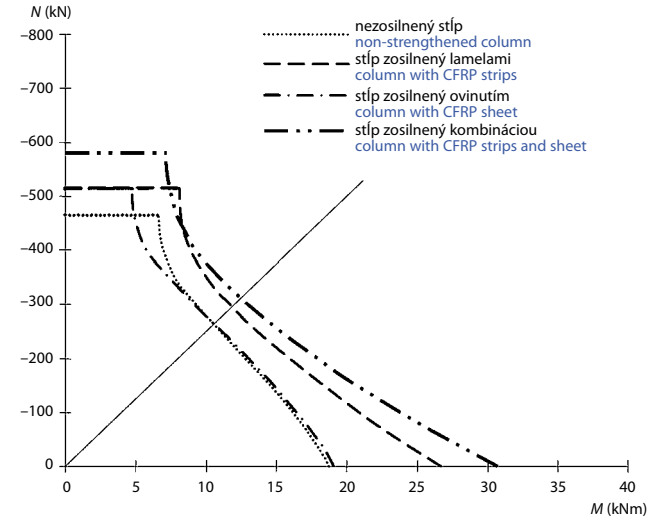
Verification of aforesaid strengthening techniques effects on slender reinforced concrete columns was carried out in second part of experimental investigation in 2008 and 2009 (Gajdošová [4]). Columns of length 4 m, cross section 150 × 210mm, reinforced with 2 × 4 ∅10, hinged supported at both ends were tested. The investigation composed of the same four series as before: non-strengthened column, column strengthened with CFRP strips in grooves, column confined with CFRP sheet and column strengthened with combination of these methods. Strains of concrete, steel and composite reinforcement and deflection from increasing bending moment in the middle height were monitored during increase of compression force acting on initial eccentricity 40 mm. Experimentation set-up is shown in *Fig. 4*.

Along with experimental investigation the numerical modelling was executed – program ATENA 3D was used. Material properties and static actions were adapted from full scale tests. Numerical and experimental procedures give equivalent results. It's demonstrated that strengthening with CFRP strips in grooves is a more effective method for slender reinforced concrete columns. It can be seen in *Fig. 5* where load bearing capacity increase of each series of columns is shown.

For usual use of mentioned strengthening techniques the method of CFRP materials inclusive effect to the section and column capacity is needed to be derived. A short column resistance is represented by an interaction diagram (ID) of a cross-section. For slender columns, this diagram can be turned to an interaction diagram of a column



Obr. 7 Interakčné diagramy krátkych stĺpov (prierezov)
Fig. 7 Short columns interaction diagrams



Obr. 8 Interakčné diagramy štíhlych stĺpov
Fig. 8 Slender columns interaction diagrams

nej pevnosti betónu a zmenou diagramu $\sigma - \varepsilon$ betónu. Výsledkom experimentálneho výskumu sa najviac približuje výpočet s použitím diagramu $\sigma - \varepsilon$ ovinutého betónu podľa Lama a Tenga (2003). Na *obr. 7* a *8* sú porovnané interakčné diagramy (ID) prierezov a stĺpov pre referenčný nezosilnený stĺp a stĺpy zosilnené CFRP lamelami v drážkach, ovinutím CFRP tkaninou a ich kombináciou. Z ID jednoznačne vyplýva rozdiel medzi pôsobením zvolených metód zosilnenia na krátke a štíhle stĺpy.

Závery

Na základe výsledkov výskumu možno konštatovať, že použitím polymérov vystužených uhlíkovými vláknami sa dá bez výrazného zväčšenia rozmerov zvýšiť odolnosť krátkych aj štíhlych stĺpov.

Pri krátkych stĺpoch prebiehalo zaťažovanie pri zvolenej tlakovej sile zvyšovaním vodorovnej sily, a tým ohybového momentu. Percentuálny podiel zvýšenia odolnosti závisel od zvolenej tlakovej sily. Pri sile 250 kN bolo zvýšenie odolnosti 10 % pri stĺpoch zosilnených ovinutím CFRP tkaninou a 26 % pri stĺpoch zosilnených CFRP lamelami v drážkach. Pri sile 650 kN sa odolnosť pri stĺpoch zosilnených ovinutím zvýšila na 16 % a odolnosť stĺpov zosilnených lamelami v drážkach klesla na 9 %. Vyšší prínos ovinutia CFRP tkaninou sa teda prejavuje v oblasti prierezu namáhaného prevažne tlakom.

Z ID prierezov na obr. 7 vyplýva 1,3-percentné zvýšenie odolnosti stĺpov zosilnených CFRP lamelami v drážkach, 10,8-percentné zvýš

– to find out the resistance of a column without the additional second order effects. For known column cross-section dimensions, material properties, slenderness and end eccentricity, resistance axial force N_R can be given from column interaction diagram from linear dependence of axial force N and first order bending moment $M_{R,0}$. In a critical cross-section, axial force N_R and total bending moment M_R (denoting the sum of first order moment $M_{R,0}$ and second order moment $M_{R,II}$) act (*Fig. 6*).

When calculating a strengthening effect, CFRP strips in grooves can be counted in like additional reinforcement near cross-section surface and the values of their strains are determined based upon concrete strains, depending on distance from neutral axis. Following CFRP strips strain values, stress is determined from linear stress-strain relation. CFRP sheet confinement can be counted in like increasing concrete strength and modified stress-strain relation. Lam and Teng's stress-strain model (2003) mostly approximates to experimental results.

Comparison of short (cross-section ID) and slender columns interaction diagrams of four series of specimens is shown in *Fig. 7 – 8*: Resulting from interaction diagrams, the effect of strengthening techniques is different for short and slender columns.

Conclusions

Presented investigation results indicate that columns' strengthening by the use of fibre reinforced polymers allows load carrying capacity increase without a significant cross-section increase.

Short columns were loaded at chosen level of compression force with increasing horizontal force and by that with increasing bending moment. Percentage of capacity increase depends on chosen level of compression force. At vertical load of 250 kN an average increase in the load carrying capacity was 10 % for the columns confined with a CFRP sheet and 26 % for the columns strengthened with CFRP laminate strips. For columns loaded by a vertical load of 650 kN an average increase on the load carrying capacity was provided 16% of the columns strengthened with CFRP sheet and only 9% of the columns strengthened with CFRP laminate strips. Bigger allowance of CFRP sheet is evident for cross-sections in predominant compressive stress region.

Resulting from cross-section interaction diagrams in *Fig.* 7 the load carrying capacity increase for short columns is 1.3 % for columns strengthened by near surface mounted CFRP strips, 10.8 % for columns strengthened by confining of CFRP sheet and 12.6 % for



Obr. 9 Roztrhnuté CFRP lamely v drážke po skúške
Fig. 9 Repture of CFRP strips in groves after test

šenie odolnosti stĺpov zosilnených ovinutím CFRP tkaninou a 12,6-percentné zvýšenie odolnosti v prípade kombinovaného spôsobu zosilnenia. Pri zohľadnení štíhlosti a úprave interakčného diagramu (*obr. 8*) sa preukázalo zvýšenie tlakovej sily odolnosti v porovnaní s nezosilneným železobetónovým stĺpom: 11,4 % pri stĺpoch zosilnených pridaním CFRP lamiel do drážok v betónovej krycej vrstve, 1,8 % pri stĺpoch zosilnených ovinutím jednou vrstvou CFRP tkaniny, 15,3 % pri stĺpoch zosilnených kombináciou CFRP lamiel v drážkach a ovinutia jednou vrstvou CFRP tkaniny.

Najúčinnejší spôsob zosilnenia teda závisí od prevládajúceho spôsobu namáhania. Pri krátkych stĺpoch sa predpokladá prevažne tlakové namáhanie a výraznejší účinok na zvýšenie odolnosti má ovinutie CFRP tkaninou. Do odolnosti stĺpa sa môže započítať formou zvýšenej pevnosti betónu. Pri štíhlych stĺpoch účinky druhého rádu spôsobujú zvýšenie ohybového momentu a spôsob namáhania sa presúva viac do ohýbanej oblasti, kde väčší príspevok na zvýšenie odolnosti majú CFRP lamely v drážkach. Do odolnosti stĺpa sa môžu započítať ako prídavná výstuž pri povrchu prierezu.

Literatúra

[1] Reinforced Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers : Design manual No. 3, ISIS Canada – Intelligent Sensing for Innovative Structures. Manitoba, Canada Corporation, 2001.

[2] Olivová, K.: Zosilňovanie betónových stĺpov lamelami a tkaninou z uhlíkových vlákien. Dizertačná práca. Bratislava, 2007, s. 207.

[3] Olivová, K. – Bilčík, J.: Zvyšovanie odolnosti železobetónových stĺpov. In: Zborník z prednášok z konferencie Betonárske dni 2008. Bratislava, november 2008, s. 305 – 310.

[4] Gajdošová, K. – Bilčík, J.: Správanie sa železobetónových stĺpov zosilnených použitím CFRP. In: Zborník zo 6. seminára Sanácia betónových konštrukcií 2009. Smolenice, december 2009, s. 125 – 130.

[5] Gajdošová, K. – Bilčík, J. – Brondoš, J.: Využitie polymérov vystužených vláknami na zosilňovanie stĺpov. In: Zborník z konferencie Betón na Slovensku 2006 – 2010. Žilina, február 2010, s. 221 – 226.

combination of these two methods. For slender columns (*Fig. 8*), where provision is made for slenderness, the average increase of resistance compression force beside non-strengthened reinforced concrete column can be estimated as follows: 11.4 % for columns strengthened by adding CFRP strips into the grooves in concrete cover layer; 1.8 % for columns strengthened by confining with one layer of CFRP sheet; 15.3 % for columns strengthened by combination of CFRP strips in the grooves and confinement with one layer of CFRP sheet.

The most effective strengthening method depends on predominant stress way. Predominant compressive stress is assumed for short columns and that is why confinement by CFRP sheet has markedly higher effect on column resistance. When calculating a strengthening action, CFRP sheet confinement can be counted in like increasing concrete strength. For slender columns, second order effects cause bending moment increase and a stress way is removed to predominant bending region where CFRP strips in grooves have a higher effect on column resistance. For strengthening action calculation, CFRP strips in grooves can be counted in like additional reinforcement.

References

[1] Reinforced Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers : Design manual No. 3, ISIS Canada - Intelligent Sensing for Innovative Structures. Manitoba, Canada Corporation, 2001.

[2] Olivová, K.: Strengthening of Concrete Columns with Carbon Fibre Strips and Sheet : Dissertation Thesis (in Slovak). Bratislava, 2007, 207p.

[3] Olivová, K. – Bilčík, J.: reinforced Concrete Columns Load carrying Capacity Increase (in Slovak). In: Concrete days 2008: conference. Bratislava, November 2008, pp. 305 – 310.

[4] Gajdošová, K. – Bilčík, J.: Behaviour of reinforced concrete columns strengthened with the use of CFRP. In: Concrete structures reinstatement 2009: 6th seminar. Smolenice, December 2009, pp. 125 – 130.

[5] Gajdošová, K. – Bilčík, J. – Brondoš, J.: The use of Fibre reinforced Polymers for Columns Strengthening (in Slovak). In: Concrete in Slovakia 2006-2010: conference. Žilina, February 2010, pp. 221 – 226.

TREND propertyprofi

Získajte v developmente a stavebnom biznise informačnú výhodu

Obsah
» unikátne informácie o nových projektoch + dôležité zmeny v skôr ohlásených zámeroch developerov
» analýzy dopytu a ponuky v hlavných developerských segmentoch
» vývoj a štruktúra stavebnej produkcie i nových objednávok + komentáre a prognózy analytikov
» analýzy trhu s hlavnými stavebnými materiálmi (kapacity a ich využívanie, perspektívy vývoja cien)
» aktualizované prehľady významných projektov v pozemných a inžinierskych stavbách

Forma
» dvojtýždenný servis v interaktívnom PDF súbore
» prehľady projektov a databáza firiem vo formáte MS Excel

Cena
» 600 EUR bez DPH za ročné predplatné
» 330 EUR bez DPH za predplatné na 6 mesiacov



Kontakt: (02) 2082 2121, analyses@trend.sk | Viac na www.trendanalyses.sk

INZERCIA

Martin Križma – Martin Moravčík – Michal Suchoň – Terézia Nürnbergerová



Cyklické namáhanie rámových segmentov železobetónových konštrukcií

Cyclic Loading of the Frame Segments of the Reinforced Concrete Structures

V rámci spolupráce medzi ÚSTARCH-om SAV Bratislava a SvF ŽU v Žiline sa uskutočnil teoreticko-experimentálny výskum rámových železobetónových konštrukcií pri opakovanom zaťažení. V príspevku sú uvedené výsledky experimentálnych meraní, ako aj výsledky numerickej analýzy rámových segmentov. Sledovalo sa najmä stykovanie hlavnej výstuže stĺpov, ktoré sa zvyčajne nachádza v najviac namáhanej oblasti stĺpov – nad rámovým priečnikom. Na analýzu danej problematiky sa vytvoril numerický výpočtový model pomocou programu ATENA. Na zostavenie a kalibráciu tohto modelu sa použili experimentálne výsledky. Pomocou výpočtového modelu sa vytvorila numerická parametrická štúdia sledujúca vplyv vybraných parametrov vystuženia stykovaného spoja výstuže na zníženie tuhosti stĺpa v dôsledku cyklického namáhania.

The theoretical – experimental research of the frame reinforced concrete structures under repeated load has been carried out within the frame of the cooperation between ICASA SAS Bratislava and FEC ŽU in Žilina. Results of the experimental measurements as well as results of the numerical analysis are presented. Especially splicing of the main reinforcement was studied, which is usually situated in the most stressed section of columns – above the frame cross beam. To analyse these problems, a numerical computational model has been created by means of the programme ATENA. The experimental results were applied for making and calibrating this model. By means of the computational model the numerical parametric study has been developed to investigate the effects of the selected parameters of the spliced reinforcement on the column stiffness.

Úvod

Typickým príkladom využitia železobetónových rámových konštrukcií v stavebníctve je návrh viacpodlažných skeletových budov. Základnú kostru skeletových budov tvoria stĺpy a priečniky rámov. Návrh skeletových konštrukcií vedie ku konceptu silný stĺp – slabý priečnik. To znamená, že napríklad počas zemetrasení by mali plastické kĺby vznikať najprv v priečnikoch a potom v stĺpoch. Z hľadiska ekonomickej efektívnosti sa však pri bežných skeletových konštrukciách stretávame s koncepciou slabý stĺp – silný priečnik, pri ktorej je ohybová tuhosť priečnikov výrazne väčšia ako ohybová tuhosť stĺpov, teda plastické kĺby vznikajú najskôr na stĺpoch tesne nad a pod priečnikmi.

Efektný a zároveň najjednoduchší spôsob výstavby skeletových železobetónových monolitických konštrukcií je výstavba v horizontálnych etapách, t. j. vybudovanie stĺpov na výšku jedného podlažia, vybudovanie vodorovných nosných konštrukcií a následné napojenie stĺpov. Výstuž stĺpov sa najčastejšie napája prestykovaním. Pri stykovaní presahom je výstuž zvyčajne v kontakte a zakotvená v okolitom betóne. Cieľom presahov je spoľahlivo prenášať sily medzi prútmi stykovanej výstuže. Dochádza tu však k chybnému zakotveniu, ktoré je spôsobené tým, že celý povrch výstuže nie je v mieste prestykovania v kontakte s betónom a nedodržiava sa potrebná vzájomná vzdialenosť prútov výstuže. Z dôvodu nepriaznivého efektu chybného zakotvenia na spoľahlivosť a výkonnosť výstuže v oblasti stykovania prekrytím sa tieto spoje vo všeobecnosti pokladajú za body so zníženou kapacitou zaťaženia, osobitne v prípade, keď sa na nich vyvíja opakované zaťaženie pri vysokých deformačných podmienkach. Predmetnými otázkami sa zaoberali napríklad práce [1] a [2].

Cieľom experimentálno-teoretického výskumu realizovaného v ÚSTARCH-u SAV v Bratislave a SvF ŽU v Žiline bolo rozšíriť poznatky o správaní stĺpov rámových ŽB konštrukcií so stykovaním výstuže pri špecifickom zaťažení. Čiastočné výsledky sú prezentované v [3] a [4].

Introduction

A typical case of the application of the reinforced concrete frame structures in the building industry is the design of the multi-storey skeleton buildings. The basic skeleton of the skeleton buildings is created by columns and cross beams of the frames. The design of the skeleton structures leads to the concept "a strong column – a weak cross beam". It means that during earthquakes the plastic hinges should originate first mostly in the cross beams and afterwards in the columns. However, from the economical efficiency point of view the concept "a weak column – a strong cross beam" is usually applied in common skeleton structures, where the flexural stiffness of the cross beams is markedly higher than the flexural stiffness of the columns, thus plastic hinges originate first in the columns closely above and under the position of the cross beams.

Effective and at the same time most uncomplicated way of the construction of the skeleton reinforced concrete monolithic structures is the construction in the horizontal stages, i. e. the construction of the columns up to the level of one storey, the construction of the horizontal bearing structures and subsequent connection of the columns.

Connection of the column reinforcement is made usually by splicing. At splicing by overlaps the reinforcement is usually in contact and it is anchored in the surrounding concrete. The overlaps should reliably transfer the forces among the spliced reinforcing bars. However, the imperfect anchorage occurs due to the fact that in the splicing area the reinforcement surface is not fully in contact with concrete and also the required distance of the reinforcing bars is not met. Because of the unfavourable effect of the imperfect anchorage on the reliability and efficiency of the reinforcement in the splicing area, these connections are generally considered to be the spots with reduced load capacity, especially when subjected to

Ing. Martin Križma, PhD., ÚSTARCH SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: +421 2 59309228, e-mail: martin.krizma@savba.sk
Doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., ŽU v Žiline, Komenského 52, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135690, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk
Ing. Michal Suchoň, PhD., BUNG Slovensko, s. r. o., Ružová dolina 6, 821 08 Bratislava, tel.: +421 905 432099, e-mail: michal.suchon@izsv.sk
Ing. Terézia Nürnbergerová, PhD., ÚSTARCH SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: +421 2 59309232, e-mail: usartena@savba.sk

Experimentálny program

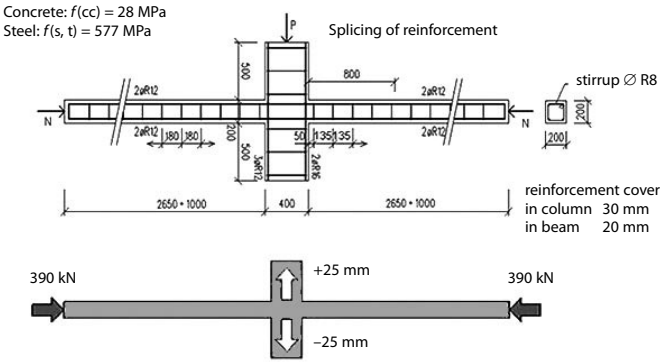
Celkovo sa odskúšali štyri rámové segmenty S1 – S4. Výsledky skúšok segmentov S1 a S2 sú uvedené v [3] a [4]. V tomto príspevku sa budeme zaoberať skúškami segmentov S3 a S4. Rozdiel medzi skúškami bol najmä pri snímaní riadiacich priehybov, sledovaných pretvoreniach výstuže, betónu a zodpovedajúcej zaťažovacej sile *F*. Pri segmentoch S3 a S4 bol záznam uvedených hodnôt v čase kontinuálny a uskutočnil sa v sekundovom intervale. Pri stanovených počtoch zaťažovacích cyklov n = 1, 5, 25, 50 sa skúška prerušila, a navyše sa merali charakteristiky procesu rozvoja trhlín v oblasti podpier a styku stĺp/priečnik. Skúšobný rámový segment zodpovedal reálnemu segmentu v pomere 1 : 1 – ide o dvojpodlažný objekt, osová vzdialenosť stĺpov s_t = 4,0 m. Konštrukčná výška podlažia L_{st} = 2,65 m, obojstranné ukotvenie L_{en} = 1,00 m. Celková dĺžka skúšobného objektu je potom L_{sp} = 5,90 m. Simulované cyklické namáhanie nahrádzalo reálne namáhanie rámovej konštrukcie pri špecifickom, napríklad seizmickom namáhaní. V rámci parametrov pre simulované zaťaženie (tuhý zaťažovací režim) je riadiacou veličinou stredový priehyb a = ±25 mm, frekvencia f = 0,5 Hz. Parametre zaťaženia zodpovedali možnostiam zaťažovacieho zariadenia. Skúšobné segmenty sa navrhli ako spodné časti monolitickej konštrukcie, účinky zaťažujúcich horných podlaží sa simulovali axiálnou tlakovou silou F = 390 kN. Dĺžka presahov stykovanej výstuže segmentov bola l_{st} = 800 mm. Geometrické a zaťažovacie charakteristiky skúšobných segmentov sú uvedené na *obr. 1*.

Priemerné pracovné charakteristiky betónu sú kocková pevnosť f_{cc} = 28,0 MPa, hranolová pevnosť f_{cp} = 24,03 MPa, pevnosť v ťahu za ohybu $f_{ct,f}$ = 0,520 MPa, modul pružnosti E_c = 31,01 GPa. Priemerné pracovné charakteristiky výstuže sú medza sklzu $f_{s,t}$ = 577,0 MPa, medza pevnosti $f_{s,u}$ = 724,4 MPa, modul pružnosti E_s = 200,1 GPa. Ako dominantný materiál sa použil betón typu SCC (self consolidating concrete) s aplikáciou superplastifikátora Stachement NN.

Rámový segment sa navrhol ako obojstranne votknutý skúšobný prvok. Votknutie pri skúške sa simulovalo dvojicou podperných rámov vzdialenosti L_r = 1 000 mm; týkalo sa tak spodnej časti – základovej pätky, ako aj hornej časti – vyššieho podlažia. Účinky horných podlaží sme aproximovali prostredníctvom zaťažovacích valcov s aretáciou, ktoré vyvodili axiálnu silu F = 390 kN v smere osi stĺpa. Uvedené skutočnosti sú znázornené na *obr. 3*.

Počas skúšky sme zaznamenávali hodnoty riadiaceho priehybu a, pretvorenia výstuže a betónu a hodnoty zodpovedajúcej zaťažovacej sile F. Pri vybraných počtoch cyklov sa merali charakteristiky procesu rozvoja trhlín a celkové pretvorenia betónu pri oboch povrchoch stĺpa. Vzťahy medzi riadiacim priehybom a a zodpovedajúcou zaťažovacou silou F sú na *obr. 4* a zodpovedajú počtu cyklov n = 1, 2 – 7, 42 – 50.

Zo vzťahov je zrejmý relevantný pokles zodpovedajúcej zaťažovacej sily F v závislosti od počtu zaťažovacích cyklov n – nárast charakteristík procesu rozvoja trhlín a následná degradácia pretvárnych charakteristík skúšobného segmentu. Na druhej strane sa neodlupovala krycia vrstva betónu, ako sa podľa predbežných výpočtov predpokladalo. Dosiahnuté výsledky rozširujú poznatky o správaní rámovej konštrukcie pri špecifickom zaťažení a sú tiež primárnymi vstupmi



Obr. 1 Geometrické a zaťažovacie charakteristiky skúšobných segmentov
Fig. 1 Geometric and loading characteristics of the test segments

the repeated load at high deformation conditions. These questions were dealt with e. g. in works [1] and [2].

The objective of the experimental-theoretical research carried out at the ICASA SAS in Bratislava and at the FEC ŽU in Žilina was to extend knowledge on the behaviour of the columns of the frame reinforced concrete structures with spliced reinforcement under particular load. The partial results are presented in [3], [4].

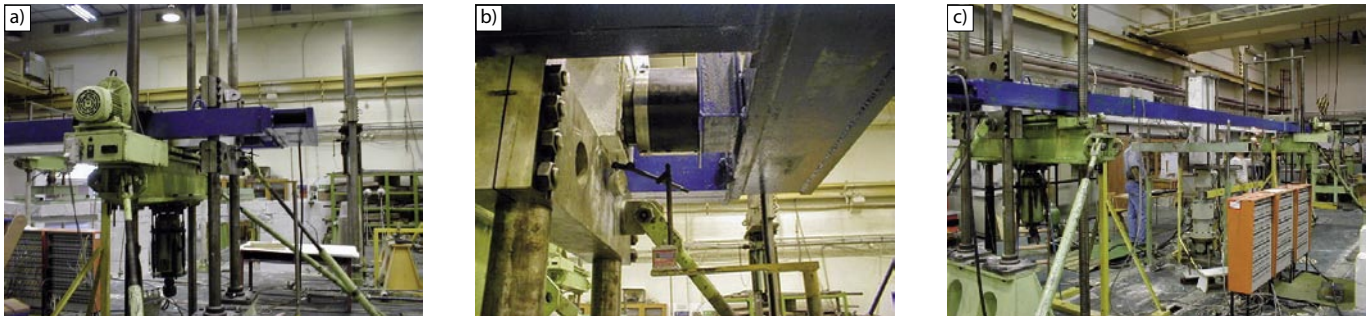
Experimental programme

Overall 4 frame segments (S1–S4) have been tested. The test results of the segments S1, S2 were published in [3], [4]. This contribution deals with the tests of the segments S3 and S4. The tests differ mainly in reading of the control deflections, observed deformations of the reinforcement and concrete and the corresponding loading force *F*. During the tests of the segments S3 and S4 the registration of the mentioned values was continual, recorded at second intervals. At the fixed numbers of the loading cycles n = 1, 5, 25, 50 the test was interrupted and the cracking characteristics were measured in the support sections and in the connection column/cross beam. The test frame segment corresponded to the real segment in the ratio 1 : 1 – a two-storey building was considered, the axial distance of the columns was s_t = 4.0 m. The structural floor height was L_{st} = 2.65 m, double ended anchorage length L_{en} = 1.00 m. Thus the overall length of the tested element was L_{sp} = 5.90 m. Simulated cyclic load substituted the real loading of the frame structure under specific, e. g. seismic load. Parameters of the simulated load were: strain rate controlled testing procedure, the control value being the midspan deflection a = ±25 mm, the frequency f = 0.5 Hz. The loading parameters conformed to the capability of the loading device. The test segments were designed as the lower parts of the monolithic structure, the effects of loading by upper storeys were simulated by the axial compressive force F = 390 kN. The overlap length of the spliced reinforcement of the segments was l_{st} = 800 mm. The geometric and loading characteristics of the test segments are shown in *Fig. 1*.

The average working characteristics of concrete are as follows: –cube strength f_{cc} = 28.00 MPa, prism strength f_{cp} = 24.03 MPa,



Obr. 2 Príprava skúšky
a) detail styku stĺp/priečnik, b) segment po betonáži, c) osadenie na skúšobnú dráhu
Fig. 2 Preparation of the test
a) detail of the connection column/cross beam, b) the segment after concreting, c) installing on the test track



Obr. 3 Zaťažovacia skúška
a) simulácia votknutia, b) simulácia zvislého zaťaženia, c) celkový pohľad
Fig. 3 Loading test
a) simulation of the fixation, b) simulation of the vertical load, c) overall view

na kalibrovanie náhradného teoretického modelu, ktorý umožňuje následné parametrické štúdie pre stykovanú oblasť. Parametrická štúdia zahŕňala problematiku vplyvu geometrie koncovej úpravy výstuže, vplyvu hustoty strmeňov a vplyvu dĺžky presahov najmä na pretvárne charakteristiky skúšobných segmentov pri uvedenom zaťažení.

Numerická analýza

Numerická analýza bola založená na kvázi dynamickom nelineárnom výpočte pomocou deformačného variantu metódy konečných prvkov v programe ATENA [5]. Rámový prvok sa namodeloval v 2D móde ako plošný makroprvok so zadaním tretieho rozmeru – hĺbky konštrukcie. Všetky rozmery rámového prvku sa zadali zhodne s rozmermi experimentálneho segmentu. Výstuž rámového prvku sa namodelovala ako diskrétna, a to pomocou prútových prvkov. Jej rozmiestnenie a množstvo sa zhodovalo s experimentálnym segmentom.

Špeciálnou úlohou pri vytváraní numerického modelu bolo namodelovanie stykovania výstuže tak, ako sa použilo v experimente. Predpokladalo sa, že toto miesto má zásadný vplyv na odolnosť stĺpov pri cyklickom namáhaní. Postupne sa vyskúšalo viacero spôsobov modelovania stykovania výstuže. Nakoniec sa ako najlepší spôsob ukázalo modelovanie jednotlivých stykovaných prútov výstuže samostatne a v ich skutočnej veľkosti. Prúty výstuže vzájomne tvoria presah zodpovedajúci dĺžke stykovania. Pozdĺžne osi stykovaných prútov sa vzájomne posunuli o vzdialenosť 2 mm. Táto vzdialenosť bola dostatočná na to, aby sa stykované prúty v numerickej analýze pokladali za samostatné a zároveň dostatočne malé na to, aby vyosená poloha výstuží neovplyvňovala ohybovú tuhosť celého stĺpa. Voľné konce prútov stykovanej výstuže sa namodelovali tak, aby sa umožnilo ich prekĺzanie vzhľadom na betón, a teda aj ich vzájomne prekĺzanie. Ďalším parametrom, ktorý bolo potrebné pri modelovaní stykovania prútov výstuže zohľadniť, bola znížená súdržnosť betónu a výstuže v mieste stykovania v dôsledku nedodržania minimálnej vzdialenosti stykovaných prútov. Tento efekt sa v numerickom modeli zohľadnil znížením súdržnosti betónu a výstuže v mieste stykovania, a to zmenšením obvodu výstuže v styku s betónom.

Nastavenie numerického modelu

Počas kalibrácie numerického modelu sa overovala priliehavosť experimentálnych a náhradných pracovných diagramov. Na podrobnejšiu verifikáciu modelu sa parametrizovala znížená súdržnosť výstuže a betónu v mieste stykovania výstuže (konkrétne sa menil obvod výstuže v styku s betónom). Ako najvhodnejšie sa ukázalo znížiť obvod výstuže na 75 % z celkového obvodu výstuže.

Vzhľadom na relatívne veľký počet zaťažovacích cyklov a z dôvodu väčšej prehľadnosti sa výsledky numerickej a experimentálnej analýzy (vzťah riadiaci pomer priehybu k zaťažovacej sile) porovnávali po jednotlivých vybraných cykloch. Na *obr. 5* sú porovnané vzťahy pri počte cykloch n = 1, 5, 25 a 50.

Numerická parametrická štúdia

Po nastavení numerického modelu a porovnaní výsledkov numerickej a experimentálnej analýzy sa vytvorila numerická parametrická

flexural strength $f_{ct,f}$ = 0.520 MPa, modulus of elasticity E_c = 31.01 GPa. The average working characteristics of the reinforcement are: yield strength $f_{s,t}$ = 577.0 MPa, limit of strength $f_{s,u}$ = 724.4 MPa, modulus of elasticity E_s = 200.1 GPa. Concrete of the type SCC (self consolidating concrete) was applied using a super plasticiser Stachement NN.

The frame segment was designed as a double ended fixed test element. During the test the fixation was simulated by the couple of supporting frames with the distance of L_r = 1000 mm. It applied to both, to the lower part – single footing and to the upper part – the higher storey, as well. The effects of the upper storeys were approximated by means of the loading jacks with the arrestment, which generated the axial force F = 390 kN following the centre line of the column. The overall view of the test layout is shown in *Fig. 3.*

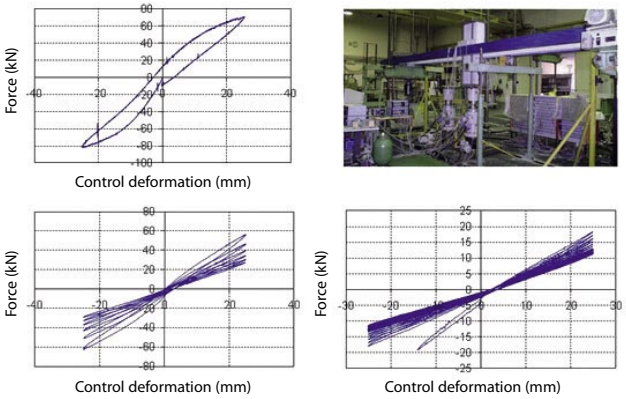
During the test the values of the control deflection a were registered, as well as the deformations of the reinforcement and concrete and the values of the loading force F. At the selected numbers of cycles cracking characteristics and global deformations of concrete on both surfaces of the column were measured. The relations between the control deflection and the corresponding loading force F are given in *Fig. 4.* The relations are plotted for the cycle numbers n = 1, 2–7, 42–50.

The relevant decrease of the loading force F in dependence on the number of the loading cycles n is evident from the relations in *Fig. 4.* It is caused by the development of cracks and resulting degradation of the deformation characteristics of the test segment. On the other hand, the spalling of cover did not occur although it was expected according to the preliminary calculations. The achieved results extend knowledge on the behaviour of the frame structure under specific load and they create also the primal input for the calibration of the substitutive theoretical model, which enables consequential parametric studies for the section with spliced reinforcement. The parametric study included problems of the effects of the end arrangement of the reinforcing bars, the effects of the stirrups density and the effects of the splicing overlaps especially on the deformation characteristics of the tested segments under applied load.

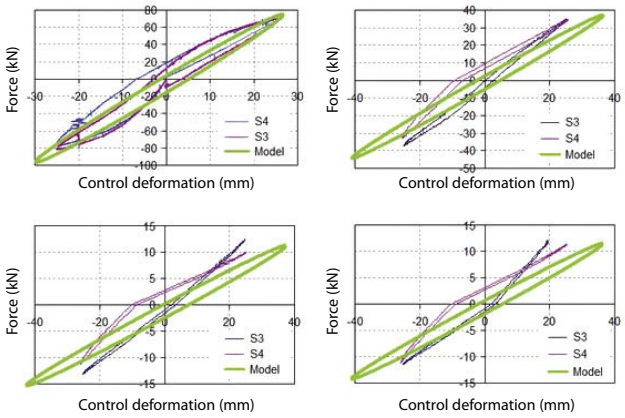
Numerical analysis

The numerical analysis was based on the quasi-dynamic non-linear calculation by the deformation variant of the finite elements method in the programme ATENA [5]. The frame element has been modelled in 2D mode as a planar macro-element with assigned third dimension – the depth of the structure. All entered dimensions of the frame element were identical with the dimensions of the experimental segment. The reinforcement of the frame element were modelled as a discrete one by means of the bar elements and its amount and distribution were also identical with the experimental segment.

The modelling of the reinforcement splicing in the same way as it has been applied in the experiment was a special task assuming the fundamental influence of this section on the resistance of the columns under cyclic load. Several ways of modelling of the reinforcement splicing were gradually tried, finally, as it turned out, the best way was to model the individual spliced bars independently, in the real



Obr. 4 Vzťahy pre riadiaci priehyb *a* verzus zaťažovacia sila *F* pri počte zaťažovacích cyklov *n* = 1, 2 – 7, 42 – 50
Fig. 4 Control deflection a vs. loading force *F* relationships at the cycle numbers *n* = 1, 2-7, 42-50



Obr. 5 Porovnanie vzťahov experiment/model pre zaťažovacie cykly *n* =1, 5, 25, 50
Fig. 5 Comparison of experimental and numerical relations for loading cycles *n* = 1, 5, 25, 50

štúdia. Jej cieľom bolo overiť vplyv vybraných parametrov stykovania výstuže na zmenu tuhosti stĺpa rámového prvku v dôsledku cyklického namáhania.

Vzhľadom na možnosti numerického modelu a vzhľadom na navrhnutý rámový prvok sa v numerickej parametrickej štúdii skúmali tieto parametre:

- vplyv hustoty strmeňov v mieste stykovania výstuže,
- vplyv dĺžky presahov stykovanej výstuže,
- vplyv geometrie koncového ukotvenia stykovanej výstuže.

Na vyjadrenie zmenšenia ohybovej tuhosti stĺpa v dôsledku cyklického namáhania sa porovnávaný priehyb pôsobením jednotkovej sily zisťoval pred pôsobením cyklického zaťaženia a po ňom (prostredníctvom pomerného priehybu). Jednotková sila sa zvolila tak, aby sa odozva konštrukcie nachádzala v lineárnej oblasti, teda aby neovplyvňovala nelineárnu odozvu konštrukcie.

Vplyv hustoty strmeňov v mieste stykovania na pretvárne charakteristiky

Dĺžka stykovania výstuže bola v celej parametrickej štúdii rovnaká (800 mm) a použitý rozstup (hustota) strmeňov bol 45, 60, 90, 140, 180 mm. Výsledky štúdie sú v *tab. 1*.

Vplyv dĺžky presahov stykovanej výstuže na pretvárne charakteristiky

V parametrickej štúdii sa použili takéto dĺžky presahov stykovanej výstuže: 200, 500, 800, 1 000, 1 200 mm. Výsledky sa nachádzajú v *tab. 2*.

Vplyv geometrie koncového ukotvenia stykovanej výstuže na pretvárne charakteristiky

Podľa STN EN 1992-1-1 [6] sa v mieste stykovania výstuže použili koncové ukotvenia výstuže:

- bez koncového ukotvenia výstuže,
- koncové ukotvenie pravouhlými ohybmi v tvare písmena L,
- koncové ukotvenie hákmi v tvare písmena U,

Tab. 1 Vplyv hustoty strmeňov v mieste stykovania výstuže na tuhosť stĺpa
Table 1 The effect of the stirrups density in the area of splicing on the column stiffness

Osová vzdialenosť strmeňov Axial distance of stirrups	Priehyb pôsobením jednotkovej sily Deflection due to unit force	Priehyb pôsobením jednotkovej sily po cyklickom zaťažení Deflection due to unit force after cyclic load	Pomerný priehyb Comparative deflection
(mm)	σ (mm)	σ_{50} (mm)	$\varepsilon = \sigma_{50}/\sigma$
45	2,186	14,390	6,58
60	2,186	16,490	7,54
90	2,187	19,570	8,95
140	2,187	19,680	9,00
180	2,187	19,980	9,14

scale. The reinforcing bars create an overlap corresponding to the length of splicing. The longitudinal axes of the spliced bars were shifted against each other on the distance of 2 mm. For the numerical analysis this distance was sufficient enough to consider the spliced bars to be independent and at the same time sufficiently small so that the flexural stiffness of the whole column was not affected by the "off centre" position of the reinforcing bars. The free ends of the spliced reinforcing bars were modelled so that they could slip against the concrete and thus also against each other. The further parameter that should be taken into account was the reduced bond between concrete and the reinforcement in the section of splicing as a consequence of violating the minimum distance of the spliced reinforcing bars. In the numerical model this effect was taken into account by reduction of the perimeter of the reinforcing bars in contact with concrete.

Calibration of the numerical model

During the calibration of the numerical model the accuracy of the experimental and substitutive stress-strain curves was examined. For more detailed verification of the model the reduced bond between concrete and the reinforcement in the section of reinforcement splicing was parameterized (the perimeter of the reinforcing bars in the contact with concrete has been varied). The reduction of the bar's perimeter to 75 % of the total perimeter proved to be the most suitable.

With regard to the relatively large number of the loading cycles and for better lucidity the results of the numerical and experimental analysis (loading force/control deflection relationship) were compared after individual selected cycles. The comparison of mentioned relationships after number of cycles *n* = 1, 5, 25, and 50 is plotted in *Fig. 5*.

Numerical parametric study

After adjustment of the numerical model and the comparison of the results of the numerical and experimental analysis a numerical parametric study has been created. The aim of this study was to examine the effects of the selected parameters of the reinforcement splicing on the change of the column stiffness as a result of the cyclic load.

Considering the potential of the numerical model and with regard to the designed frame element the following parameters were investigated in the numerical parametric study:

- the effect of the stirrups density in the section of reinforcement splicing,
- the effect of the spliced reinforcement overlaps,
- the effect of the geometry of the end anchoring of the spliced reinforcement.

To express the decrease of the flexural stiffness of the column due to cyclic load the deflections by "a unit force" before and after action

Tab. 2 Vplyv dĺžky presahov stykovanej výstuže na tuhosť stĺpa
Table 2 The effects of the spliced reinforcement overlap on the column stiffness

Dĺžka presahov Length of the overlaps	Priehyb pôsobením jednotkovej sily Deflection due to unit force	Priehyb pôsobením jednotkovej sily po cyklickom zaťažení Deflection due to unit force after cyclic load	Pomerný priehyb Comparative deflection
(mm)	σ (mm)	σ_{50} (mm)	$\varepsilon = \sigma_{50}/\sigma$
200	2,224	17,960	8,08
500	2,200	17,080	7,76
800	2,187	19,980	9,14
1 000	2,182	12,390	5,68
1 200	2,179	15,250	7,00

Tab. 3 Vplyv koncového ukotvenia stykovanej výstuže na tuhosť stĺpa
Table 3 The effect of the end anchoring of the spliced reinforcement on the column stiffness

Typ koncového ukotvenia výstuže Type of the end anchoring of the reinforcement	Priehyb pôsobením jednotkovej sily Deflection due to unit force	Priehyb pôsobením jednotkovej sily po cyklickom zaťažení Deflection due to unit force after cyclic load	Pomerný priehyb Comparative deflection
(mm)	σ (mm)	σ_{50} (mm)	$\varepsilon = \sigma_{50}/\sigma$
bez ukotvenia	2,187	19,98	9,14
ukotvenie v tvare L	2,183	14,41	6,60
ukotvenie v tvare U	2,182	14,32	6,56

Dosiahnuté výsledky štúdie vplyvu koncového ukotvenia stykovanej výstuže uvádza *tab. 3*. Celkové zhodnotenie vplyvu všetkých sledovaných parametrov je prezentované v závere príspevku.

Závery

Pri experimentálnej analýze spôsobilo cyklické namáhanie rámového segmentu riadiacou deformáciou vyčerpanie ohybovej únosnosti stĺpa (sila potrebná na vyvolanie riadiacej deformácie sa počas cyklického zaťažovania zmenšila o 85 %). Pri experimente nedošlo k očakávanej vysokej degradácii betónu a stĺp sa vizuálne nepoškodil. Hodnoty namerané v experimentálnej analýze sa použili na vytvorenie a kalibráciu numerického výpočtového modelu. Správne nastavenie numerického modelu sa preukázalo porovnaním s výsledkami experimentálnej analýzy.

Pomocou náhradného modelu sa vytvorila numerická parametrická štúdia sledujúca vplyv vybraných parametrov vystuženia stykovaného spoja výstuže na zníženie tuhosti stĺpa v dôsledku cyklického namáhania. V parametrickej štúdii sa sledoval vplyv hustoty strmeňov, vplyv dĺžky presahov stykovanej výstuže a vplyv koncového ukotvenia stykovanej výstuže.

Výsledkom prvej časti štúdie bola závislosť medzi hustotou strmeňov v mieste stykovania výstuže a tuhosťou stĺpa v dôsledku cyklického namáhania vyjadrená pomernou deformáciou stĺpa pred pôsobením opakovaného zaťaženia a po ňom. Jednoznačne sa potvrdilo, že zhustenie strmeňov v mieste stykovania priaznivo ovplyvňuje tuhosť stĺpa – v danom prípade sa ako najvhodnejšia ukazuje vzdialenosť medzi strmeňmi 45 až 60 mm (hodnoty zodpovedajú normovým požiadavkám [7], [8].

V druhej časti parametrickej štúdie, kde sa sledoval vplyv dĺžky presahov stykovanej výstuže, sa nepodarilo relevantne preukázať závislosť medzi dĺžkou presahov a zmenou tuhosti stĺpa v dôsledku cyklického namáhania. Dôvodom bolo testovanie uvedeného vplyvu na staticky neurčitom výpočtovom modeli (čo ale zodpovedá reálnemu pôsobeniu stĺpa v celkovej konštrukcii), kde sa so zmenou dĺžky presahov menila aj dĺžka ohybovo tuhšej časti stĺpa. To zásadne ovplyvňovalo tvar deformácie stĺpa a v prípade použitia dlhších presahov spôsobovalo väčšie poškodenie ostatných častí stĺpa, tzv. size effect (pomer dĺžky stykovania výstuže k celkovej dĺžke stĺpa). Nepodarilo sa preukázať ani vplyv koncového ukotvenia stykovanej výstuže na tuhosť stĺpa.

of the cyclic load were compared (by means of the comparative deflection). The unit force was chosen so that the response of the structure was in the linear domain not influencing the non linear response of the structure.

The effect of the stirrups density in the splicing area on the deformation characteristics

The length of the reinforcement splicing was the same within the whole parametric study (800 mm) and the applied spacing (density) of the stirrups was as follows: 45, 60, 90, 140, and 180 mm. The results of the study are given in *Table 1*.

The effects of the spliced reinforcement overlap on the deformation characteristics

The following overlap lengths of the spliced reinforcement were employed in the parametric study: 200, 500, 800, 1 000, and 1 200 mm. The results are shown in *Table 2*.

The effect of the geometry of the end anchoring of the spliced reinforcement on the deformation characteristics

According to the STN EN 1992-1-1 [6] the following end anchorages were used in the section of reinforcement splicing:

- without end anchoring of the reinforcement,
- end anchoring by the rectangular loop in the form of the letter "L",
- end anchoring by the hooks in the form of the letter "U".

The results of the investigation of the effects of the end anchoring of the spliced reinforcement are illustrated in *Fig. 5*.

The overall evaluation of the effects of all investigated parameters is presented in conclusion of the paper.

Conclusions

During experimental analysis the cyclic load of the frame segment by the imposed deformation caused an exhaustion of the flexural stiffness of the column (the force required for the induction of the prescribed control deformation decreased about 85 % during cyclic loading). The expected high degradation of the concrete did not occur during the experiment and the column was not visually damaged. The values measured in the experimental analysis were applied for the creation and the calibration of the numerical computational model. The correct adjustment of the numerical model was demonstrated by the comparison with the results of the experimental analysis.

By means of the calibrated substitutive model a numerical parametric study was created, which investigated the effects of the chosen parameters of the spliced reinforcement on the decrease of the column stiffness as a result of the cyclic load. In the parametric study the effects of the stirrups density, the overlaps and end anchoring of the spliced reinforcement were examined.

The first part of the numerical study resulted in the relation between the stirrups density in the area of splicing and the column stiffness in consequence of the cyclic load. This relation was expressed by the relative deformation of the column before and after the action of the cyclic load. It was positively confirmed that higher density of stirrups in the area of splicing has favourable effect on the column stiffness – in this case the most suitable spacing of stirrups was 45 – 60 mm which corresponded to the standard requirements [7], [8].

The second part of the parametric study, where the effect of the overlap length of the spliced reinforcement was investigated, failed to show any relevant relation between the length of the overlaps and the change of the column stiffness in consequence of the cyclic load. The reason was that this effect was examined on the statically indeterminate computational model (which correspond to the real action of the column in the complete structure), where the length of the flexurally stiffer part of the column changed with the change of the overlaps length. This fundamentally influenced the shape of the deformation of the column and in the case of the longer overlaps caused the increased damage of the other parts of the column – so-called "size effect" (the ratio of the length of the reinforcement splicing to the total length of the column). Thus it turned out

lo sa teda potvrdiť predpoklad, že použitie väčšej kotevnej dĺžky stykovaných výstuží priaznivo ovplyvní celkovú únosnosť cyklicky namáhaných stĺpov. Ako najvhodnejšia sa v danom prípade ukázala dĺžka presahov 1 000 mm (zodpovedá normovým požiadavkám [9]).

V tretej časti parametrickej štúdie sa vzájomne porovnávali tri typy koncového ukotvenia stykovanej výstuže – bez koncového ukotvenia stykovanej výstuže, s koncovým ukotvením stykovanej výstuže ohybmi v tvare písmena L a s koncovým ukotvením stykovanej výstuže hákmi v tvare písmena U. Použitie kotviacich ohybov a hákov malo priaznivý vplyv na zníženie tuhosti stĺpa v dôsledku cyklického namáhania (pomerná deformácia stĺpa sa v prípade použitia hákov zmenšila v priemere o 28 %). Rozdiel medzi použitím kotviacich hákov v tvare písmena L a v tvare písmena U bol v danom prípade zanedbateľný.

Príspevok bol čiastočne sponzorovaný v rámci grantového projektu GP 2/0088/09 Grantovej agentúry VEGA Ministerstva školstva SR a Slovenskej akadémie vied.

Literatúra

[1] Enyedi, C. – Pastrav, M.: Effective Flangle Width Influence on Seismic Response of RC Frames. In: International Symposium: Durability and Maintenance of Concrete Structures, Croatia, Dubrovnik 21. – 23. 10. 2004. Dubrovnik: HDGK, 2004.
[2] Karabinis, A.: Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Lap Splices under Cyclic Loading. In: Structurals Engineering and Mechanics, Vol. 14, No 6, 649 – 660, 2002.
[3] Sokol, M. – Križma, M. – Véghová, I.: Load Bearing Capacity of Beam-Column Joint. In: Zborník: Česko-slovenská konferencia Experiment 04, Brno, 14. – 15. 10. 2004, Fs VUT Brno. Brno: CERM, 2004.
[4] Sokol, M. – Križma, M. – Bekö, A. – Véghová, I.: Beam Column Joint Subjected to Seizmic Action. In: Zborník: 5. konferencia, Tatranská Lomnica, 26. – 28. 11. 2003, Staticko-konštrukčné a stavebno-fyzikálne problémy stavebných konštrukcií. Košice: SvF TU, 2003.
[5] ATENA 2D, version 3, non-linear numerical software, Červenka Consulting.
[6] STN EN 1992-1-1: Eurokód 2 Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava: SÚTN, 2006.
[7] STN P ENV 1998-1-1 Eurokód 8. Návrhové požiadavky na seizmickú odolnosť konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá, Seizmické zaťaženia a všeobecné požiadavky na konštrukcie. Bratislava: Úrad pre normalizáciu, metrológiu a skúšobníctvo SR, 1999.
[8] STN P ENV 1998-1-3 Eurokód 8 Návrhové požiadavky na seizmickú odolnosť konštrukcií. Časť 1-3: Všeobecné pravidlá, Špecifické pravidlá pre rôzne STN EN 1992-1-1 Eurokód 2 Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava: SÚTN, 2006.
[9] STN P ENV 1998-1-2 Eurokód 8 Návrhové požiadavky na seizmickú odolnosť konštrukcií. Časť 1-2: Všeobecné pravidlá. Všeobecné pravidlá pre budovy.
Bratislava: Úrad pre normalizáciu, metrológiu a skúšobníctvo SR, 1999.

a failure to prove the assumption that the application of the larger anchoring length of the spliced reinforcement would favourably affect the global bearing capacity of the cyclic loaded columns. The length of the overlaps of 1000 mm proved to be the most suitable (corresponding also to the standard requirements [9]).

The following three types of the end anchoring of the spliced reinforcement were compared to each other in the third part of the parametric study – without end anchoring of the spliced reinforcement, end anchoring by the rectangular loops in the form of the letter "L" and end anchoring by the hooks in the form of the letter "U". The employment of the anchoring loops and hooks favourably affected the decrease of the column stiffness in consequence of the cyclic loading (the relative deformation of the column decreased about 28% when hooks were used). The difference between the use of the anchoring hooks in the form of the letter "L" and in the form of the letter "U" was negligible.

This paper was partially supported by the grant project GP 2/0088/09 of the Grant Agency VEGA of the Ministry of Education and Slovak Academy of Science.

References

[1] Enyedi, C. – Pastrav, M.. Effective Flange Width Influence on Seismic Response of RC Frames, International Symposium: Durability and Maintenance of Concrete Structures, Croatia, Dubrovnik 21. – 23. 10. 2004, Dubrovnik: HDGK. 2004
[2] Karabinis, A.: Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Lap Splices under Cyclic Loading, Conf.: Structural Engineering and Mechanics, Vol. 14, No. 6, 649-660, 2002.
[3] Sokol, M. – Križma, M. – Véghová, I.: Load Bearing Capacity of Beam-Column Joint, Proceedings of the Czech – Slovak Conference "Experiment 04", Brno, 14. – 15. 10. 2004, Fs VUT Brno. Brno: Academic Publisher CERM. 2004.
[4] Sokol, M. – Križma, M. – Bekö, A. – Véghová, I.: Beam-Column Joint Subjected to Seismic Action. Proceedings of the 5. Conference „Static-structural and building-physical problems of the building structures", Tatranská Lomnica, 26. – 28. 11. 2003. Košice, SvF TU. 2003.
[5] ATENA 2D, version 3, n on linear numerical software, Červenka Consulting.
[6] STN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 Common rules and rules for civil engineering structures, SÚTN, 2006.
[7] STN P ENV 1998-1-1 Eurocode 8. Design requirements for seismic resistance of structures – Part 1-1: General rules, Seismic loads and general requirements on structures. Bratislava: Slovak Office of Standards, Metrology and Testing, 1999.
[8] STN P ENV 1998-1-3 Eurocode 8. Design requirements for seismic resistance of structures – Part 1-3: General rules, Specific rules for various STN EN. Bratislava: SÚTN, 2006.
[9] STN P ENV 1998-1-2 Eurocode 8. Design requirements for seismic resistance of structures – Part 1-2: General rules, General rules for buildings. Bratislava: Slovak Office of Standards, Metrology and Testing, 1999.



INZERCIA

Josef Vičan – Patrik Kotula – Peter Koteš
– František Bahleda – Ľudovít Naď



Analýza odolnosti kompozitných nosných prvkov na báze GFRP

Resistance Analysis of Composite Structural Members Based on GFRP

Príspevok informuje o výsledkoch výskumných aktivít Katedry stavebných konštrukcií a mostov Žilinskej univerzity v Žiline v oblasti analýzy správania nosných konštrukčných prvkov vyhotovených s použitím GFRP. Uvedené sú dva prípady aplikácie GFRP, a to ako steny železobetónových nosníkov a ako spolupôsobiaceho debnenia stropných dosiek. Prezentujú sa výsledky experimentálnych analýz ohybových odolností a správania uvedených kompozitných nosných prvkov, ako aj ich porovnania s výsledkami teoretických a numerickými prístupov na báze MKP.

The paper presents results of research activities of Department of Building and Bridges in the field of behaviour analysis of structural members made of GFRP. Two examples of GFRP applications are introduced. The first example represents GFRP webs in reinforced concrete bridge beams, the second one introduced GFRP like self-contained formwork of reinforced concrete floor slab in buildings. Results of experimental analyses of bending resistances and behaviour above mentioned structural members are presented together with their comparisons with results of theoretical and numerical approaches based on FEM.

Úvod

FRP kompozity sa vzhľadom na všeobecne známe výhody stali predmetom mimoriadneho záujmu výskumníkov a stavebných výrobcov v celom technicky vyspelom svete. Doteraz sa tieto materiály uplatňovali predovšetkým ako rekonštrukčný prvok pri rekonštrukciách nosných konštrukčných prvkov zosilňovaním a zvyšovaním ich odolnosti. Nové, mimoriadne efektívne a perspektívne možnosti uplatnenia materiálov FRP kompozitov sa však ukazujú hlavne v spriahnutých a hybridných konštrukčných prvkoch a nosných systémoch. Najmä z ekonomického hľadiska sú najvhodnejšie profily z GFRP (kompozity zo sklenených vláken). Výskumné aktivity Katedry stavebných konštrukcií a mostov Žilinskej univerzity v Žiline sa preto zamerali najmä na túto oblasť možnej aplikácie GFRP kompozitov. Ide o využitie GFRP v nosných konštrukciách betónových mostov s veľkými rozpätiami, tvorených zvyčajne komorovými prierezmi. Uzatvorený prierez vďaka veľkej tuhosti v krútení priaznivo odoláva nesymetrickému zaťaženiu, čo je prínosom predovšetkým pri mostoch pozemných komunikácií. Nosná konštrukcia sa v pozdĺžnom smere predpína vnútornou výstužou (súdržnou alebo nesúdržnou) alebo výstužou vedenou mimo prierez (nesúdržná výstuž). Snaha o zníženie stáleho zaťaženia v podobe výraznej vlastnej tiaže týchto nosných konštrukcií viedla k myšlienke aplikácie FRP kompozitov namiesto betónových stien komorových, ale aj plnostenných trámov. Do úvahy prichádzajú priame (rovinné) alebo zvlnené steny. Predpínaciu výstuž možno umiestniť v betónových pásniciach, dráha vonkajších káblov sa usmerní deviátormi. V literatúre sa objavili úvahy takéhoto využitia FRP v mostnom staviteľstve, a preto sa čiastočne rozpracovali a experimentálne overili niektoré aspekty týchto aplikácií [1].

Ďalšou alternatívou aplikácie FRP kompozitov je možnosť ich použitia ako nosného debnenia v stropných doskách a trámoch konštrukcií budov. Využíva sa najmä primárna ohybová odolnosť tvarovaného prierezu FRP nosných prvkov, z ktorých sa debnenie vytvára, čo umožňuje minimalizovať počet montážnych podpier. Debnenie súčasne znižuje aj hrúbku krycej betónovej vrstvy na minimum, kto-

Introduction

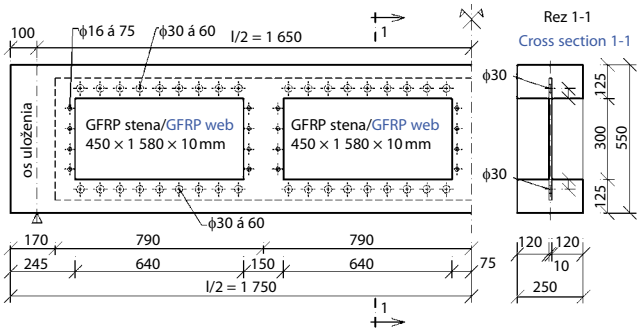
Because of generally known advantages, FRP composites are the subjects of extraordinary attention of researches and also building producers in the whole technically forward world for all the time. Till now, those materials were used for reconstruction of structural members to increase their resistance by means of strengthening. New highly effective and prospective possibilities of applying FRP composites could be observed in composite and hybrid structural members and structural systems.

GFRP (Glass Fibre Reinforced Plastic) profiles seems to be especially more effective from the viewpoint of economic. Therefore, the research activities of Department of Buildings and Bridges were oriented in the field of possible applications of GFRP in concrete bridge decks with big spans created by box or plate girders. The close cross section due to high St.-Venant torsional stiffness resist to the unsymmetrical transport action, which is especially important advantage in the case of road bridges. In longitudinal direction, the bridge deck is prestressed by internal prestressing reinforcement or by external tendons running outside the cross section.

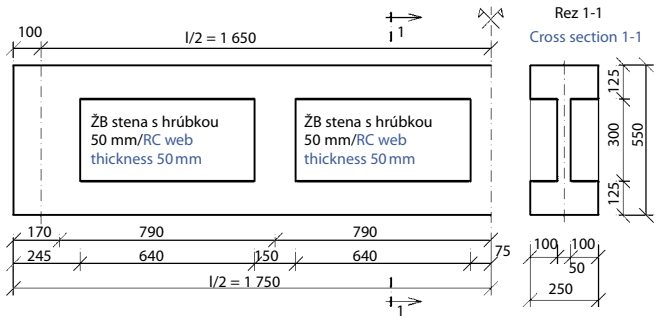
Tendency to decrease the permanent load due to significant self-weight of those decks led to an idea to apply FRP composites instead of concrete webs in box or plate girders. Both, straight or corrugated webs could be taken into account. Prestressing reinforcement could be situated in concrete girder flanges; the way of the external tendons should be rectified by steel deviators. Possibilities of those utilizations of FRP composites were presented in literature with some aspects of experimental verifications [1].

Another alternative of FRP composite application is possibility to use them like cooperating self-contained formwork of joists. The primary bending resistance of the profiled FRP cross section of structural member creating the formwork enables to minimise number of internal construction supports. Moreover, FRP composite like self-contained formwork allows decreasing the concrete cover on minimum value just to assure sufficient bond between reinforcement and concrete

Prof. Ing. Josef Vičan, PhD., Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135650, e-mail: vican@fstav.uniza.sk
Ing. Patrik Kotula, PhD., Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135662, e-mail: kotula@fstav.uniza.sk
Ing. Peter Koteš, PhD., Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135663, e-mail: peter. kotes@fstav.uniza.sk
Ing. František Bahleda, Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135672, e-mail: frantisek.bahleda@fstav.uniza.sk
Prof. Ing. Ľudovít Naď, PhD., Alfa 04 a. s., Letná 27, 043 14 Košice, tel. +421 55 6713005, e-mail: nad@alfa04.sk



Obr. 1 ŽB nosníky s GFRP stenou (GFRP-1 až GFRP-3)
Fig. 1 RC beams with GFRP webs (GFRP-1 to GFRP-3)



Obr. 2 ŽB nosník s betónovou stenou (P1-ZB, P2-ZB)
Fig. 2 RC beams with concrete webs (P1-ZB, P2-ZB)

ré je potrebné na zabezpečenie súdržnosti medzi nosným stropným prvkom a spolupôsobiacim FRP debnením.

Naše pracovisko sa sústredilo na experimentálny a teoretický výskum analýzy správania uvedených kompozitných nosných konštrukčných prvkov. V článku sú prezentované výsledky zo statických zaťažovacích skúšok dvoch porovnávajúcich železobetónových (ŽB) nosníkov (P1-ZB, P2-ZB), troch ŽB nosníkov s GFRP stenou (GFRP-1 až GFRP-3) a ich konfrontácia s výsledkami výpočtov na príslušných finitných modeloch v programe ATENA 3D (Atena P1-ZB a Atena GFRP-1). Súčasne uvádzame aj výsledky experimentálneho a teoretického sledovania ohybovej odolnosti ŽB stropných dosiek so spolupôsobiacim GFRP debnením.

Experimentálny výskum odolnosti ŽB nosníkov s GFRP stenou

V rámci experimentálneho výskumu sa vyrobili a odskúšali tri ŽB nosníky s GFRP stenou (GFRP1 až GFRP3, *obr. 1*) a dva porovnávacie ŽB nosníky s betónovou stenou (P1-ZB a P2-ZB, *obr. 2*).

Geometrické parametre sledovaných nosníkov sú zrejmé z *obr. 1* a *2*. Steny kompozitných nosníkov tvorí doskový GFRP laminát zložený zo 40 vrstiev sklenených vláken (5 symetricky usporiadaných tkanín QGX 1200) a polyetylénovej matrice AROPOL K 530 TE. Celková hrúbka skleného laminátu je 10,8 mm (±0,3 mm) a výrobca firma DIPEX [5] udáva objem sklených vlákien 60 % (±2 %). ŽB stĺpiky vo vnútornej časti nosníka sú prepojené výstužou s priemerom 6 mm (á 75 mm) prevlečenou cez otvory v stene laminátu s priemerom 16 mm. Spolupôsobenie medzi ŽB prírubami a GFRP stenami zabezpečujú betónové kolíky s priemerom 30 mm (á 60 mm).

Použitá vzdialenosť a priemer spriahujúcich kolíkov vyplynuli z experimentálneho výskumu spriahnutia betónu a doskového GFRP laminátu [5]. Odolnosť spriahnutia sa zvýšila opieskovaním okrajových častí stien v šírke 75 mm, ktoré sú v kontakte s betónom. Z toho dôvodu sa použilo dvojzložkové lepidlo PCI-Rigamuls S30 Boden.

V porovnávacom ŽB nosníku sa GFRP stenu nahradila vystuženou betónovou stenou s hrúbkou 50 mm. Betónová stena sa vystužila sieťou s rastrom 100 × 100 mm z výstuže s priemerom 6 mm. Kvalita použitého betónu bola rôzna, keďže vo výrobni bola k dispozícii iba jedna forma. Priemerná kocková pevnosť v tlaku $f_{c,\,cube}$ sa po

Our Department focused on experimental and theoretical research of behaviour analysis of above mentioned composite structural members. In the paper, the results of static proof-load tests of two comparative RC girders (P1-ZB, P2-ZB) and three RC beams with GFRP webs (GFRP-1, GFRP-2 and GFRP-3) are presented and compared to calculation results obtained by means of relevant finite element models using software ATENA 3D (Atena P1 ZB a Atena GFRP-1). Moreover, results of experimental and theoretical observations of bending resistances of RC floor slabs with GFRP self-contained formwork are presented.

Experimental research of resistance of RC beams with GFRP webs

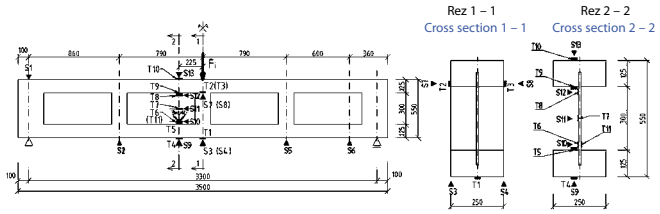
In frame of experimental research, three RC girders with GFRP webs (GFRP-1. GFRP-2 and GFRP-3, *Fig. 1*) and two comparative RC girders with concrete webs (P1-ZB a P2–ZB, *Fig. 2*) were fabricated and tested.

Geometric parameters of observed girders are shown in *Fig. 1* and *2*. Webs of composite girders are created from GFRP plated laminates consisting of 40 layers of glass fibres (5 symmetrically arranged textures QGX 1200) and polyethylene matrices AROPOL K 530 TE. The whole thickness of the glass laminate is 10.8 mm (±0.3 mm) and the producer DIPEX [5] specifies the glass fibres volume of 60 % (±2 %). RC vertical ribs in the internal parts of the girders are reinforced by ϕ6 mm (á 75 mm) passing through holes ϕ16 mm drilled in the laminate webs. The longitudinal shear force between the concrete flanges and the GFRP webs is transmitted by the concrete dowels ϕ30 mm (á 60 mm). The distance between concrete dowels and their diameters were determined by experimental push tests [4]. The bond resistance was increased by sand-blasting the GFRP surface in the width of 75 mm, which is in direct contact with concrete, together with two-component glue of PCI-Rigamuls S30 Boden.

In the case of comparative RC beams, the GFRP webs were replace by concrete ones having thicknesses of 50 mm. Concrete webs were reinforced by nets 100 × 100 mm with reinforcement of ϕ 6 mm. The concrete quality of individual beams was different due to only one cast up. Compressive cube strength of concrete after 133 days (in time of static tests realization) achieved value between 37.7 – 54.5 MPa.

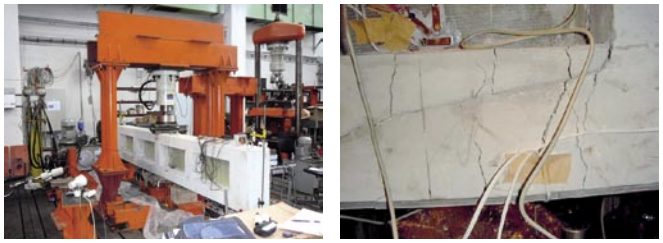
Tab. 1 Prehľad dosiahnutých výsledkov zo statických zaťažovacích skúšok
Table 1 Review of obtained static test results

Označenie ŽB nosníka/Designation of RC beam	Pevnosť betónu v tlaku/Concrete compressive strength	Sila v lise/Testing force	Zvýšenie ohybovej odolnosti/Increase of bending resistance	Spôsob porušenia/Failure mode
	$f_{c,\,cube}$ (MPa)	F_{max} (kN)		
P1-ZB	43,886	300	–	ohybom/Bending
P2-ZB	37,863	310	–	ohybom/Bending
GFRP-1	43,117	380	1,27	ohybom po porušení spriahnutia GFRP steny a ŽB pásnic/Failure of shear connection between GFRP webs and RC flanges
GFRP-2	54,483	390	1,30	nenastalo porušenie/Not occurred
GFRP-3	37,752	340	1,09	ohybom po porušení spriahnutia GFRP steny a ŽB pásnic/Failure of shear connection between GFRP webs and RC flanges



Obr. 3 Schéma usporiadania statickej zaťažovacej skúšky
Fig. 3 Static loading test arrangement

a) b)



Obr. 4 Fotodokumentácia zo skúšok
a) priebeh skúšky v laboratóriu, b) detail – mechanizmus porušenia
Fig. 4 Photos from testing
a) view on the test arrangemen, b) detail – failure mode

133 dňoch (v čase statických zaťažovacích skúšok) pohybovala od 37,7 do 54,5 MPa.

Na *obr. 3* a *4* je znázornené usporiadanie statickej zaťažovacej skúšky, poloha tenzometrických snímačov (T) a lineárnych potenciometrických priehybomerov (S). Vzhľadom na obmedzené možnosti skúšobného zariadenia sa zvolila trojbodová skúška ohybom. Základnú hladinu zaťaženia reprezentovala sila F_z = 5 kN. Aby sme zachytili vznik ohybových trhlín, zaťažovacie kroky sa rozdelili do dvoch fáz. V prvej fáze sa zvolili prírastky zaťaženia po 10 kN až do 50 kN. V druhej fáze po vzniku ohybových trhlín sa prírastky zaťaženia volili po 20 kN. V obidvoch fázach zaťaženia sa odľahčovalo na základnú hladinu zaťaženia F_z = 5 kN. ŽB nosníky sa zaťažovali až do porušenia, resp. do maximálnej sily v lise F_{max} = 390 kN, ktorá vyplývala z konštrukcie skúšobného zariadenia. V *tab. 1* je prehľad dosiahnutých výsledkov.

Porušenie skúšaných kompozitných nosníkov GFRP-1 a GFRP-3 nastalo ohybom. V prípade porovnávacích ŽB nosníkov P1-ZB, P2-ZB nastalo porušenie vyčerpaním ťahovej odolnosti výstuže. Pri nosníkoch GFRP-1 a GFRP-3 nastal kolaps po porušení spriahnutia GFRP steny vyčerpaním odolnosti betónových kolíkov. Nosník GFRP-2 sa nám nepodarilo odskúšať až do porušenia vzhľadom na nedostatočný rozsah zaťažovacieho zariadenia. Vyššia odolnosť je zapríčinená vyššou kvalitou betónu $f_{c,\,cube}$ = 54,48 MPa, čo sa prejavilo zvýšením odolnosti spriahnutia GFRP steny s ŽB pásnicami.

Numerická analýza

V programe ATENA 3D sa vytvorili zodpovedajúce finitné modely skúšaných nosníkov. Kontakt medzi GFRP stenou a ŽB pásnicami sa nahradil rovnomerným 3D kontaktom s charakteristikami zodpovedajúcimi výsledkom z realizovaných pretláčacích skúšok [4].

Pri modelovaní porovnávacieho ŽB nosníka P1-ZB sa použili prvky z *tab. 2* s vynechaním prvkov opisujúcich GFRP kompozit. Kvalita betónu sa uvažovala hodnotou $f_{c,\,cube}$ = 43,88 MPa. Z experimentálnych výsledkov (*obr. 6*) nie je zreteľná medza vzniku trhlín. Numerické modely vykazujú vyššiu ohybovú tuhosť ako experimentálne vzorky, a to z dôvodu nie celkom presného vystihnutia kontaktu medzi ŽB pásnicami a GFRP stenou.

Tab. 2 Prehľad použitých MKP – model nosníka GFRP-1
Table 2 Review of applied finite elements – girder GFRP-1

Materiál/Material	Materiálový prvok/Material element
Betón/Concrete	3D Nonlinear Cementitious 2/3D Nonlinear Cementitious 2, f_{cu}=37,86 MPa
Výstuž/ Reinforcement	Reinforcement, linear/Reinforcement, linear, E = 210 GPa; f_{y12} = 550 MPa, f_{y10} = 612 MPa, f_{y8} = 607 MPa, f_{y6} = 543 MPa
Roznášacia doska/ Load distribution plate	3D Elastic Isotropic/3D Elastic isotropic, E = 210 GPa
GFRP vlákna/GFRP fibres	Reinforcement, multilinear/Reinforcement, multilinear, f_{max}=3 440 MPa
Matrica/Matrix	3D bilineárny, oceľ Von Mises/3D bi-linear, steel Von Mises, E = 4 100 MPa; medza klzu/yield strength f_y = 65 MPa

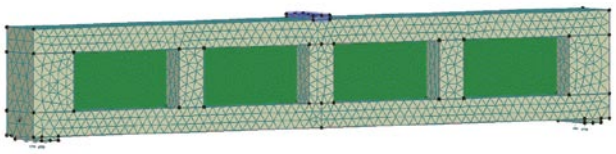
The static test arrangement, locations of strain gauges (T) and linear potentiometer transducers (S) are shown in *Fig. 3* and *4*. Due to limitation of testing device, the three points bending test was used. The initial load level was represented by the testing force F_z = 5 kN. To obtain the beginning of bending cracks creation, loading steps were divided into two phases. In the first phase, the load steps were chosen by 10 kN up to 50 kN. In the second phase after creation of bending cracks, the loading steps were chosen by 20 kN. In both phases, the unloading up to initial loading level F_z = 5 kN was used. RC beams were tested up to failure or up to maximum force of testing device, F_{max} = 390 kN. The results review is presented in *Table 1*.

In the case of comparative girders P1-ZB, P2-ZB, the failure occurred due to exceeding the tension resistance of the girder reinforcement. The failure of the tested composite girders GFRP-1 and GFRP-3 occurred due to exceeding shear resistance of the concrete dowels ensuring connection between GFRP webs and RC flanges. Girder GFRP-2 did not collapse because of insufficient loading capacity of the testing device. Its higher resistance was caused by the concrete higher quality $f_{c,\,cube}$ = 54.48 MPa which meant the bending resistance increasing and also shear resistance increasing of concrete dowels.

Numerical analysis

The corresponding finite element models of tested beams were created by means of software ATENA 3D. Discrete contact between GFRP web and RC flanges was replaced by the uniformly distributed 3D-contact with value obtained by the push tests [4].

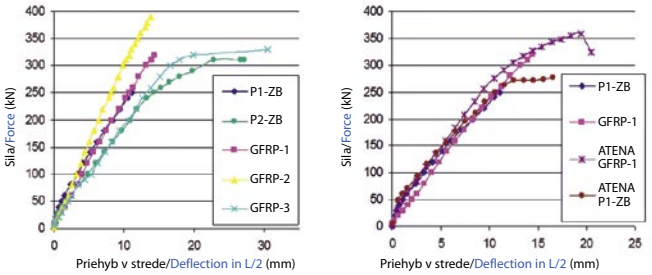
In case of modelling comparative RC girder P1-ZB, the elements in *Table 2* were also used excluding the elements describing the GFRP composite. The concrete quality was considered by the value of $f_{c,\,cube}$ = 43.88 MPa. The limit of concrete crack creation is not clear from the experimental results (*Fig. 6*). Numerical calculations show the higher bending stiffness compared to experimental results due to not just accurate expression of the contact between RC flange and GFRP web.



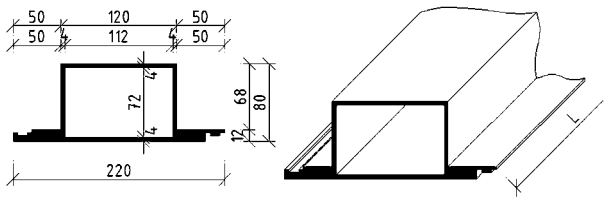
Obr. 5 Finitný model ŽB nosníka s GFRP stenou
Fig. 5 Finite element model of RC beam with GFRP web

Tab. 3 Porovnanie medzi vypočítanými a nameranými hodnotami maximálneho zaťaženia pri porušení ohybom
Table 3 Comparison of numerical and experimental values of maximum loading at the girder failure

Označenie FKP modelu FEM model designation	Pevnosť betónu v tlaku Concrete compressive strength	Sila v lise– experiment Experimental failure force	Sila v lise – ATENA 3D/Numerical failure force ATENA 3D	F_{max}/F_A
	$f_{c,\,cube}$ (MPa)	F_{max} (kN)	F_A (kN)	
P1-ZB	43,886	300	276,2	1,086
GFRP-1	37,863	380	358,1	1,061



Obr. 6 Porovnanie priehybu v strede ŽB nosníkov s experimentom a výpočtom v programe ATENA
Fig. 6 Comparison of experimental and numerical results of RC girder deflection at the midspan



Obr. 7 Tvar prierezu prvkov GFRP debnenia
Fig. 7 Cross-section of stay-in-place GFRP formwork (dimensions in mm)

Analýza odolnosti stropných dosiek s GFRP debnením

Odolnosť železobetónových stropných nosníkov betónovaných do GFRP debnenia výrazne ovplyvňuje súdržnosť medzi betónom a GFRP debnením. Súdržnosť umožňuje významne zvýšiť ohybovú odolnosť celého systému, t. j. nosník + GFRP debnenie, keďže debnenie spolupôsobí s nosným ŽB prvkom. Vzniká tak kompozitný nosný prvok s pomerne komplikovaným správaním.

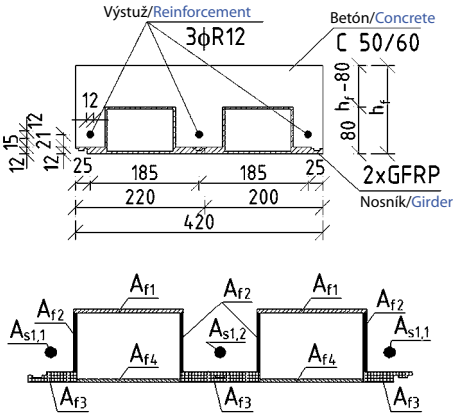
Výskum ohybovej odolnosti kompozitného nosného systému ŽB doska s GFRP debnením iniciovala teoretická analýza odolnosti s využitím normového výpočtu odolnosti podľa [6]. Prierez nosného kompozitného prvku a jeho idealizácia pre analytické výpočty sa uvažovali podľa *obr. 8*.

Predpokladal sa obyčajný betón triedy C 50/60 vystužený betonárskou výstužou s priemerom 12 mm, triedy B 500B a s modulom pružnosti E_S = 200 GPa. Na debnenie sa uvažoval GFRP materiál s charakteristickou hodnotou pevnosti f_{fk} = 200 MPa, modulom pružnosti E_f = 25,0 GPa a objemovou hmotnosťou γ_f = 18,0 kN/m^3.

Výpočty odolnosti sa realizovali za predpokladu úplnej súdržnosti medzi betónom a GFRP debnením, pričom sa počítalo so statickou schémou zaťaženia podľa *obr. 9*, ktorá sa predpokladala aplikovať pri experimentálnom výskume. Výsledky analytických výpočtov v podobe ohybových odolností kompozitného prvku s premennou výškou sú uvedené v *tab. 4*.

Na experimentálny výskum sa vzhľadom na možnosti laboratórnych zariadení zvolil kompozitný prvok s výškou h_f = 150 mm. Vyrobili sa spolu tri kompozitné nosníky s geometrickými parametrami podľa *obr. 8* z betónu C 50/60 vystuženého výstužou 3 s priemerom 12 mm triedy B 500B. Nosníky sa testovali štvorbodovým ohybom podľa schémy na *obr. 9*. Zaťažovanie vzoriek prebiehalo podľa zvolených krokov s odľahčovaním až do porušenia. Sledovali sa priehyby a pretvorenia v tlaku (betón) a v ťahu (GFRP) v závislosti od zaťaženia. Súčasne sa sledoval preklz medzi GFRP debnením a betónom v koncových častiach kompozitného prierezu.

Výsledky experimentov sú súhrne spracované v *tab. 5*. Nosník G1 sa pri testovaní poškodil. V *tab. 5* je síce uvedený, ale v súhrne ho nezohľadňujeme. V prípade nosníkov G2 a G3 sa zaznamenalo postup-



Obr. 8 Prierez sledovaného kompozitného prvku a jeho idealizácia
Fig. 8 Cross-section of observed composite member and its idealization

Resistance analysis of floor slabs with GFRP formwork

The resistance of reinforced concrete floor girders filling into GFRP self-contained formwork is significantly influenced by the bonding between concrete and GFRP formwork. The bond enables to increase the bending resistance of whole system, it means reinforced concrete (RC) girder + GFRP formwork due to cooperation between the formwork and RC girder. The composite member with relatively complicated behaviour comes into being by the co-operation between both materials. The theoretical analysis of resistance using resistance calculation according to code [6] initialized the investigation of the composite member (RC girder + GFRP formwork) bending resistance. The cross section of the observed composite beam and its idealization for analytical solution was considered according to *Fig. 7* and *8*.

The normal weight concrete C 50/60 was used in the analysis. Steel bars of grade B 500B (E_S = 200 . 10^3 N.mm^{-2}; f_{yk} = 500 N.mm^{-2}; diameter ø = 12 mm) were used. Material properties of GFRP formwork girders were assumed as follows: the characteristic strength f_{fk} = 200 N.mm^{-2}; modulus of elasticity E_f = 25.0 . 10^3 N.mm^{-2} and density γ_f = 18.0 kN/m^3.

The resistance calculations were realised providing that full bond between GFRP formwork and concrete exists. The static schema given in *Fig. 9* was considered and applied within experimental measurements.

The results of analytical calculations in the form of composite member bending resistances with change of cross-section high are shown in *Table 4*. Concerning to laboratory equipment (place, hydraulic press, maximum dimensions of specimens, etc.), the girder of height h_f = 150 mm was chosen for experimental investigation (*Table 4*).

Three girders with dimensions and geometric parameters given in *Fig. 8* were made. All three specimens were made of double-GFRP girders (*Fig. 8*), concrete C 60 and they were reinforced by means of three steel bars with diameter of 12 mm (B 500B). The girders were tested by four-point bending test according to *Fig. 9*. The load tests were performed by steps up to failure with unloading up to initial test force. The load-displacement and strains in compression (concrete) and tension (GFRP) parts were measured depending on load. Also, the slip between GFRP formwork and concrete at ends of the girders was measured.

The results of experimental measurements are shown in *Table 5*. The girder G1 was corrupted during testing. It is shown else in *Table 5*, but it was not considered in conclusions. In the case of girders G2

Tab. 4 Ohybové odolnosti kompozitného prvku
Table 4 Bending resistance of composite member

h_f (mm)	120	130	140	150	160	170	180	190	200
M_{Rd} (kNm)	47,857	55,324	63,473	72,261	81,650	91,612	102,123	113,159	124,703
F_{max} (kN)	77,817	89,958	103,209	117,497	132,765	148,963	166,053	183,999	202,770

Tab. 5 Experimentálne stanovené ohybové odolnosti testovaných kompozitných nosníkov
Table 5 Bending resistances of composite girders

Zaťažovacie sily pri dosiahnutí odolnosti Loading forces, load-carrying capacity	Experiment/Experiment			Teoretická analýza		
	G1	G2	G3	GFRP + RC doska (úplná súdržnosť)/GFRP + RC slab (full bonding)	GFRP + RC doska (bez súdržnosti)/GFRP + RC slab (without bonding)	RC doska (bez GFRP) RC slab (without GFRP)
F_{Bond} (kN)	–	53,0	54,0	–	–	–
F_{max} (kN)	71,5	70,0	74,5	117,497	50,052	30,559
M_{Rd} (kNm)	43,97	43,05	45,82	72,261	30,782	18,794

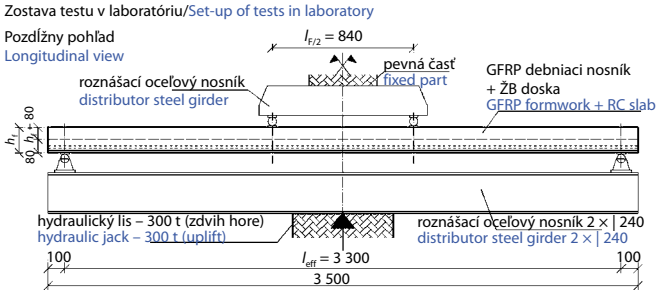
né porušovanie kompozitného systému. Najskôr sa dosiahla sila, pri ktorej sa porušila súdržnosť medzi GFRP nosníkom a betónom F_{Bond}. Toto porušenie nastalo najskôr v krajných tretinách nosníkov. Ďalej už pôsobil prvok ako oddelená železobetónová časť a GFRP debnenie. V strednej časti došlo k porušeniu súdržnosti pred celkovým porušením. Úplné porušenie nastalo pri dosiahnutí maximálnej sily na medzi porušenia F_{max}. V *tab. 5* sú uvedené maximálne sily pri strate súdržnosti medzi betónom a GFRP debnením (F_{Bond}), ako aj sily pri dosiahnutí kolapsu kompozitného prvku (F_{max}). Závislosť medzi silou a priehybom v strede nosníka je znázornená na *obr. 10*.

Experimentálnym výskumom sa získala viac ako dvojnásobná odolnosť kompozitného prvku ako samotnej železobetónovej dosky (43,97; 43,05; 45,82 kNm > 18,794 kNm). Ak by sa neuvažovala súdržnosť medzi GFRP debnením a betónom (použitie iba ako stratené debnenie), odolnosť nosného systému by bola podľa normových výpočtov približne o 59 % väčšia ako v prípade samostatnej ŽB dosky.

Experimentálne výsledky však deklarovali odolnosť kompozitného systému o 40 až 48 % vyššiu ako v prípade nespriahnutého systému GFRP debnenie + ŽB doska bez súdržnosti (stratené debnenie). To znamená, že aj po porušení súdržnosti je systém stále značne odolnejší ako samotná ŽB doska. Súčasne sa potvrdilo, že na odolnosť kompozitného systému má veľký vplyv súdržnosť medzi betónom a GFRP debnením. Reálny kompozitný prierez so skutočnou súdržnosťou predstavuje asi len 60 až 63 % odolnosti ideálneho kompozitného prierezu s dokonalou súdržnosťou. V tomto prípade sa súdržnosť medzi GFRP a betónom zaistila iba priľnavosťou získanou pri betonáži a trením pri porušovaní bez aplikácie špeciálnych úprav povrchu. Zvýšenie súdržnosti, a tým aj odolnosti kompozitného prierezu sa môže dosiahnuť úpravami povrchu GFRP debnenia, napríklad zdrsnením povrchu pomocou vlysov či výstupkov alebo opieskovaním povrchu.

Závery

Prvotnou myšlienkou pri návrhu koncepcie ŽB nosníkov s GFRP stenami bola snaha vyľahčiť ŽB nosné prvky, najmä v mostnom staviteľstve, kde je pri veľkých rozpätiach vlastná tiaž často dominantným zaťažením. Spriahnutie týchto dvoch materiálov sa realizovalo pomocou betónových kolíkov a opieskovaním okrajov GFRP stien. Pri statických zaťažovacích skúškach sa preukázalo, že ohybové porušenie nastalo v dôsledku prekročenia odolnosti spriahujúcich betónových kolíkov. Nosníky s GFRP stenou dosahovali pri zhodnej tuhosti vyššiu odolnosť ako porovnávacie nosníky so ŽB stenou. Výraznejší nárast odolnosti sa zaznamenal pri vyšších pevnostiach betónu. Bolo to spôsobené vyššou odolnosťou spriahujúcich betónových kolíkov,



Obr. 9 Statická schéma zaťažovania kompozitného prvku
Fig. 9 Static schema of composite member loading

and G3, the consistent failure of composite system was observed. Firstly, the forces F_{Bond}, when the splitting between GFRP formwork and concrete was found. This failure occurred at first in excessive girders thirds. Next, the member acted as separated RC part and GFRP formwork. The bond failure at the midspan of girder occurred before overall failure. The total failure occurred when the maximal force F_{max} on failure ultimate limit was achieved. The forces F_{Bond} and F_{max} with corresponding bending moments are shown in *Table 5*. The dependences between forces and deflections at the girder midspans are shown in *Fig. 10*.

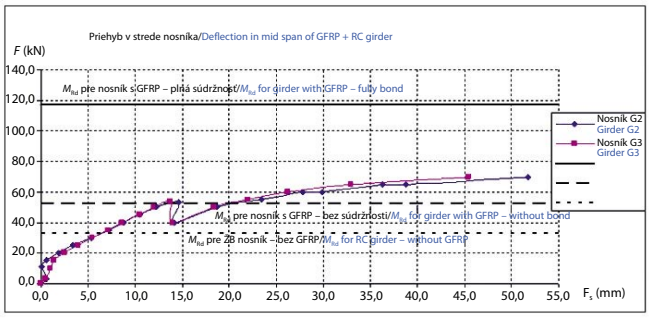
More than double bending resistance of composite member compared to just RC slab was achieved by experimental investigation (43.97; 43.05; 45.82 kNm > 18.794 kNm). Using this system without considering any bond between GFRP and concrete, the loadcarrying capacity is higher about 59 % than RC slab only. Also, the loadcarrying capacity of the system (experiment) is about 40–48% higher than system of GFRP girder + RC slab without bond between GFRP and concrete. It means that also after splitting GFRP and concrete slab, this type of floor system has still capacity to resist the load. Moreover, the results indicate the high influence of the bond quality on loadcarrying capacity.

The composite system with real bond has just 60–63 % loadcarrying capacity of the system with perfect bonding.

In this case, the cohesion between GFRP and concrete was ensured just by adhesion achieved during concreting and by friction during failure without application of special surface treatment. Rougher surface (lugs) or sand-blast of GFRP surface could be used for bonding improving.

Conclusions

Tendency to minimise the self-weight of RC structural members especially in bridges, where it represents the dominant permanent action, was the first idea in design concept of RC beams with GFRP webs. Connection between both materials was realized by concrete dowels and sand-blasting of GFRP web surface. Static loading tests showed that failures occurred due to exceeding concrete dowel shear resistance. Girders with GFRP webs achieved although in the case of equal bending stiffness the higher bending resistance than comparative girders with concrete webs. More significant increase of bending resistance was monitored in the case of the higher concrete strength. It was caused by the higher shear resistance of concrete dowels which enabled to increase contribution of GFRP web on girder bending resistance. Calculations using



Obr. 10 Priehyb v strede rozpätia kompozitného nosníka v závislosti od zaťažení
Fig. 10 Deflection at midspan of the composite girder depending on load

ktorá umožnila zvýšenie príspevku GFRP steny v ohybovej odolnosti nosníka. Výpočty na príslušných finitných modeloch v programe ATENA 3D vykazovali nižšie hodnoty maximálneho zaťaženia pri porušení ohybom oproti experimentu.

Z výsledkov výskumov nosníkov z GFRP materiálu aplikovaných ako spolupôsobiace debnenie stropných dosiek, keď vznikne kompozitný prierez, sa preukázala akceptovateľnosť tejto myšlienky v praktických aplikáciách. Použitý kompozitný prierez umožňuje zvýšiť zaťaženie na stropných doskách alebo zmenšiť hrúbku stropov. Vďaka tomu sa znižuje spotreba materiálov a znižujú sa náklady na debniace systémy.

Článok vznikol v rámci podpory grantovej agentúry VEGA SR, grant č. 1/4201/07, a s pomocou firmy DIPEX, spol. s. r. o., Slovensko.

Literatúra

[1] Niitani, K. – Hiroyuki, A. – Gossla, U.: A New Generation of Prestressed Concrete Composite Bridges with FRP Panel Web. In.: Proceedings of the first fib CONGRESS OSAKA 2002, p. 405 – 412.
[2] Khalifa, A. – Gold, W. J. – Nanni, A. – Abdel Aziz, M. I.: Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of Flexural Members. In: ASCE-Journal of Composites for Construction 4 (2), p. 195 – 203, 1998.
[3] Khalifa, A. – Nanni, A.: Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFRP Composites. In: Construction and Building Materials 3 (16), p. 135 – 146, 2002.
[4] Naď, Ľ. – Špernoga, B. – Bajzecer, A.: Structural Stay-in-place GFRP Formwork--Concrete Deck: New Type of Composite Structure. In: 8-th International Conference FRPRCS-8, Patras, Greece, 2007.
[5] Kotula, P. – Bahleda, F.: Numerické modelovanie pripravovaných pretláčacích skúšok spriahnutých žb prvkov s GFRP stenou. In: XVIII. rusko-slovensko-poľský seminár s medzinárodnou účasťou Theoretical foundation of civil engineering (Teoretické základy stavebného inžinierstva). Zborník príspevkov, Moskva – Archangelsk, Rusko, 1. – 7. júla 2009, Druk i Oprawa: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2009, p. 269 – 274.
[6] STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby.
[7] Materiály spoločnosti DIPEX, spol. s r. o.

relevant finite models created in software ATENA-3D gave lower values of maximum load at the bending failure compared to experiments.

Research results of girders made of GFRP composite applied like the self-contained formwork of floor slabs having then composite cross section showed that the idea could be acceptable in practice. Applied composite cross section enables to increase the load transmitted by floor slab or to decrease the slab thickness, which means decreasing of material consumption and also decreasing costs for formwork systems.

The paper present research works supported by Grant Agency VEGA SR, grant No. 1/4201/07 and under help of company DIPEX, Ltd., Slovakia.

References

[1] Niitani, K. – Hiroyuki, A. – Gossla, U.: A New Generation of Prestressed Concrete Composite Bridges with FRP Panel Web. In.: Proceedings of the first fib CONGRESS OSAKA 2002, p. 405 – 412.
[2] Khalifa, A. – Gold, W.J. – Nanni, A. – Abdel Aziz, M.I.: Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of Flexural Members. ASCE-Journal of Composites for Construction 4(2), p. 195 – 203, 1998.
[3] Khalifa, A. – Nanni, A.: Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFRP Composites. Construction and Building Materials 3(16), p. 135 – 146, 2002.
[4] Naď, Ľ. – Špernoga, B. – Bajzecer, A.: Structural stay-in-place GFRP formwork--concrete deck: new type of composite structure. 8-th International Conference FRPRCS-8, Patras, Greece, 2007.
[5] Kotula, P. – Bahleda, F.: Numerical modelling of prepared push tests of composite RC members with GFRP webs. XVIII. Russian-Slovak-Polish workshop with international attendance „Theoretical foundation of civil Moscow – Archangelsk, Russia, 01.–07. July 2009, Publisher: Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2009, ISBN 83-908083-8-2, p. 269 – 274.
[6] STN EN 1992-1-1.: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, SÚTN, 2006.
[7] DIPEX, Ltd.

REISNER & WOLFF SLOVENSKO

Už roku 1990 začala firma REISNER & WOLFF, s. r. o. s intenzívnou spoluprácou so slovenskými dodávateľmi, ktorí predtým ako koncesionári spoločnosti Gutehoffnungshütte GHH vyrábali mostné ložiská a mostné závery pre český a slovenský trh. V roku 1999 bola v Banskej Štiavnici založená firma REISNER & WOLFF SLOVENSKO ako 100 %-ná dcérska spoločnosť firmy RWE. Jej úlohou je poskytovanie služieb slovenskému stavebnému priemyslu a výroba. V posledných desiatich rokoch bola celá výroba zmenená z dodávateľského systému na vlastné výrobné závody.



V súčasnosti patrí k spoločnosti REISNER & WOLFF SLOVENSKO aj výrobná prevádzka v Novom Meste nad Váhom, ktorá sa špecializuje na viacprofilové mostné závery typu WSG, a výrobná prevádzka v Nitre, v ktorej sa vyrábajú profily mostných záverov a jednoprofilové závery. V meste Hnúšťa prevádzkujeme firmu RW-TECH-GUM; ako joint venture spoločnosti RW a výrobcom elastomérových zmesí T-Gum Hnúšťa. Tu sa vyrábajú elastomérové ložiská a príslušné oceľové konštrukcie.

Produkty RW:

RW® – kalotové ložisko MPE, RW® – hrncové ložisko, EUROFLEX® – elastomérové ložisko, RW® – horizontálne ložisko, RW® – valčekové a líniové vahadlové ložisko, TRANSGRIP® – hrebeňový mostný záver, WSG® – viacprofilový mostný záver, WSF® – jednoprofilový mostný záver, Segmentový/Podporovaný mostný záver, EUROFLEX® – kobercový mostný záver, POLYFLEX® – elastický zálievkovy záver, BRITFLEX® – jednoprofilový mostný záver, RW® – podpovrchový mostný záver

Všetky závody sú moderne vybavené a disponujú výkonnými výrobnými oddeleniami.

V súčasnosti slovenské závody patriace do skupiny RW zamestnávajú viac ako 150 pracovníkov. Vysokú kvalitu prevádzok potvrdzuje platná certifikácia ISO 9001 a priebežná kontrola štátnymi inštitúciami, ako je napr. Štátny skúšobný ústav MPA univerzity v Štuttgarte.

RW

REISNER & WOLFF SLOVENSKO s. r. o.
Križovatka 5, 969 00 Banská Štiavnica
Tel. 45 692 07 40, Fax 45 692 07 41
info@reisnerwolff.sk, www.rwsl.sk

Prevádzky:
Nové Mesto nad Váhom: Južná 4, 915 01 Nové Mesto nad Váhom, Tel 421 32 7715579, F +421 32 771 55 80
Nitra, ul. Jakuba Haška 1, 949 01 Nitra, Tel 37 631 31 41, F +421 37 651 61 56
RW – TECH – GUM s. r. o., Hlavná 432, 981 01 Hnúšťa, Tel 47 521 10 37, Fax 47 521 10 38

INZERCIA




Štefan Gramblička – Slavomír Matiaško

Spriahnuté oceľobetónové stĺpy s použitím vysokopevnostného betónu

Composite Columns with the Use of High Strenght Concrete

Obsahom príspevku je analýza spriahnutých oceľobetónových stĺpov s použitím vysokopevnostného betónu. Pri vyšších budovách treba prenášať veľké hodnoty tlakových normálových síl. Použitím vysokopevnostného betónu v spriahnutých oceľobetónových stĺpoch možno dosiahnuť vyššiu odolnosť. S ohľadom na súčasné platné európske normy sa urobila teoretická analýza, ktorá sa porovnala s experimentálnymi výsledkami skúšaných stĺpov.

This paper presents some results of theoretical and experimental analyses of steel-reinforced concrete composite columns with the use of high strength concrete. Columns of high-rise buildings must resist high values of normal forces. A higher degree of resistance can be obtained with the use of high-strength concrete. The theoretical analysis was made with respect to the current applicable European standards, which were compared with the experimental results.

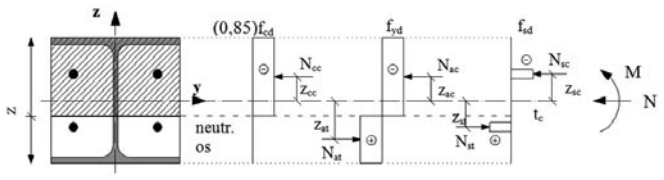
Úvod

Spriahnuté oceľobetónové stĺpy sú dôležitou súčasťou spriahnutých oceľobetónových konštrukcií a nachádzajú široké uplatnenie vo výškových budovách. Spriahnuté oceľobetónové stĺpy možno navrhovať podľa STN EN 1994-1-1. Podľa tejto normy sa dajú navrhovať stĺpy len z obyčajného betónu s pevnostnou triedou C 20/25 až C 50/60 a s použitím konštrukčnej ocele tried S 235 až S 460. Použitím betónov s vyššou triedou pevnosti možno dosiahnuť vyššiu odolnosť stĺpov, resp. dosiahnuť menšie rozmery prierezov stĺpov, a tým aj štíhlejšie a estetickejšie konštrukčné prvky.

Teoretická analýza

Na teoretickú analýzu a experimentálne skúšky sa zvolil typ spriahnutého oceľobetónového stĺpa s prierezom čiastočne obetónovaného oceľového profilu. Prierez čiastočne obetónovaného oceľového profilu je vhodným prierezom z hľadiska nosných konštrukcií budov a často sa používa v praxi. Spriahnuté, ako aj železobetónové stĺpy odolávajú kombinácii namáhania na tlakovú silu a ohybový moment. Na teoretickú analýzu sa vytvoril jednoduchý program na generovanie interakčných diagramov. Program generuje interakčné diagramy aj s vplyvom imperfekcií a teórie II. rádu.

Plastická interakčná krivka sa generuje určením polohy neutrálnej osi (rozdelením prierezu na zadaný počet úsekov), pričom z jej polohy vyplývajú hodnoty jednotlivých bodov interakčného diagramu N a M (*obr. 1*). Momentové výslednice sú určené vzhľadom na plastickú os prierezu, ktorá je z dôvodu prierezu s dvoma osami symetrie zhodná s elastickou osou.



Obr. 1 Postup určenia jednotlivých bodov interakčného diagramu
Fig. 1 Determination of individual points of interaction diagram

Introduction

Composite steel-reinforced concrete (SRC) columns are a very important application of composite structures, and they have wide application in high-rise buildings. Composite columns can be designed according to STN EN 1994-1-1. According to this standard, only columns and compression members can be designed which are from a normal weight concrete of the strength classes C 20/25 to C 50/60 and from the structural steel grades S 235 to S 460. If high-strength concrete (HSC) is used in a composite column, the resistance will be greater than the resistance of the column with the use of normal strength concrete, respectively we achieve a smaller size of the cross-section.

Theoretical analysis

Composite columns are mainly subjected to compression or to compression and bending. A simple program was created for the theoretical analyses to generate interaction diagrams for composite columns with partially concrete-encased steel cross-sections. The interaction diagrams were generated to take into account the second-order theory and imperfections. Cross-sections of partially concrete-encased steel sections are often used in bearing structures and were also chosen for this experimental study.

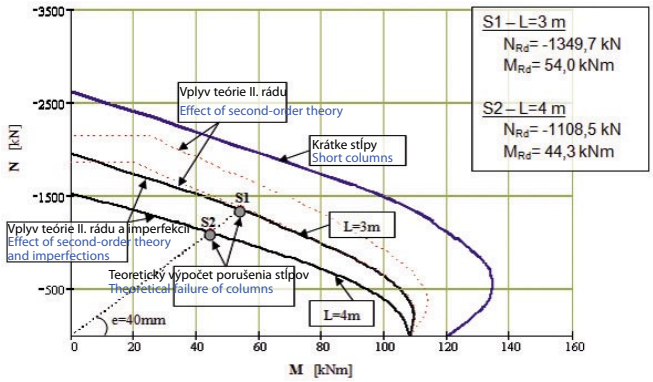
The plastic interaction diagram (curve) is generated by the definition of the neutral axis position (sectional division to the specified number of parts), and the values of each interaction point N and M result from its position (*Fig. 1*). The resultant of moment forces is related to the plastic axis of the cross section, which is identical to the elastic axis in a cross-section with two axis of symmetry.

Generated interaction diagrams are based on these assumptions:

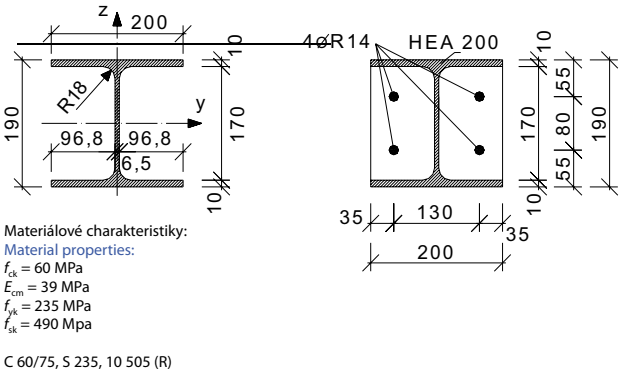
- only the interaction diagram is generated in the region of normal compressive forces and positive (+) bending moments,
- full interaction between the concrete and steel (full shear connection).

Fig. 2 presents the interaction diagrams of research under taken on columns two series: S1 and S2. The steps of the load were specified from these interaction diagrams (direction of bending = direction *z*).

Doc. Ing. Štefan Gramblička, PhD., autoriz. inžinier, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 2 59274552, e-mail: stefan.gramblicka@stuba.sk
Ing. Slavomír Matiaško, PhD., Deltabeam Slovakia, s. r. o, Vajnorská 136, 831 04 Bratislava, tel.: +421 2 32224215, e-mail: slavomir.matiasko@peikko.com



Obr. 2 Interakčné krivky aj s vplyvom teórie II. rádu a imperfekcií na návrhové hodnoty vlastností materiálov
Fig. 2 Interaction diagrams with the effect of second-order theory and imperfections for the design values of material properties



Obr. 3 Geometria prierezu spriahnutého stĺpa a použité materiálové charakteristiky
Fig. 3 Geometry of the cross-section of composite columns and material properties used

Programom generované interakčné krivky vychádzajú z týchto predpokladov:

- generuje sa iba interakčný diagram v oblasti tlakových normálových síl a kladných ohybových momentov,
- predpokladá sa plná interakcia betónu a ocele (úplné šmykové spojenie).

Na *obr. 2* sú znázornené interakčné krivky pre sériu stĺpov typu S1 a S2 použité pri experimente, z ktorých sa určili jednotlivé stupne zaťažovania (smer ohybu = smer *z*). Podľa tohto diagramu sa určil stupeň zaťaženia $n = 1{,}0$ aj s vplyvom teórie II. rádu a imperfekcií.

Skúšky stĺpov

Na krátkodobé skúšky spriahnutých oceľobetónových stĺpov s použitím vysokopevnostného betónu sa zvolil čiastočne obetónovaný prierez s oceľovým HEA profilom (*obr. 3*). Vyhotovenie stĺpov sa navrhlo vo dvoch rôznych dĺžkach, a to $l = 3{,}0$ m (relatívna štíhlosť $\overline{\lambda} = 0{,}58$ – označenie stĺpov S1) a $l = 4{,}0$ m (relatívna štíhlosť $\overline{\lambda} = 0{,}78$ – označenie stĺpov S2). Experimentálne sa overilo spolu šesť stĺpov, po tri z každej série. Stĺpy v lise sa uložili pomocou kĺbov na obidvoch koncoch a excentricita pôsobiacej sily bola 40 mm.

Na každom stĺpe sa merali pomerné pretvorenia a vodorovný posun stĺpa. Priehyb stĺpa sa meral v obidvoch smeroch – v smere ohybu (smer stojiny – smer *z*) a kolmo na smer ohybu (smer *y*).

Priehyby stĺpov

Z geodetického merania priehybov stĺpov sa na každý stupeň zaťaženia v oboch smeroch vyhodnotili dva typy priehybov – nenulovaný a nulovaný. Nenulovaný priehyb predstavuje hodnoty priamo odčítané teodolitom, nulovaný priehyb predstavuje odklon zvislej osi stĺpa od určenej zvislej roviny. V *tab. 1* sú uvedené maximálne hodnoty nenulovaných (w_z, w_y) a nulovaných priehybov (w_{0z}, w_{0y}) pre jednotlivé stĺpy. Uvedené sú aj hodnoty počiatočných priehybov

The step of load $n = 1.0$ was specified with the effect of the second-order theory and imperfections.

Test of columns

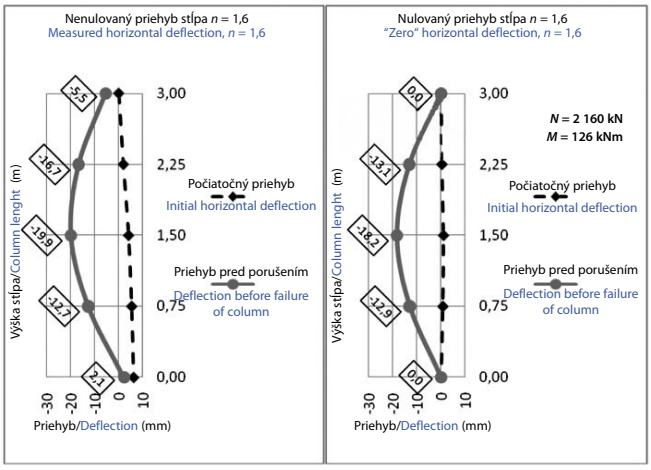
For short-term laboratory tests of composite steel-reinforced concrete columns with the use of HSC, a partially encased steel-reinforced concrete cross-section with a steel HEA profile was chosen (*fig. 3*). In the first series, 3 columns with a length of 3 m were tested (relative slenderness $\overline{\lambda} = 0{,}58$ – type S1). In the second series, 3 columns of a length of 4m were tested (relative slenderness $\overline{\lambda} = 0{,}78$ – type S2). The eccentricities of normal compression forces were the same for all the types of columns (S1 and S2): e = 40mm. The end boundary conditions were joint couplings on both sides of the columns. The relative strains and the horizontal deflection up to the failure were measured for each column. The horizontal deflections were measured in both directions – direction of bending (direction of the web – direction *z*) and direction perpendicular to the direction of bending (direction of the flange – direction *y*).

Horizontal deflection of the columns

For each step of the load (n) two types of horizontal deflection were determined from the geodetic surveying – the measured and "zero" horizontal deflection. The measured horizontal deflection represents the values directly measured with theodolite, while the "zero" horizontal deflection represents the deviation of the vertical axis from the specified vertical plane of the column. The maximum values of the measured (w_z, w_y) and "zero" horizontal deflections (w_{0z}, w_{0y}) are in the *Table 1*. There are also the values of the initial horizontal deflections (w_{pz}, w_{py}). The horizontal deflections increased in the *z* direction (the direction of bending); in the second direction y (perpendicular to the direction of bending), there was almost no deflection, respectively, only a very small increase in the horizontal

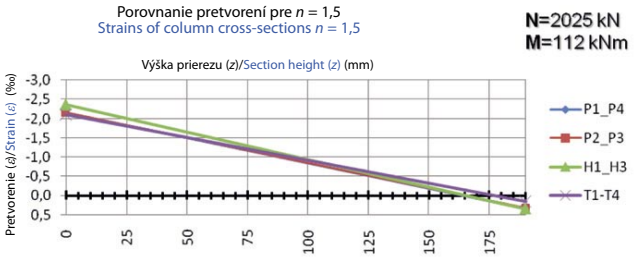
Tab. 1 Geodeticky namerané maximálne priehyby v strede stĺpa – smer *z*, smer *y*
Tab. 1 Max. values of horizontal deflections in the middle of column length – direction *z* and *y*

Por. č. No.	Ozn. Series	Zať. stupeň pri porušení Step of load in failure (*n*)	Nenulovaný priehyb Measured horiz. deflection (mm)				Nulovaný priehyb "Zero" horiz. deflection (mm)			
			w_z	w_{pz}	w_y	w_{py}	w_{0z}	w_{p0z}	w_{0y}	w_{p0y}
1	S1-1	1,7	19,9	4,1	0,0	0,0	18,2	1,0	0,3	0,9
2	S1-2	1,7	20,3	0,2	0,3	2,7	18,2	1,4	0,5	1,5
3	S1-3	1,7	20,5	5,3	1,4	3,1	18,4	0,8	0,4	0,2
4	S2-1	1,8	29,6	0,3	2,0	1,0	27,8	1,7	1,6	2,0
5	S2-2	1,8	34,3	0,8	5,5	2,0	31,3	0,2	4,8	0,2
6	S2-3	1,8	29,6	1,4	1,2	2,3	28,2	1,3	0,8	0,5
Priemerná hodnota/Mean value S1			20,2	3,2	0,6	1,9	18,3	1,1	0,4	0,9
Priemerná hodnota/Mean value S2			31,2	0,8	2,9	1,8	29,1	1,1	2,4	0,9



Obr. 4 Hodnoty geodeticky nameraných priehybov stĺpa S1-1 pred porušením a počiatočného priehybu v smere *z*

Fig. 4 The horizontal deflection values in direction *z* of the geodetic surveying for S1-1 series before failure



Obr. 5 Pretvorenie prierezu stĺpa v strede jeho výšky (S1-2)

Fig. 5 Strains of column cross-section in the middle of the length (S1-2)

stĺpov (w_{pz}, w_{py}). Z tabuľky je zrejmé, že priehyb narastal v smere *z* (smer ohybu), v druhom smere (kolmo na smer ohybu) nedochádzalo takmer k nijakému priehybu, resp. len k veľmi malému nárastu.

Na *obr. 4* je znázornený priebeh priehybov stĺpa S1-1 pri stupni zaťaženia *n* = 1,6 pred porušením.

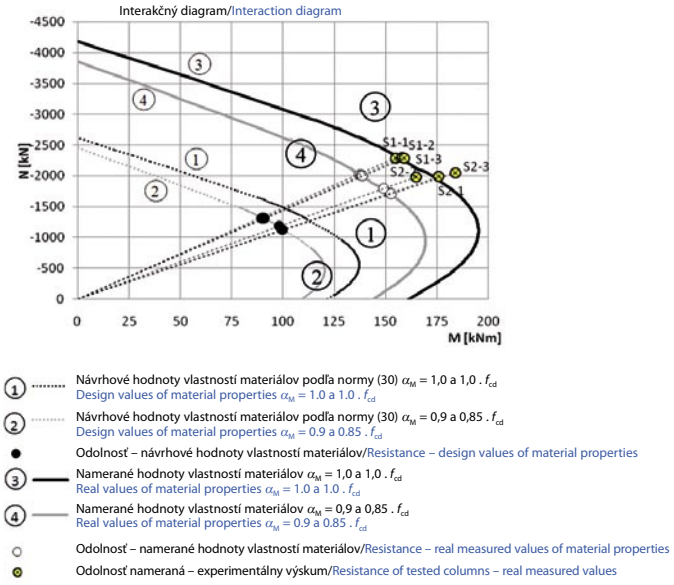
Pretvorenia prierezov stĺpov

Na *obr. 5* sú graficky znázornené pretvorenia prierezu stĺpa v smere ohybu (smer *z*) v strede výšky stĺpa S1-2. Hodnoty sú udávané pri stupni zaťaženia *n* = 1,5, pretože pri vyššom stupni zaťaženia boli niektoré meracie zariadenia deformácií mimo rozsahu. Z výsledkov je zrejmá zhoda nameraných hodnôt pomocou všetkých meracích zariadení.

Odolnosť stĺpov

Porušenie všetkých stĺpov nastalo podľa predpokladov v smere ohybu (smer *z*). Skutočné hodnoty odolnosti stĺpov sú porovnané s vypočítanou odolnosťou. Na porovnanie sa použili návrhové aj skutočné hodnoty vlastností materiálov. Predpokladom je, že porušenie nastane pri rovnakej hodnote excentricity. Táto odolnosť je daná priesečníkom interakčného diagramu s priamkou prechádzajúcou začiatkom, ktorej uhol predstavuje práve danú excentricitu.

- Interakčný diagram so skutočne nameranými materiálovými charakteristikami sa rovná približne 1,5-násobku interakčného diagramu s návrhovými hodnotami vlastností materiálov (podľa normových hodnôt).
- Odolnosť experimentálne skúšaných stĺpov bola približne 1,75-násobne väčšia ako odolnosť stĺpov určená z návrhových hodnôt vlastností materiálov (podľa normových hodnôt) (α_M = 0,9 a 0,85 . f_{cd}).
- Odolnosť experimentálne skúšaných stĺpov bola približne 1,15-násobne väčšia ako odolnosť stĺpov určená zo skutočných hodnôt vlastností materiálov (nameraných) (α_M = 0,9 a 0,85 . f_{cd}).



Obr. 6 Grafické porovnanie odolnosti stĺpov série S1 a S2 – typ N_{Rd}, M_{Rd}

Fig. 6 Resistances of composite columns of S1 and S2 series – type "N_{Rd}, M_{Rd}"

deflection. The horizontal deflections are shown in *Fig. 4* for the S1-1 series in the step of the load before failure (*n* = 1.6).

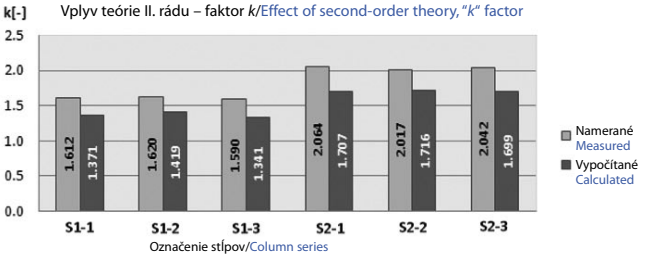
Strains of column cross-sections

The strains of the column`s cross-section in the middle of the length in direction *z* for the S1-2 series are shown in *Fig. 5*. The values are measured at the step of the load *n* = 1.5. The results show a good match of the measured values with the use of all the measuring devices.

Resistance of columns

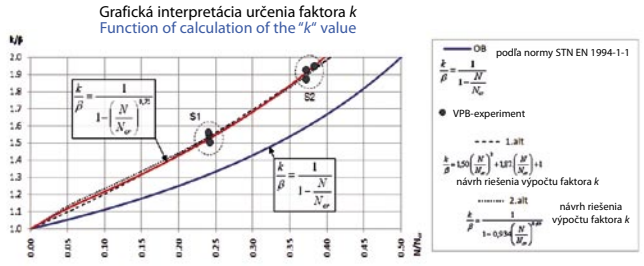
The failure of all columns occurred as was expected in the direction of bending (direction *z*). The measured resistances of the columns were compared to the calculated resistances. They were calculated with the design values of the material properties and also with the real measured values of the material properties.

For the comparison resistance according to the "N_{Rd}, M_{Rd}" method was used. The assumption was that the failure occurs at the same value of the eccentricity. The resistance was set as a cross of the interaction diagram with a line through the "zero" point, which represents the angle of eccentricity. The interaction diagram with the real measured values of the material properties is equal to approximately 1.5 times the interaction diagram with the design values of the material properties (in accordance with European standards).The resistance of the tested columns was about 1.75 times greater than the resistance of the columns with the design values of the material properties (in accordance with European standards, α_M = 0.9 and 0.85 . f_{cd}) and about 1.15 times greater than the resistance of the columns with the real measured values of the material properties (α_M = 0.9 and 0.85 . f_{cm}).The interaction diagram with the real measured values of the material



Obr. 7 Grafické porovnanie nameraných a vypočítaných hodnôt faktora *k*

Fig. 7 Graphic interpretation of measured and calculated values of "*k*" factor



Obr. 8 Možné riešenia úpravy faktora *k* podľa daných vzťahov
Fig. 8 Possible solutions for the modification of the "*k*" factor relationship

Analýza vplyvu vzperu

Teoretické predpoklady účinkov II. rádu a imperfekcií sa stanovili podľa STN EN 1994-1-1. Na porovnanie nameraných a vypočítaných hodnôt faktora *k* sa použili tieto vstupné parametre:

- hodnoty excentricít určené z geodetického merania,
- efektívna ohybová tuhosť sa vypočítala podľa STN EN 1994-1-1,
- faktor β sa určil z počiatočných hodnôt excentricít.

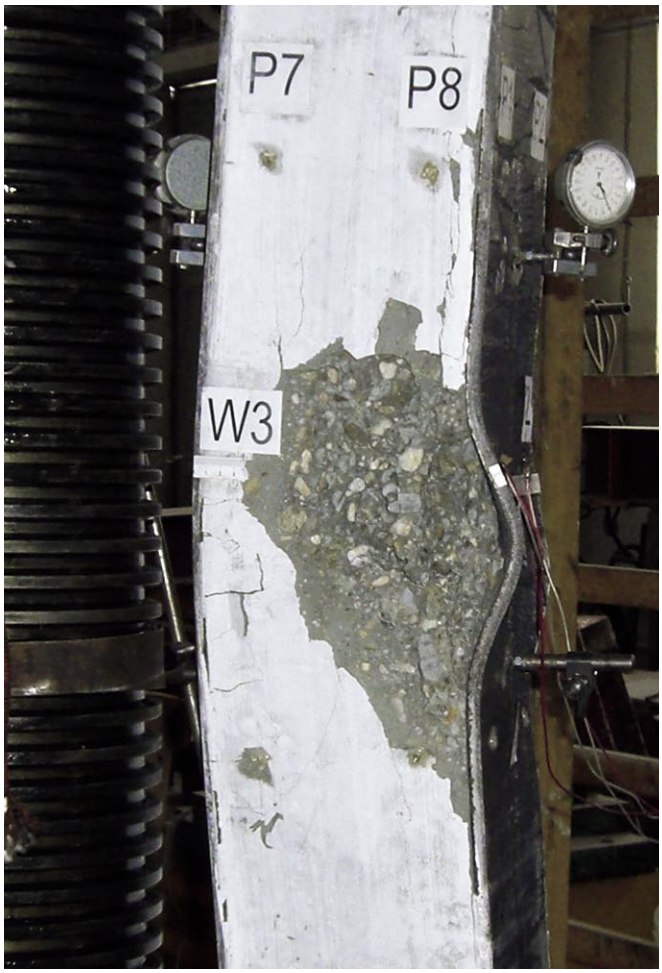
Porovnanie nameraných a vypočítaných hodnôt faktora *k* sa vyhodnotilo pri rovnakej hodnote tlakovej sily, t. j. pri maximálnej hodnote tlakovej sily, keď došlo k porušeniu stĺpa.

Porovnaním experimentálne nameraných hodnôt faktora *k* a vypočítaných hodnôt dostávame približne 15-percentný rozdiel na nebezpečnej strane. Možným riešením pri použití vysokopevnostného betónu v spriahnutých stĺpoch je upravenie vzťahu na výpočet faktora *k* tak, aby momenty vplyvom teórie II. rádu zodpovedali reálnemu pretvoreniu stĺpov. Na *obr. 8* sú návrhy riešenia úpravy vzťahu na výpočet faktora *k* na základe našich výsledkov skúšok stĺpov. Tento vzťah by bolo vhodné overiť pomocou ďalších skúšok spriahnutých stĺpov. Z možných riešení odporúčame pre ďalšiu analýzu použiť vzťah

$$\frac{k}{\beta}=\frac{1}{\left[1-\left(\frac{N}{N_{cr}}\right)^{0,75}\right]} \qquad (1)$$



Obr. 9 Skúška stĺpa a detail meracích prístrojov v strede výšky stĺpa
Fig. 9 Tested column and detail of measurement in the middle of the length of the column



Obr. 10 Porušenie skúšaného stĺpa v strede jeho výšky
Fig. 10 Failure of the tested column in the middle of the length of the column

properties is most suitable for real measured column resistances (α_M = 1.0 and 1.0 . f_{cm}).

Analysis of buckling effect

Theoretical assumptions of the second-order theory and imperfections were determined according to STN EN 1994-1-1. To compare the measured and calculated values of the "*k*" factor the following input parameters were used:

- values of eccentricities from geodetic surveying,
- effective bending stiffness was calculated according to STN EN 1994-1-1,
- factor β was determined from the initial values of the eccentricities.

A comparison of the measured and calculated values of the "*k*" factor is set at the same value of the pressure`s normal force, i. e., at the maximum value of the compression force (column failure).

When comparing the experimentally measured values of the "*k*" factor and the calculated values, there is a gap of about 15 %. A possible solution is to modify the relationship for calculating the "*k*" factor, so that the moment of the second-order theory`s effect corresponds to the real deflections of the columns. Based on the tested columns and results, there are some solutions to the modification of the "*k*" factor relationship (*Fig. 8*). This relationship should be verified with further testing of composite columns with the use of HSC. From the solutions we recommend the following relationship:

$$\frac{k}{\beta}=\frac{1}{1-\left(\frac{N}{N_{cr}}\right)^{0,75}} \qquad (1)$$

Závery

Z teoretickej a experimentálnej analýzy spriahnutých oceľobetónových stĺpov s použitím vysokopevnostného betónu vyplývajú tieto závery:

- hodnota ohybového momentu II. rádu zistená pri experimente bola vyššia, ako je určená normou, t. j. vypočítané hodnoty faktora *k* podľa STN EN 1994-1-1 boli menšie ako skutočné hodnoty zistené pri experimente. Z možných riešení odporúčame pri ďalšom skúmaní použiť na výpočet faktora *k* vzťah (1),
- odolnosť experimentálne skúšaných stĺpov bola približne 1,75-násobne väčšia ako odolnosť stĺpov určená z výpočtových hodnôt vlastností materiálov (α_M = 0,9 a 0,85 . f_{cd}),
- pri skúšaných spriahnutých oceľobetónových stĺpoch sa zistil veľmi dobrý súlad medzi experimentálnymi hodnotami odolnosti stĺpov a odolnosťou vypočítanou podľa normových predpisov,
- výsledky experimentálnej časti možno použiť ako podklady na ďalší výskum spriahnutých oceľobetónových stĺpov.

Príspevok je časťou problematiky riešenej v rámci projektu podporovaného agentúrou VEGA 1/0651/08.

Literatúra

[1] STN EN 1994-1-1 Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Bratislava, 2006.
[2] STN EN 1993-1-1 Navrhovanie oceľových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy. Bratislava, 2006.
[3] Kozák, J. – Gramblička, Š. – Lapos, J.: Spriahnuté a kombinované oceľobetónové konštrukcie pozemných stavieb. Bratislava, 2000.
[4] Matiaško, S.: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových stĺpov s použitím vysokopevnostného betónu. Dizertačná práca. Bratislava: SvF STU, Katedra betónových konštrukcií a mostov, 2009.
[5] Narayanan, R. – Johnson. P.: Steel-concrete composite structures. Stability and strength. London, 1998.
[6] Valach, P.: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových stĺpov. Dizertačná práca. Bratislava: SvF STU, Katedra betónových konštrukcií a mostov, 2005.
[7] Wang, Y. C.: Test on Slender Composite Columns. In: Journal of Constructional Steel Research 49, 1999, pp. 25 – 41.

Conclusions

The theoretical and experimental analyses of the composite steel-concrete columns with the use of high-strength concrete provides the following conclusions:

- the value of the experimental measured bending moment according to the effect of the second-order theory was greater than the value calculated according to code STN EN 1994-1-1, i.e. the calculated value of "*k*" factor was less than the values of the tested columns. We recommend the relationship (1),
- the resistance of the tested columns was about 1.75 times greater than the resistance of the columns with the design values of the material properties (in accordance with the codes, α_M = 0.9 and 0.85 . f_{cd}),
- a very good match of the resistances of the tested composite columns and values of resistances calculated in accordance with the code was found,
- the experimental results can be used for further research of composite steel-concrete columns.

This contribution was prepared with the financial support of Slovak Grant Agency VEGA 1/0651/08.

References

[1] STN EN 1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures
[2] STN EN 1993-1-1: Design of steel structures
[3] Kozák, J. – Gramblička, Š. – Lapos, J. (2000) Composite and combined steel concrete structures for buildings, Bratislava.
[4] Matiaško, S.: Design of composite steel and concrete columns with the use of high-strength concrete, dissertation work, Department of Concrete Structures and Bridges, SvF STU Bratislava, 2009.
[5] Narayanan, R. – Johnson, P.: Steel-concrete composite structures. Stability and strength. London, 1998.
[6] Valach, P.: Design of composite steel and concrete columns. Dissertation work. Department of Concrete Structures and Bridges, SvF STU Bratislava, 2005.
[7] Wang, Y. C.: Test on slender composite columns. In: Journal of Constructional Steel Research 49, 1999, pp. 25–44.

JAGA

INFORMÁCIE PRE **PROFESIONÁLOV**

GEODÉZIA V STAVEBNÍCTVE

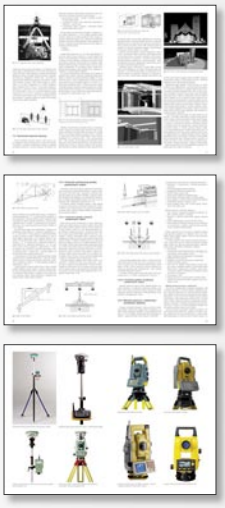
V. Staněk / G. Hostinová / A. Kopáčik

Kniha ponúka čitateľovi komplexné informácie o geodetických metódach, postupoch a meračských technológiách, výpočtových prácach, ako aj kontrolných meraniach potrebných pri príprave, výstavbe a prevádzke stavebných objektov. Uvádza metodiky merania a vytyčovania základných veličín, metódy mapovania a vyhotovenia mapových podkladov, ako aj základné poznatky majetkoprávneho vysporiadania súvisiaceho s výstavbou stavebného objektu.

2007, 120 strán, 21 × 29,7 cm, slovenský jazyk

Predajná cena v SR: 8,93 €
Predajná cena v ČR: 269,00 Kč





Objednávky v SR:
Kníhkupectvo JAGA
budova Stavebnej fakulty STU, Ul. Imricha Karvaša 2, Bratislava
pošt. adresa: **JAGA GROUP, s. r. o., P. O. Box 61, 810 05 Bratislava 15**
tel.: **02/529 259 89,** fax: **02/502 002 10**
e-mail: **knihkupectvo@jaga.sk,** web: **www.svetknih.sk**

Objednávky v ČR:
pošt. adresa: **JAGA MEDIA, s. r. o.**
Pražská 1279/18, 102 00 Praha 10
tel.: **267 219 346,** fax: **267 219 347**
e-mail: **distrib@jagamedia.cz,** web: **www.jagamedia.cz**

INZERCIA



Pavol Tekula

Prefabrikovaná konštrukcia – súčasť objektu Letisko Bratislava – terminál

Prefabricated Structure – As Part of the Bratislava Airport Terminal Construction

V článku sa prezentuje možnosť použitia prefabrikovanej nosnej konštrukcie v objekte, ktorý nie je veľmi vhodný na prefabrikovanie a s ohľadom na svoj spoločenský účel vyžaduje aj výrazný architektonický vzhľad pri rešpektovaní náročných potrieb prevádzky. Toto všetko sa potom prejavuje v zložitosti a komplikovanosti vzájomných väzieb rôznorodých prvkov nosnej konštrukcie – monolitických, oceľových, prefabrikovaných, resp. poloprefabrikovaných a spriahnutých.

This article is a presentation of a prefabricated load-bearing structure in a construction not wholly suitable for prefabrication, and which with respect to its intended social function requires a distinct architectural design and must meet all necessary needs of operation. This is reflected in the complex and complicated bonding structure of the heterogeneous elements of the load-bearing structure: monolithic, steel, prefabricated, semi-prefabricated, and composite.

Úvod

Pôvodný projekt na stavebné povolenie navrhoval hlavný nosný systém terminálu letiska najmä ako kombináciu monolitu a ocele s prípadným, len čiastočným či minimálnym využitím prefabrikácie. Stavba terminálu letiska bola rozdelená na dve etapy. Prvou etapou bola prístavba nového objektu tesne pri existujúcej funkčnej budove odbavovacej haly. Po jeho dokončení a uvedení do prevádzky sa má realizovať 2. etapa, keď sa pôvodná budova odstráni a na jej miesto sa postaví nová – komplexne prepojená so stavbou 1. etapy. Vznikne tak odbavovací terminál asi dvojnásobných rozmerov v porovnaní so súčasným stavom a s oveľa väčším potenciálom.

Všeobecný opis stavby

Základovú konštrukciu tvorí nosná monolitická železobetónová základová doska, ktorá sa s ohľadom na tlakovú vodu rieši ako vodonepriepustná vaňa so systémom dobetónovávaných utesňovacích zmrašťovacích pásov.

Zvislú nosnú konštrukciu v podzemnej časti stavby po obvode tvoria izolované viacvrstvové tesniace monolitické steny. Doplnené sú železobetónovými stĺpmi vo vnútornom priestore, ktoré prechádzajú do hornej stavby s oceľovými stĺpmi v čelnej osi vstupnej fasády.

Objekt má jedno podzemné podlažie od úrovne –4,65 m (resp. –4,50 m) po ±0,00 m, (resp. –0,15 m) a dve nadzemné podlažia v úrovniach +4,00 m a +8,50 m, ktoré v miestach vertikálnych komunikačných jadier majú ešte ďalšie technologické úrovne +12,75 m a +16,00m.

Pôdorysnú skladbu nosných stĺpov v 1. a 2. NP tvorí základný modul 5 × 18,00 m + 1 × 2,95 m/(1 × 18,00 m + 1 × 12,00 m + 1 × 9,00 m + 1 × 18,00 m + 1 × 9,00 m + 1 × 2,95 m), ktorý je v 1. PP medzistĺpmi zhustený na modul 10 × 9,00 m + 1 × 2,95 m/2 × 9,00 m + 1 × 12,00 m + 4 × 9,00 m + 1 × 2,95 m.

Z dôvodu strešnej konštrukcie sa nosný systém redukuje na nosné stĺpy s modulom 5 × 18 m/39 + 27 m, ktoré sú v čelnej osi A oceľové a v osiach E, H železobetónové. Samotná nosná konštrukcia strechy je riešená veľkorozponovými oceľovými priehradovými väzníkmi.

Introduction

The original project presented for the application of a building permit designed the load-bearing system of the construction as mainly a combination of steel with possible, partial and minimal, use of prefrabrication.

The construction of the airport terminal is split into two stages. The first stage required the construction of an annex located close to the existing passenger terminal. The second stage is to immediately follow the completion of the annex and requires the demolition of the original passenger terminal, to be replaced with a new one connected with the annex. The result is to be a passenger terminal twice the size of the current terminal.

General description of the construction

The base structure is composed of a monolithic, ferroconcrete foundation slab designed with regard to power water as a waterproof tub with a system of concrete, tightly sealed contractible bands.

The vertical load-bearing construction in the underground section of the construction consists of insulated, multilayered, sealing, monolithic walls supplemented by ferroconcrete columns in the inner area that continue to the upper sections of the structure and steel columns in the frontal axis of the façade.

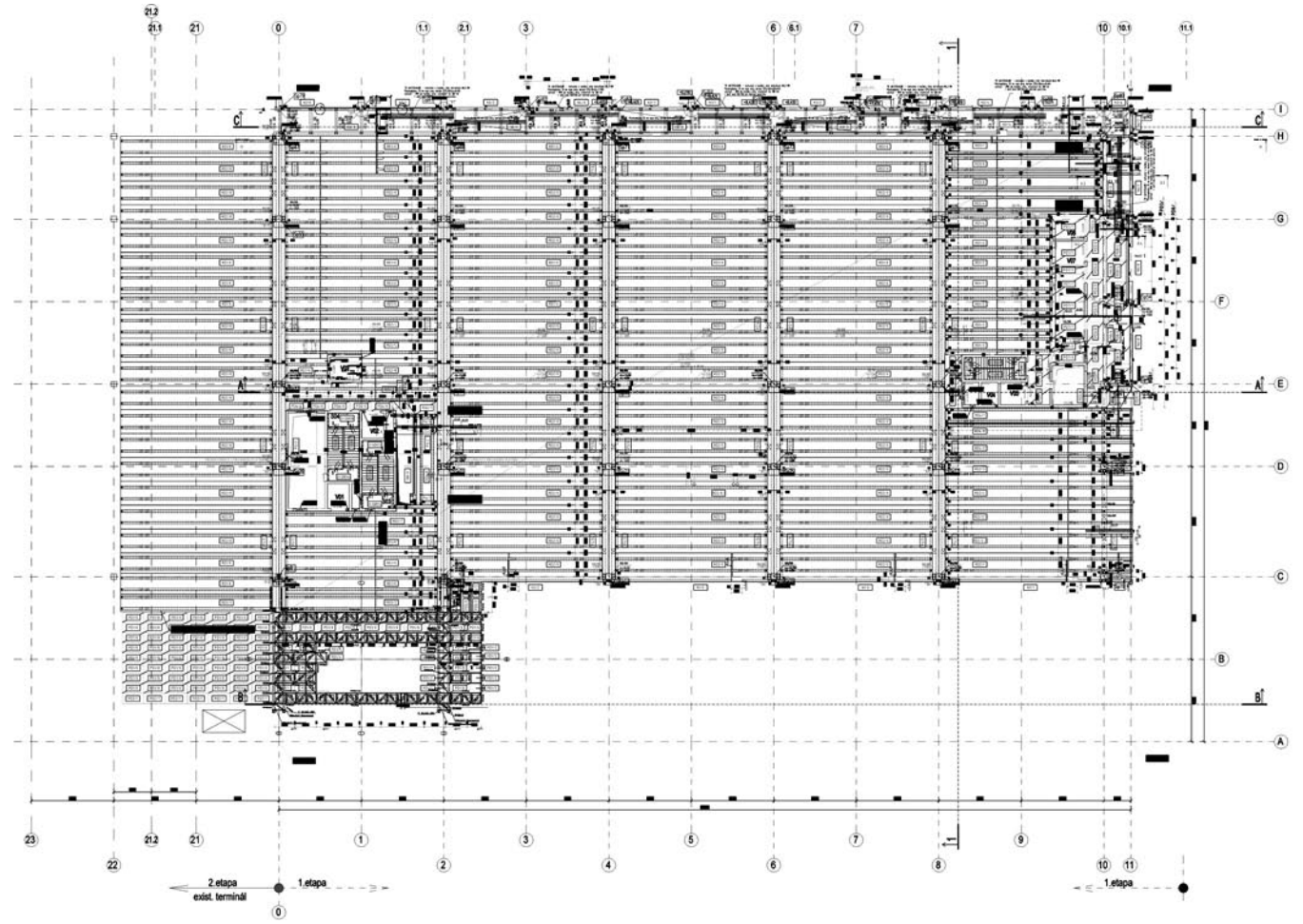
The building has one underground story in the level range of –4.56 m (–4.50 m) to ±0.00 m (–0.15 m) and two above-ground stories in the level range +4.00 m and +8.50 m, which in sections of the vertical communications units have two other technological levels of +12.75 m and +16.00 m.

The ground floor composition of load-bearing columns in the first and second story above ground consists of a standard module: 5 × 18.00 m + 1 × 2.95 m / (1 × 18.00 m + 1 × 12.00 + 1 × 9.00 m + 1 × 18.00 + 1 × 9.00 + 1 × 2.95 m), which in the first underground story is condensed into 10 × 9.00 + 1 × 2.95 m / 2 × 9.00 + 1 × 12.00 + 4 × 9.00 m + 1 × 2.95 m.

The load-bearing system of the roof structure is reduced into load-bearing columns of the module: 5 × 18 m / 39 + 27 m, which in the frontal axis A are made of steel, in the axis E, H of ferroconcrete.

The load-bearing system proper is designed to include bunton steel truss girder.

Dipl. Ing. Pavol Tekula, ZIPP BRATISLAVA, s. r. o., Mlynské Nivy 61/A, 820 15 Bratislava, tel.: +421 2 32622658, e-mail: pavol.tekula@strabag.com



Obr. 1 Medzistrop na kóte +8,500 m
Fig. 1 Intermediate ceiling, ground elevation +8.500m

Investor:	Letisko M. R. Štefánika Bratislava, a. s.
Generálny projektant:	AGA Letište, s. r. o., Praha
Projektant realizačného projektu – nosnej konštrukcie:	PIO KERAMOPROJEKT, a. s., Trenčín
Realizátor:	ZIPP BRATISLAVA, spol. s r. o.
Spolupráca na tvorbe nosného železobetónového skeletu a výrobná dokumentácia Prefa:	Projekcia nosných konštrukcií ZIPP BA, spol. s r. o.

Realizačný projekt a realizácia

Všetci partneri stáli hneď pri začatí stavby pred problémom, ako sa vyrovnať s veľmi krátkym časom realizácie a potrebou dopracovať viaceré nedoriešené problémy dokumentácie na stavebné povolenie (DSP) v realizačnom projekte. Uvedomovali si, že splnenie požadovaného termínu si vyžaduje ich veľmi úzku a konštruktívnu spoluprácu, ktorej výsledkom musí byť technicky správny a skutočne realizovateľný návrh spĺňajúci predstavu investora v intenciách DSP.

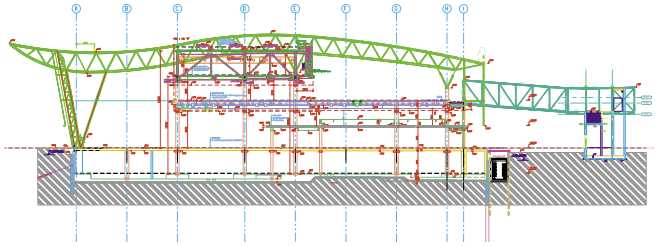
Zhodli sa, že toto možno zabezpečiť len maximalizáciou podielu prefabrikácie. Preto sa ako prefabrikované navrhli všetky stĺpy, stropné prievlaky aj obvodové nosníky, a pokiaľ to bolo možné, aj stropy a schodiská. Stropy na veľké rozpony sa navrhli ako poloprefabrikované s predpätými rebrovými doskami TT a na menšie rozpony, tzv. filigránové. Monolitický zostal len strop na úrovni ±0,00 m, realizovaný v hrúbke 350 mm so zabudovanými oceľovými delta nosníkmi a závitovými tyčami HBS v stĺpoch a monolitoch. Okrem toho sa už v začiatkoch stavby nepriaznivo prejavili neočakávané problémy s čerpaním vody zo stavebnej jamy a nepredpokladaná preložka podzemného kolektora, ktorého trasa zasahovala do jej priestoru.

Investor:	Letisko M.R. Štefánika, a. s. (Bratislava Airport)
General Design:	AGA Letište s. r. o. Praha
Project Design – Load-Bearing Structure:	PIO KERAMOPROJEKT, a. s., Trenčín
Realization:	ZIPP BRATISLAVA, spol. s r. o.
Partnership in the Production of the Load-Bearing Ferroconcrete Frame and Production Documentation of Prefa:	Load-Bearing Structural Design ZIPP BA, spol. s r. o.

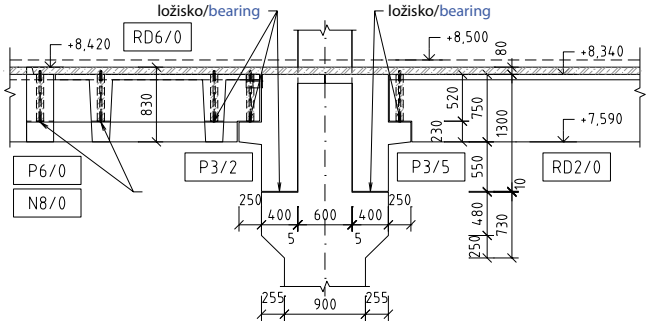
Project management and realization

Immediately following the start of construction, all involved parties faced the problem of realization time constraints and the need to solve numerous unresolved questions regarding the Documentation for the Building Permit and the Project. All were aware that finishing on time requires their close and constructive cooperation and that the result must be technically sound, feasible, and meet the expectations of the investor. All agreed that this will be possible only if the proportion of prefabrication in the construction is maximized.

For this reason all columns, floor girders, beams, and if possible ceilings and staircases, were designed as semiprefabricated. Semiprefabricated, with TT and prestressed ribbed slabs were designed for Ceilings with big stanchions and filigreed slabs were designed for ceilings with small stanchions. Only the ceiling at the level of ±0.00 m, manufactured with the thickness of 350 mm with built-in Delta steel beams and HBS threaded bars in columns and monoliths, remained monolithic. Furthermore, problems arose with the pumping of water from the construction pit soon after



Obr. 2 Priečny rez 1 – 1
Fig. 2 Cross-section 1 – 1



Obr. 3 Konštrukcia zdvojených prievlakov s uložením dosiek TT
Fig. 3 Dual girders and the placement of TT slabs

V realizačnom projekte sa vypracoval nový globálny statický výpočet s uvážením seizmických účinkov, zreálnených – vyšších hodnôt zaťažení medzistropov, a najmä objektivizovaných technologických plošín.

Vďaka veľmi bohatým skúsenostiam projektantov sa vo veľkej miere už na začiatku podarilo aj na základe čiastkových podkladov a výpočtov správne stanoviť základné prierezy jednotlivých prvkov nosnej konštrukcie. Postupné spresňovanie si preto v prefabrikácii vyžiadalo len minimálne korekcie. Vo viacerých prípadoch však bolo potrebné vymyslieť a použiť riešenia, ktoré nie sú celkom bežné. Samotný ťažký železobetónový strop na úrovni +8,50 m, ktorý sa pôvodne navrhol ako monolitický – dodatočne predpätý, by bol problematický nielen z hľadiska časovej náročnosti, ale aj po stránke technickej realizovateľnosti.

Preto sme ako optimálne riešenie horizontálneho nosného systému navrhli gerberové, železobetónové, prefabrikované, zdvojené a vzájomne spriahnuté prievlaky prebiehajúce na bočných konzolách stĺpov základného prierezu obdĺžnika so šírkou 400 mm, výškou 1 300 mm, s bočným „krídelkom" na realizáciu spriahnutia a s priebežnou líniovou bočnou konzolou 250/250 mm na uloženie dosiek TT prostredníctvom ozubu (*obr. 3*).

Na prechod VZT potrubí sú v prievlakoch tri pomerne veľké otvory 500 × 450 mm a viacero menších otvorov priemeru 100 mm na rozličné iné vedenia. Vzájomný styk gerberových prievlakov a ich vložiek sa riešil pomocou spodných a horných ozubov s tŕňmi a ukladaním na elastomerové ložiská. Pre dané rozpony – štandardne 18 m a požadované užitočné zaťaženie 5,0 kN/m^2 s prihliadnutím na technologické vybavenie zhotovovateľa sme ako najvhodnejšiu konštrukciu stropu navrhli poloprefabrikovaný systém s použitím predpätých rebrových panelov TT s maximálnou šírkou až 2 600 mm, s výškou rebra 690 mm, hrúbkou dosky 60 mm a 80-milimetrovou nadbetonávkou, čo je spolu 830 mm.

starting construction and the unexpected shifting of the track of the underground collector whose path interfered with the pit area.

A new global structural analysis was made, taking into consideration seismic effects, higher values of actions on intermediate ceilings and mainly objectified technological platforms.

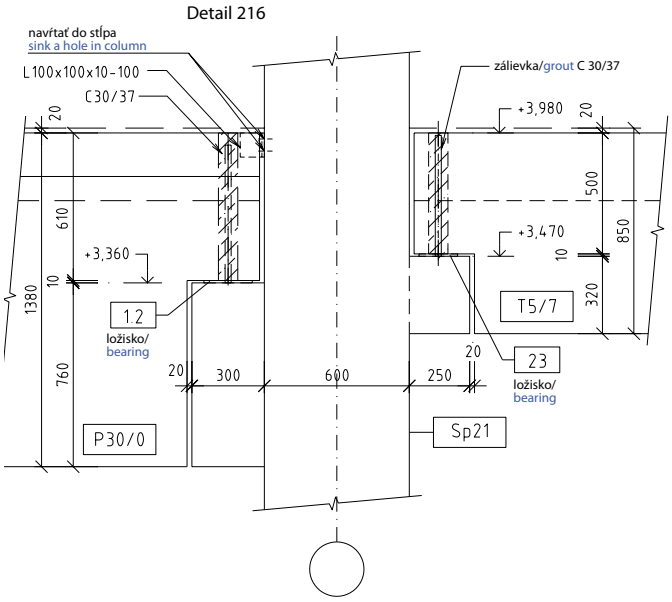
Ample amount of experience of the designers made it possible to correctly determine the cross-sections of individual load-bearing members on the basis of partial data. The gradual improvement of accuracy therefore required only a minimum amount of correction in prefabrication. However, in several cases it proved necessary to devise non-standard solutions.

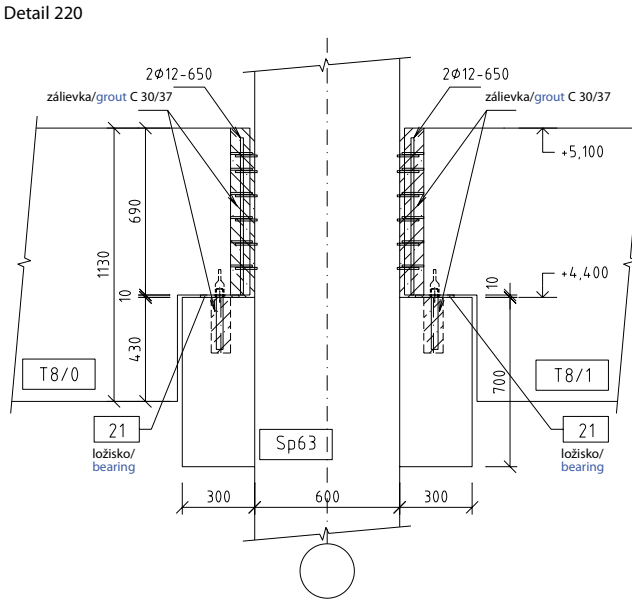
The heavy ferroconcrete ceiling at the level of +8.50 m, originally designed as monolithic, subsequently as prestressed, would have been problematic, mostly because of time constraints, but in terms of technical realization as well.

As a more optimal solution of the horizontal load-bearing systems, we designed slung span, ferroconcrete, prefabricated, doubled, and mutually composite girders, passing through the side cantilevers of columns – with the cross-section of 400 mm, the height of 1 300 mm and a side wing for coupling and a running linear side cantilever of 250/250 mm for the placement of TT slabs by way of a cog. (*Fig. 3*)

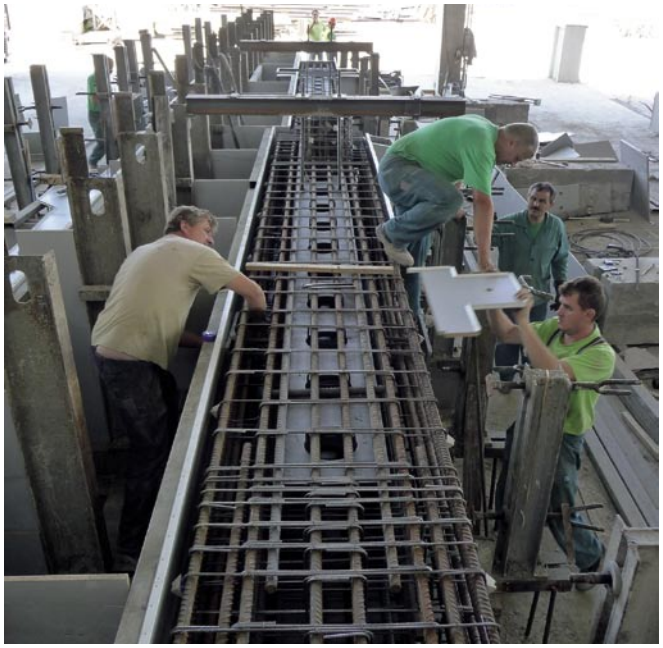
There are three relatively large openings of 500 × 450 mm for the AC pipeline and several smaller openings of ø 100 mm for other lines. The mutual contact of slung span girders and its packing is resolved by the use of bottom and top cogs with studs and placement on elastomeric bearings.

For the given stanchions, the standard 18 m and the required useful load of 5.0 kN/m^2, taking into account the technical equipment of the manufacturer, we designed as the most appropriate





Obr. 4 Detaily dokumentujúce rozličné spôsoby uloženia a prikotvenia nosníkov na stĺpy
Fig. 4 Close-ups showing various ways of anchoring beams to columns



Vystuženie stĺpa s oceľovou tuhou vložkou (TV)
Column reiforcing with steel solid filler (SF)



Pohľad do konštrukcie skeletu
View into construction

Za zmienku stojí aj riešenie konzol rebrového stropu cez os 10/C-E (osovo 3,15 m) realizované úpravou typických dosiek TT pri celkovej výške 400 mm.

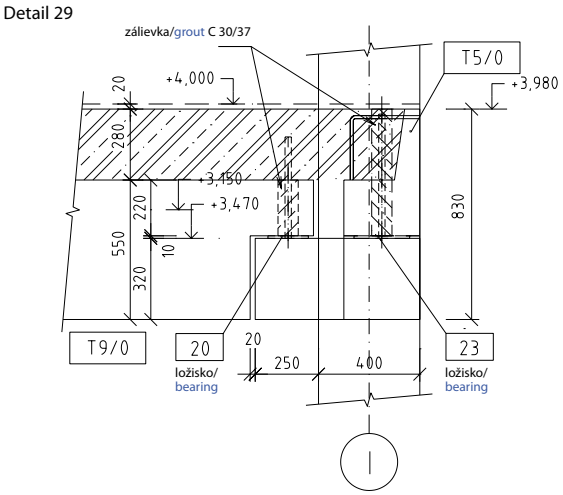
Obvodové nosníky so šírkou 300, resp. 400 mm a výškou 1 600/830 mm sú k stĺpom prikotvené dobetónovávaným slučkovým stykom (*obr. 4*) a majú vytvorené drážky s osadenou trčiacou výstužou na dodatočné spriahnutie, ktoré kopírujú vodorovné aj šikmé rampové pripojenie na nadväzujúce komunikačné mosty.

Prefa nosníky, do ktorých sa ukladali OK nosníky s plechovou doskou, majú z dôvodu ich pohodlnejšej, ale aj rýchlejšej montáže vytvorené tzv. úložné kapsy. Obvodové nosníky majú vytvarované zvýšené okraje, aby sa monolit dosky nemusel debniť (*obr. 5*).

Na prepojenie prefabrikátov s monolitmi slúži spriahujúca výstuž, ktorá trčí v potrebnom rozsahu na príslušných miestach styku. Pri väčších rozponoch železobetónových prefa nosníkov sa vzhľadom na očakávaný zvýšený priehyb realizovalo zvýšenie.

Na realizáciu sa upravilo aj pôvodné riešenie stropov technologických plošín z plechových dosiek na poloprefabrikované – filigránové dosky, ktoré sa dimenzovali na užitočné zaťaženie 10 kN/m^2 a bez montážneho podopierania. Železobetónová doska je s oceľovými nosníkmi spriahnutá navarenými tŕňmi s rozšírenou hlavou.

Úplne nanovo sa riešil medzistrop na úrovni +4,00 m. Pôvodne bol cez oceľové ťahadlá zavesený na nosnú konštrukciu hlavného železobetónového stropu (+8,50 m), čo sa aj s ohľadom na seizmické účinky ukázalo ako nereálne. Nové riešenie stropu +4,00 m ako kombinácia



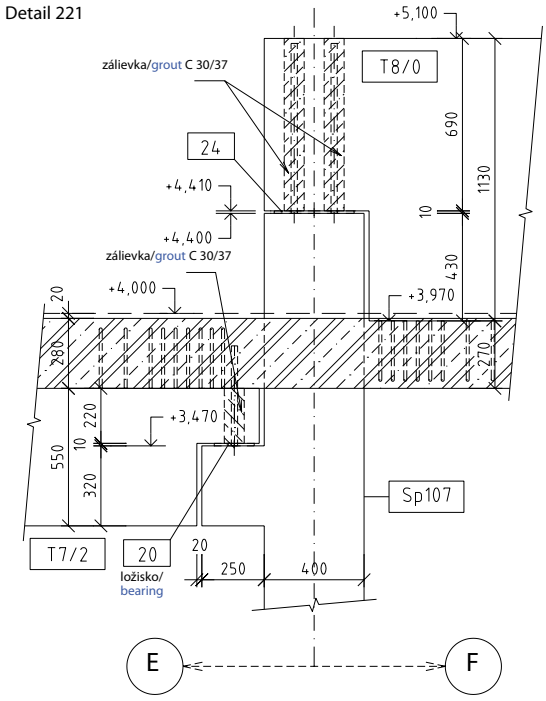
Obr. 5 Detail monolitickej dosky s prefabrikovaným nosným a obvodovým prievlakom
Fig. 5 Close-up of a monolithic slab with prefabricated supporting and perimeter drawplate

a semiprefabricated ceiling, using prestressed ribbed TT panel of maximum width 2 600 mm and the height of rib 690 mm and the thickness of the slab 60 mm plus 80 mm concrete, which comes up to extra concrete of 830 mm in total.

Also worth mentioning is the cantilever system of a ribbed ceiling via the axis 10/C-E (axially 3.15 m) achieved by modification of standard TT slabs at the maximum height of 400 mm.

The beams of the width 300 mm (or 400 mm) and the height of 1 600/830 mm are attached to columns by a concrete sling joint (*Fig. 4*) and are made with mortices fitted with reinforcement sticking out for subsequent coupling. These copy the horizontal and inclined ramp coupling to the communication bridges.

Prefa beams, into which OK beams with metal plates are placed, are designed with loading pockets for a more comfortable and faster assembly. The beams have raised edges, so it is not necessary to encase the monolith of the slab. (*Fig. 5*) Coupling reinforcement, sticking out as much as necessary at points of contact, is used to connect prefabricated members with monoliths. For greater buntons, Prefa beams are made with precamber.



Obr. 6 Detail v mieste prechodu klasickej monolitickej dosky uloženej na dosku zavesenú v spodnej časti prievlaku
Fig. 6 Close-up of the transition of a standard monolithic slab placed in a girder into a slab suspended in the lower part of the girder



Montáž prefabrikovaného skeletu
Mounting prefabricated structure



Celkový pohľad – prefabrikovaný skelet a oceľové väzníky
General view – prefabricated structure and steel tie-beams

monolitu, poloprefabrikovanej železobetónovej konštrukcie a spriahnutej konštrukcie oceľových nosníkov s plechovou doskou si vyžadovalo aj viaceré netradičné riešenia prefabrikovaných nosných prvkov tohto stropu. V niektorých miestach sa s ohľadom na prevádzku museli obrátiť dohora, pričom prefa strop s doskami TT je uložený na spodnú líniovú konzolu a monolitická doska je pripojená zboku prostredníctvom drážky v betóne a tzv. vylamovacej výstuže alebo zavesená do strmeňovej výstuže trčiacej zo spodku prievlakov (*obr. 6*).

Osobitnú pozornosť sme venovali návrhu pomerne komplikovaných stĺpov, riešených priebežne, neprerušovane cez viacero rôzne ustupujúcich podlaží (úrovní) s konzolami do všetkých smerov a v rôznych výškových úrovniach, pričom staticky sa uvažovali ako votknuté do základovej dosky. Keďže s ohľadom na spodnú vodu nebolo možné prehlbovať úroveň základovej dosky a osádzať ich do kalichov, použilo sa riešenie skrutkovanými typizovanými stĺpovými pätkami typu HPKM 16, 20, 30, 39 a PEC 36 firmy Peikko. Vzhľadom na nárast silových účinkov bolo treba upraviť návrh základovej dosky v čase, keď sa už realizovala.

Nový statický výpočet s tuhým pripojením oblúkovito tvarovaných priehradových oceľových strešných väzníkov k stĺpom a uvážením potrebného zvýšenia zvislých zaťažení jednotlivými podlažiami, ale hlavne značne zvýšených zaťažení horných technologických plošín si vyžiadal aj veľmi špeciálne riešenie návrhu hlavných modulových stĺpov nesúcich strechu. Ako nevyhnutné sa ukázalo použitie oceľových tuhých vložiek (TV).

Výnimočnosť problému spočíva v tom, že kým oceľové TV bežne slúžia na zvýšenie tlakovej únosnosti stĺpa, tak tu v dôsledku veľkých horizontálnych účinkov vplyvom tuhého pripojenia strešných väzníkov treba dosiahnuť potrebnú ohybovú tuhosť hornej časti stĺpov. Pôvodný návrh projektanta RP – KMP, a. s., Trenčín, kde sa TV vytvorila zvyčajným spôsobom na princípe dvoch na seba kolmých, zváraných I-profilov (*obr. 7*), bol síce v poriadku, ale toto tvarové riešenie nebolo najvhodnejšie. Neumožňovalo využiť moderné výrobné postupy a bolo veľmi prácne, a tým aj časovo náročné, čo by nepriaznivo ovplyvnilo postup výstavby.

V spolupráci s firmou Peikko sme návrh TV upravili. Vytvorili sme uzatvorený (škatuľový) zváraný prierez 400 × 400 mm s hrúbkou stien 30 mm, ktorý vyhovoval rozmerovým požiadavkám a umožňoval strojové zváranie. V stenách sa vytvoril systém vyľahčovacích otvorov s priemerom 190 mm, ktoré zároveň slúžili na vybetónovanie vnútorného priestoru.

Integrovanou súčasťou TV boli aj príslušné konzoly, ktoré nebolo možné robiť klasickým, betonárskym spôsobom. Domnievame sa, že takéto riešenie a aplikovanie tuhých vložiek je v slovenskej stavebnej praxi ojedinelé.

Okrem uvedených problémov s návrhom a výrobou tuhých vložiek bolo treba vyriešiť aj ich integrovanie do železobetónového stĺpa s ďalšou – klasickou betonárskou výstužou, ale tiež vhodnú technológiu ich dokonalého prebetónovania – teda vyrobiteľnosť prefabrikátu. S tým si však poradili skúsení pracovníci závodu ZIPP Rajec.

The original design of ceilings of technological platforms was changed from metal plates to semiprefabricated – filigreed slabs. These were dimensioned for the useful load of 10kN/m^2 without erection support. The ferroconcrete slab is coupled with steel beams by welded attachments.

The design of the intermediate ceiling at the level of +4.00 m was changed completely. It was originally designed as suspended by steel ties into the load-bearing structure of the main ferroconcrete ceiling (+8.00 m), which proved to be unrealistic due to seismic effects.

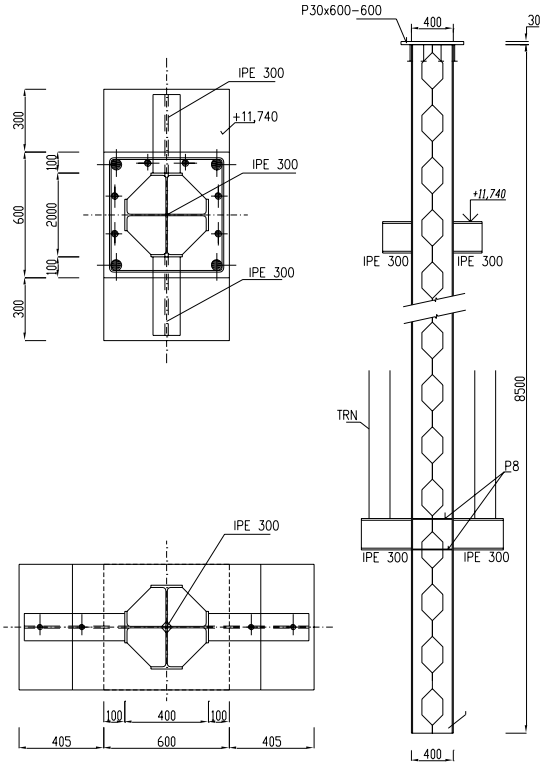
The new design of the ceiling +4.00 m as a combination of a monolith, a semiprefabricated ferroconcrete structure, and a coupled structure of steel beams with a metal plate also required several non-standard designs of prefabricated load-bearing members of the ceiling. In some areas, with regard to the operation, it was necessary to turn them upwards; Prefa ceiling with TT slabs placed at the lower cantilever line and a monolithic slab connected sideways through mortice in concrete and reinforcement, or suspended in shackle reinforcement sticking out of the bottom of girders. (*Fig. 6*)

We paid special attention to the design of relatively complicated columns, designed as running continuously and uninterruptedly across several stories, skipping in various styles, and with cantilevers in all directions, at various height levels, while in terms of structural design they were designed as fixed to the foundation slab. Since ground water made it impossible to move the level of the foundation slab deeper and affix it with tambours, a decision was made to use standardized screwed column footings of the type HPKM 16, 20, 30, 39 and PEC 36, provided by PEIKKO. The increase in actions effects required a change in the design of the foundation slab at the time of its realization.

A new structural analysis that included a solid connection of oblique-shaped truss steel ceiling tie-beams to columns and a consideration of a necessary increase in the vertical loads of individual stories, but mainly a consideration of significantly increased loads of the upper technological platforms required a very special design of the main modular columns carrying the ceiling. The use of steel Solid Fillers TV turned out to be inevitable.

What makes the problem unique is that while steel solid fillers are usually used to increase the pressure load of a column, here as a result of great horizontal effects of the solid connections of the ceiling tie-beams, we needed to achieve the necessary flexural stiffness of the upper parts of the columns. The original design by RP – KMP a. s., Trenčín, where SF were created in the usual process, based on the principle of two mutually perpendicular, welded I – profiles (*Fig. 7*) was all right, but the shape was not the most suitable. It didn't allow for the use of modern manufacturing process and was therefore too labor-intensive and time-consuming, which would negatively affect the construction process.

In cooperation with PEIKKO we changed the design. We created an enclosed, boxed, welding cross-section 400 × 400 mm, with the wall width of 30 mm and a system of lightening and concrete openings with the diameter of 190 mm, which met the dimensional



Obr. 7 Pôvodný návrh tuhej vložky stĺpa
Fig. 7 Original design of the column

Okrem tuhých vložiek sme sa v stĺpoch museli vyrovnať napríklad aj s riešením niektorých hlavných konzol, ktoré sa z dôvodu limitovaného výškového rozmeru museli robiť s oceľovými zvarencami, lebo s klasickou betonárskou výstužou nevyhovovali. V tomto boli unikátne dve trojstranné konzoly stĺpov, kde sú hlavné zdvojené prievlaky predĺžené formou konzol o 3,5 m a na svojom špeciálne upravenom ozubovom konci nesú priľahlú oceľovú konštrukciu stropu nad vstupom.

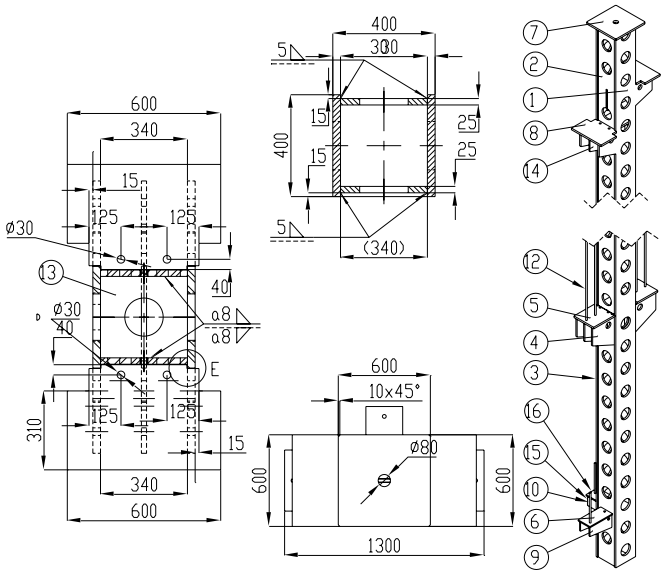
Komplexnosť prístupu k prefabrikácii

Ako projektant-statik som sa zaoberal najmä problematikou samotného návrhu a špecifikami prefabrikovanej konštrukcie. Náležitú pozornosť si však určite zasluhujú aj jej ostatné fázy v procese realizácie stavebného diela. Samotná výroba predstavovala komplikácie pri stĺpoch s tuhými vložkami, oceľovými konzolami, vysokým stupňom vystuženia prievlakov a ich ozubov, problematickými boli aj zložitosť tvarovania foriem, vytváranie zvýšení, technológia spracovania a kladenia betónovej zmesi, skladovanie atď., ale tiež doprava dlhých a rozmerných stĺpov s meniacim sa prierezom a všesmerne trčiacimi konzolami, spôsob spoľahlivého podkladania, zabezpečenie prievlakov proti preklopeniu a, samozrejme, aj samotná montáž. Tá sa realizovala zo stavebnej jamy s problematickým prístupom dopravnej a zdvíhacej techniky po dvoch rampách (vo veľmi stiesnených podmienkach v obmedzenom a neprehľadnom priestore) alebo inokedy na veľké montážne vzdialenosti, kde bol z dôvodu manipulácie s 8-tonovým prvkom potrebný žeriav s nosnosťou 250 ton. Situáciu komplikoval aj prerušovaný postup montáže vzhľadom na rôznorodosť konštrukcií a ich technológií a tiež vzájomne sa prelínajúca realizácia v danom čase.

Celkový počet prefabrikátov na 1. etapu bol 744 kusov, čo predstavuje objem 1 828,6 m^3. Montáž hlavného skeletu aj s prerušeniami zabrala asi 7 týždňov.

Záver

Táto komplikovaná a náročná stavba dôsledne preverila možnosti prefabrikácie v celej jej šírke. Zároveň jasne preukázala opodstatnenosť jej použitia a schopnosť podieľať sa výraznou mierou na realizácii tohto diela. Je prínosom pre jej kvalitu a rýchlosť, ktoré sú významné v konkurenčnom prostredí stavebníctva.



Obr. 8 Realizovaná tuhá vložka stĺpa – TV 40
Fig. 8 Final design of the column solid filler – SF 40

requirements and was possible to weld by a machine. (*Fig. 8*) Corresponding cantilevers were an intergral part of solid fillers, but it was not possible to make these using standard concrete processes. I believe that the design and the application of solid fillers is unique in Slovakia.

Apart from the above-mentioned problems of design and manufacture of the solid filler, it was also necessary to resolve its integration into the ferroconcrete beam with another reinforcing steel as well as the appropriate technology for the application of concrete; in short, the manufacturability of the prefabricated member. Experts in ZIPP Rajec were able to find solutions to all these problems.

On top of solid fillers we faced more problems pertaining to columns, e. g. the design of some of the main cantilevers, which due to height limits had to be made with steel weldments because those with the usual reinforcing steel were not suitable. The unique in this were two three-sided column cantilevers, where the main dual girders are at 3.5 m and carry the adjacent steel structure of the ceiling above the entrance on their specially modified cogged end.

Complexity of the approach to prefabrication

As a structural engineer I primarily dealt with the problems of the design and the particulars of a prefabricated structures. Due attention and respect needs to paid to all the other stages of the realization process. Production itself, its complications with solid filler columns, steel cantilevers, a high degree of reinforcement of the girders and their cogs, the complexity of forming molds and precambers, the technology of processing and the placement of the concrete mass, storage, etc. Transportation was difficult because of long and large columns with changing cross-sections and cantilevers sticking out in all directions, methods of safe placement, etc. Assembly was realized inside the building pit with limited access of the lifting mechanism, in a very constrained and confused space or at other times conducted at a great distance, where for the manipulation of 8-ton members a crane with a lifting capacity of 250 tons was necessary. The construction was complicated by the interrupted process of assembly due to the heterogeneity of the structure and its technologies as well as its simultaneous realization.

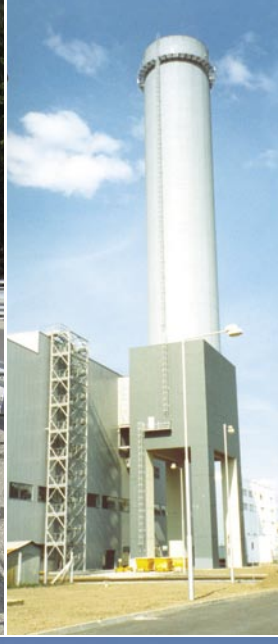
The overall number of prefabricated members in the first stage was 744 pieces, which represents the volume of 1 828.6 m^3.

Conclusion

This complicated and demanding construction thoroughly tested the possibilities of prefabrication in its entire scope. At the same time it proved the legitimacy of its use and its applicability in the realization of this project for its quality and effectivity so important in the highly competitive area of construction.



















ČLEN KONCERNU

STRABAG
SOCIETAS EUROPAEA

Easycrete® zaručuje snadnou a velmi rychlou betonáž

Zrychlené tempo současné výstavby vyžaduje nové technologie, jejichž použití je podmíněno zachováním nebo spíše zvyšováním kvality díla. Je známé, že betonáž zavlhlých a tuhých betonů patří k nejtěžším pracím na stavbě. Jedním z výhodných inovativních řešení v oblasti betonových konstrukcí je použití lehce zpracovatelného betonu Easycrete®.



EASYCRETE vyrábí všechny betonárny skupiny Českomoravský beton

Tento materiál vyvinula společnost Českomoravský beton, a. s., člen HeidelbergCement Group, která spolu se svými dceřinými společnostmi působí již řadu let na trhu stavebních hmot v České republice. Její hlavní činností je výroba betonů všech druhů a tříd. V souladu s vývojovými trendy dodávají dceřiné společnosti skupiny Českomoravský beton již několik let na trh i tzv. samozhutnitelné betony, jejichž výrobu umožnilo použití nejnovější řady plastifikátorů na bázi polykarboxylátů. Samozhutnitelné betony (nejen v zahraničí označované jako SCC) jsou betony, které jsou i přes svou tekutost (v bednění se samovolně roztékají do vzdáleností větších než 10 metrů) vysoce stabilní. Jejich výhodou je, že se při ukládání do bednění na stavbě nemusí zhutňovat.

Easycrete® je lehce zpracovatelný až samozhutnitelný beton vhodný k rychlému zhotovování základů (včetně pilot), hustě vyztužených konstrukcí stěn, sloupů a stropů, štíhlých konstrukcí a pohledových betonů. Nevyžaduje náročné hutnění ponornými či příložnými vibrátory. Lehce se roztéká po bednění a vyplní bez problému všechny záhyby konstrukce. Snižují se tak nároky na pracovní sílu i dodatečná technologická zařízení a zmírňuje se i hlučnost spojená se zmíněným procesem. Dalším plusem je vynikající kvalita povrchů samozhutnitelných betonů –



Detail pilíře z pohledového betonu – EASYCRETE



Zkouška konzistence rozlivem – EASYCRETE



nízký počet a malá velikost pórů vede k výsledné hladké a krásné pohledové ploše.

Easycrete® obsahuje kamenivo do maximální velikosti zrna 16 mm a aktivní příměsi zlepšující reologii betonu a finální vzhled povrchu konstrukce. Pro zlepšení tekutosti betonu se používají nejmodernější a nejúčinnější přísady – polykarboxyláty. Značkový beton Easycrete® je samozřejmě beton dodávaný v souladu s evropským standardem ČSN EN 206-1/Z3.

Beton je dodáván všemi betonárnami skupiny Českomoravský beton ve třech základních variantách: Easycrete® F, Easycrete® SF a Easycrete® SV.

Easycrete® F – tekutý transportbeton pro běžné použití

- Oblast použití: bytové stavby, základové desky a pasy, stropy, průmyslové podlahy, drátkobeton
- Rozlití: mezi 560 a 620 mm
- Lehce zpracovatelný beton třídy konzistence F5
- Zvláštní specifika: vysoký výkon při betonáži, snížené nároky na hutnění

Easycrete® SF – velmi tekutý, téměř samozhutnitelný transportbeton

- Oblast použití: průmyslové stavby, základy, piloty, sloupy, stěny, vodotěsné stavební konstrukce (např. bílé vany, základové desky)
- Rozlití: mezi 630 a 750 mm
- Lehce zpracovatelný beton třídy konzistence F6
- Zvláštní specifika: možnost dosažení okamžitě kompaktního hladkého povrchu, možnost dokonalého zalití profilované výztuže, významně snížené nároky na hutnění

Easycrete® SV – samozhutnitelný high-tech transportbeton

- Oblast použití: veškeré stavební konstrukce, které nelze vybetonovat betonem nižších konzistencí (např. tenké sloupy nebo stěny)
- Rozlití z obráceného Abramsova kužele: větší nebo rovno 640 mm
- Samozhutnitelný beton třídy konzistence F6 – F7 (SCC)
- Zvláštní specifika: nejrychlejší betonáž, možnost zaplnění veškerých komplikovaných míst v bednění (komplikované detaily konstrukce), samozhutnitelný, možnost dosažení nejlepšího kvality povrchu (pohledový beton), bezhlučná betonáž

Více informací o produktu naleznete na **www.easycrete.cz**.

ČESKOMORAVSKÝ BETON
HEIDELBERGCEMENT Group



Nové železniční spojení v Praze



Národní Technická knihovna v Praze Dejvicích – EASYCRETE v kvalitě pohledového betonu



Vysočanská radiála v Praze

iS Inžinierske stavby / Inženýrské stavby predplatné

odborný časopis | aktuality | projekty | realizácie | analýzy | technológie a materiály



58. ročník!

PRÉMIA PREDPLATITEĽOM

SR



Stavebnícka ročenka 2010
Hlavná téma: **Betón a konštrukcie z betónu**
2009, 144 strán, A4, viaz., JAGA

ČR



Stavební ročenka 2010
Hlavní téma: **Beton a konstrukce z betonu**
2009, 136 stran, A4, váz., JAGA

DÔLEŽITÉ INFORMÁCIE

- **Knižné darčeky sa budú posielať poštou v samostatnej zásielke do 30 dní po prijatí úhrady za predplatné.**
- **Poštovné a balné hradí vydavateľstvo JAGA.**

OBJEDNÁVKOVÝ KUPÓN

akcia platí do 16. 6. 2010 | www.casopisis.sk | www.casopisis.cz

NOVÝ PREDPLATITEĽ

Meno:
Firma:
Ulica a číslo:
Mesto, PSČ:
IČO: IČ DPH:
Tel.: Fax:
E-mail:
Zameranie:

dátum podpis* | pečiatka

* Svojím podpisom až do písomného odvolania dávam súhlas na zaradenie mojich osobných údajov do databázy. Údaje budú použité na vlastné marketingové aktivity a služby pre všetky produkty a iné médiá skupiny JAGA.

OBJEDNÁVAM SI

IS 02/2010

☐ **predplatné iS Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 6 vydaní**
Cena s DPH: 12,00 € | 360 Kč

☐ **predplatné iS Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 12 vydaní**
Cena s DPH: 20,40 € | 612 Kč

Ceny sú uvedené vrátane poštovného a balného.

K predplatnému bezplatne dostanem knihu:
☑ **Stavebnícka ročenka 2010** (darček v SR)
☑ **Stavební ročenka 2010** (dárek v ČR)

Spôsob úhrady:
☐ poštovou poukážkou ☐ bankovým prevodom

Objednávky > predplatné pre Slovenskú republiku >
L. K. Permanent, spol. s r. o., pošt. priec. 4, 834 14 Bratislava 34
tel.: 02/444 537 11, fax: 02/443 733 11
e-mail: **lkperm@lkpermanent.sk**

Objednávky > predplatné pre Českú republiku >
A. L. L. production, s. r. o., P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
tel.: 234 092 851, fax: 234 092 813
e-mail: **inzenyrskestavby@predplatne.cz**



Inžinierske stavby sú reprezentantom medzinárodnej skupiny COLAS na Slovensku a jednou z najväčších spoločnosti na slovenskom stavebnom trhu.

diaľnice I cesty I mosty I mimoúrovňové križovatky I pozemné, priemyselné a ekologické stavby
inžinierske siete I vodohospodárske stavby

INŽINIERSKE STAVBY®
Člen skupiny COLAS

Inžinierske stavby, a. s.
Priemyselná 7 I 042 45 Košice
www.iske.sk I www.colassk.sk
marketing@iske.sk



www.easycrete.cz

EASYCRETE® - první značkový beton

Realizace betonových staveb, od nejmenších až po ty nejnáročnější, může být nyní snadná a rychlá. Kvalita od předního výrobce transportbetonu, snadná zpracovatelnost a ekonomická výhodnost jsou jedny z mnoha předností, proč zvolit EASYCRETE® do svých projektů.

ČESKOMORAVSKÝ BETON
HEIDELBERGCEMENT Group