



The Fifth International *fib* Congress and Exhibition, MELBOURNE, AUSTRALIA

Národná správa slovenského NK *fib*
National Report of the Slovak Republic



UŽ 65 ROKOV

staviame kvalitné stavebné diela pre váš život a sme pripravení stavať ďalej...



Doprastav
65



DIAĽNICE • RÝCHLOSTNÉ CESTY • MOSTY • ŽELEZNICE • TUNELY

DOPRAVOPROJEKT, a.s.

Najväčšia projektová, konzultačno-inžinierska spoločnosť na Slovensku v oblasti dopravných stavieb so 65 ročnou tradíciou.

POSKYTUJEME:

projektové práce, konzultačné služby expertízne a poradenské služby, stavebný dozor, geotechnické a environmentálne projekty, inžiniersku činnosť a majetkovoprávne vysporiadanie.



DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Kominárska 2, 4
832 03 Bratislava

www.dopravoprojekt.sk

Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 4/2018
Vedecko-odborný recenzovaný časopis**Ročník: 66**

Vychádza: 6x ročne

Vyšlo: 7. 9. 2018

Predplatiteľská cena: 1,50 €/40 Kč

www.casopis.sk

www.casopis.cz

Vydáva

JAGA GROUP, s. r. o.

Imricha Karvaša 2, 811 07 Bratislava

IČO: 35705779

tel.: 02/50 200 200

Redakcia

inzinierske-stavby@jaga.sk

Ing. Silvia Friedlová, 02/50 200 233

silvia.friedlova@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

Katarína Lipovská, 0903 288 511

katarina.lipovska@jaga.sk

Jaroslava Omastová, 0903 245 665

jaroslava.omastova@jaga.sk

Veronika Uhrinová, 0902 982 999

veronika.uhrinova@jaga.sk

Produkcia

Iveta Mužíková

iveta.muzikova@jaga.sk

Grafická úprava, DTP

Pavol Halász, Tibor Jantoška

Jazyková úprava

Zuzana Kubalová, Erika Richterová, Lenka Jindrová

Tlač

Neografia, a. s.

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 archívu autorov článkov. Vydavateľ nezodpovedá za prípadné porušenie autorských práv voči tretím osobám.

Vydavateľstvo nemá právnu zodpovednosť za obsah inzercie a advertoriálov.

Odborné príspevky boli recenzované.

Odborný časopis odporúčaný Slovenskou komorou stavebných inžinierov



Spoločnosť JAGA GROUP používa redakčný systém s digitálnym archívom NAXOS ARCHIVE 2010 a obchodný systém CONTRACT FOR MEDIA 2010 od spoločnosti MEDIA SOLUTIONS.

**Registrácia MK SR EV 175/08**

ISSN 1335-0846

Registrácia MK ČR E 17738**Foto na titulnej strane**

VÁHOSTAV-SK, a. s., Jozef Mravec

Ďalšie číslo vyjde 12. 10. 2018

© JAGA GROUP, s. r. o.

Predplatné v SR

L. K. Permanent, s. r. o.

pošt. prieč. 4, 834 14 Bratislava 34

Mária Škardová

skardova@lkpermanent.sk

tel.: 02/49 111 201, fax: 02/49 111 209

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



38

Mosty na D1 Fričovce – Svinia budované metódou letmej betónáže

62

Nový železničný most cez Váh v Trenčíne



84

Výstavba nosnej konštrukcie mosta z tyčových prefabrikátov na stavbe D1 Hubová – Ivachnová

156

Rekonštrukcia havarijného stavu segmentového mosta ponad VN Ružín



Medzinárodná redakčná rada

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
Fakulta stavební ČVUT v Prazedoc. Ing. Milan Chandoga, PhD.
Prezident SNK fibprof. Ing. Ľudovít Nad', CSc.
D4R7 Construction, s. r. o.prof. Dipl. Ing. Dr. Vladimír Benko, PhD.
Slovenská komora stavebných inžinierovIng. Ivan Kimlička
Váhostav – SK, a. s.doc. Ing. Peter Paulík, PhD.
Stavebná fakulta STU v BratislaveIng. Filip Bušina, Ph.D., MBA
MGU STANKINIng. arch. Gabriel Koczkáš
DOPRAVOPROJEKT, a. s.Ing. Slavomír Podmanický
REMIING Consult, a. s.Ing. Juraj Dančišin
EUROVIA SK, a. s.Ing. Branislav Lukáč
STRABAG, s. r. o.Ing. Juraj Serva
Inžinierske stavby, a. s., člen skupiny ColasIng. Josef Fidler
SUDOP PRAHA, a. s.Ing. Pavol Kováčik, PhD., MBA
Zväz stavebných podnikateľov Slovenskaprof. Ing. Jiří Stráský, DSc.
Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.Ing. Juraj Fürst
Alfa 04, a. s.Ing. Dušan Mráz
Doprastav, a. s.prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.
Fakulta stavební ČVUT v Prazeprof. Ing. Ivan Gschwendt, DrSc.
Stavebná fakulta STU v BratislaveIng. Roman Žembera
Slovenská správa ciest

Obsah / Contents

■ AKTUALITY / CURRENT NEWS

■ REALIZOVANÉ MOSTNÉ OBJEKTY / REALIZED BRIDGES

- 14 D1 Dubná Skala – Turany, mosty nad riekou Váh, železnicou a Krpelienským kanálom budované technológiou letmej betonáže
The D1 motorway, section Dubná Skala – Turany, bridges over the Váh river, railway tracks and the Krpeliensky kanál watercourse, constructed by the balanced cantilever construction method
(A. Chalupec, V. Grigar, M. Ondroš)
- 18 Most budovaný technológiou letmej montáže na stavbe D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka
The bridge constructed by the balanced cantilever segmental construction method within the D1 motorway Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka works
(E. Macková, V. Kvasnička)
- 22 Estakáda v Dolnom Hričove na diaľnici D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka v km 24,740
The flyover in Dolný Hričov on D1 motorway, section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka at km 24.740
(A. Chalupec, J. Kročka, M. Ondroš)
- 27 Realizácia mostného objektu SO 205-00 na diaľnici D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka
Construction of a bridge object 205-00 on the D1 motorway Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka
(R. Púček, P. Fuček, P. Krajčí)
- 31 D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) – Estakáda na D3 v km 7,500 nad cestou I/18, traťou ŽSR a vodnou nádržou Hričov
D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) – Flyover over route I-18, railway and Hričov reservoir
(P. Sliwka, J. Bartoň, M. Formánek, P. Svoboda)
- 38 Mosty na D1 Fričovce – Svinia budované metódou letmej betonáže
The bridges on the D1 highway Fričovce – Svinia built with the free cantilever method
(P. Ďuriš)
- 42 Výstavba mostov Vřšok a Čadečka na úseku D3 Svrčinovec – Skalité
The construction of bridges Vřšok and Čadečka on section D3 Svrčinovec – Skalité
(V. Skovajsa, P. Martinák, L. Molnár)
- 48 Most Markov na diaľnici D3 Svrčinovec – Skalité v km 23,995 nad Markovým potokom
Bridge Markov on motorway D3 Svrčinovec – Skalité at km 23.995 above Markov stream
(J. Dolnák, T. Bacíková)
- 54 Most Valy – najvyšší most na Slovensku
The Valy bridge – the highest bridge in Slovakia
(R. Púček, J. Mariňák)
- 58 Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité, SO 237-10 most v križovatke Svrčinovec nad traťou ŽSR, Šlahorovým potokom a cestou I/11 v km 21,780 – 22,220
D3 Svrčinovec – Skalité, highway bridge no. 237-10 on the Svrčinovec intersection over the ŽSR railway track, Šlahorov creek and class I/11 road at km 21.780 – 22.220
(M. Búci, V. Kvasnička)
- 62 Nový železničný most cez Váh v Trenčíne
The new railway bridge across the Váh river in Trenčín
(Š. Choma, F. Brliť)
- **MOSTY VO VÝSTAVBE / BRIDGES UNDER CONSTRUCTION**
- 68 Prvý letmo betónovaný most s elektricky izolovaným predpätím na Slovensku
The first free cantilever bridge with an electrically isolated pre-stressing tendons in Slovakia
(M. Chandoga, A. Jaroševič, L. Čerňanský, L. Hrnčiar, R. Púček, J. Mariňák)
- 73 Most 216-00 na diaľnici D1 Hubová – Ivachnová
Bridge 216-00 on highway D1 Hubová – Ivachnová
(R. Novák, T. Romportl, L. Hrdina)
- 78 Most 213-00 na diaľnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová v km 8,214 – 8,969
Bridge 213-00 on D1 highway between Hubová – Ivachnová at km 8.214 – 8.969
(F. Hanuš, M. Šístek, P. Hurbánek, J. Mukařovský, D. Malina, O. Matoušek, J. Blažek)
- 84 Výstavba nosnej konštrukcie mosta z tyčových prefabrikátov na stavbe D1 Hubová – Ivachnová
Construction of the skeleton of bridge from pole prefabricate on construction D1 Hubová – Ivachnová
(J. Mariňák, R. Púček, L. Oslovič)

- 88 Most na diaľnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová v km 0,411 – 0,849
Bridge on the highway D1 at section Hubová – Ivachnová at km 0.411 – 0.849
(L. Pláček, R. Magyar, J. Mariňák, R. Púček)

■ ŠTÚDIE A PROJEKTY PRIPRAVOVANÝCH MOSTNÝCH OBJEKTOV / STUDIES AND PROJECTS PLANNED BRIDGES

- 93 PPP projekt D4R7 – súčasť nultého obchvatu mesta Bratislava
PPP project D4R7 – part of zero bypass of the city of Bratislava
(L. Naď, V. Chomová, J. V. Candel, L. Martín-Tereso, W. Włodzimirski, A. Chalupec, J. Kopčák, R. Merino)

■ VEDA A VÝSKUM / SCIENCE AND RESEARCH

- 104 Inovácia mostných prefabrikátov firmy VÁHOSTAV-SK
Innovation of precast concrete bridge elements by VÁHOSTAV-SK
(M. Chandoga, J. Ďugel, A. Pritula, P. Paulík, L. Čerňanský, L. Hrnčiar, J. Motlík)
- 108 Experimentálne overovanie šmykovej odolnosti mostovkových dosiek
Experimental verification of shear resistance of bridge deck slabs
(R. Vida, J. Halvonik)
- 114 Experimentálne overenie využitia FRP výstuže v betónových konštrukciách
Experimental verification of the usage of FRP reinforcement in concrete structures
(K. Gajdošová, V. Borzovič, A. Valašík, N. Gažovičová)
- 120 Nová výstuž proti pretlačeniu železobetónových dosiek
Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements
(J. Bujňák, J. Mečár, Š. Gavura, A. Ďuricová)
- 124 Vplyv znečistenia prostredia na zmenu odolnosti ŽB prierezu a na korózne mapy uhlíkovej ocele na Slovensku
Influence of environmental pollution on change of resistance RC cross section and on corrosion maps of carbon steel in Slovakia
(P. Koteš, M. Strieška, J. Vičan, M. Brodňan, F. Bahleda, J. Jošt)
- 130 Vplyv otvorov na odolnosť v pretlačení lokálne podopretých dosiek
Effect of openings on the punching shear of flat slabs
(T. Augustín, L. Fillo, J. Halvonik)

■ MATERIÁLY / MATERIALS

- 136 Najstaršie železobetónové mosty Slovenska – sumarizácia výskumu
The oldest reinforced concrete bridges in Slovakia – summary of the research
(P. Paulík, I. Janotka, M. Bačuvčík, P. Ševčík)
- 146 Tridsaťtri rokov EM metódy merania napätosti v predpínacej výstuži
Thirty-three years of the EN method for measuring stress in pre-stressed tendons
(A. Jaroševič, M. Chandoga)

■ POZEMNÉ STAVBY / BUILDING CONSTRUCTIONS

- 152 Ochranná a požiarna stena – IKEA Malacky
Protective and fire wall – IKEA Malacky
(M. Mallo, J. Letko)

■ OPRAVY A REKONŠTRUKCIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV / REPAIR AND REHABILITATIONS OF CONCRETE STRUCTURES AND BRIDGES

- 156 Rekonštrukcia havarijného stavu segmentového mosta ponad VN Ružín
Rehabilitation of segmental bridge above water reservoir Ružín
(M. Moravčík, P. Kubík, J. Kopčák, V. Kanda)
- 163 Vplyv dlhodobého namáhania na parametre interakcie pri sanácii lineárnych železobetónových prvkov s členitým prierezom
Influence of long term load on parameters of interaction by remediation of linear strengthened concrete of ragged section
(M. Križma, L. Bolha, M. Moravčík)



Viac ako 60 rokov s betónom



diaľnice ♦ cesty ♦ mosty ♦ pozemné, priemyselné, ekologické
a vodohospodárske stavby ♦ asfaltové a betónové zmesi ♦ drvené kamenivo

Inžinierske stavby, a.s.
Priemyselná 6, 042 45 Košice
tel.: +421 55 6332157
e-mail: iske@iske.sk
www.iske.sk

Cesty Nitra, a.s.
Murgašova 6, 949 78 Nitra
tel.: +421 37 6920516
e-mail: headoffice@cestynitra.sk
www.cestynitra.sk

IS-LOM, s.r.o. Maglovec
080 06 Vyšná Šebastová 213
tel.: +421 51 7765905
e-mail: islom@iske.sk
www.islom.sk



Milan Chandoga

Predhovor

Foreword

Táto národná správa je zostavená z vybraných odborných príspevkov celoslovenskej konferencie Betón na Slovensku 2014 – 2018, ktorá sa konala 17. a 18. 5. 2018 v Žiline pri príležitosti 25. výročia založenia Slovenského národného komitétu *fib* (SNK *fib*). S potešením sme na našej konferencii privítali aj zástupcu prezídia *fib*, prezidenta *fib*, prof. PhD. MSc. Civil Eng. Huga Corres Peirettiho.

SNK FIP/*fib* bol založený a prijatý do štruktúr FIP v roku 1993. Na kongrese FIP v roku 1994 vo Washingtone sme sa prvýkrát prezentovali samostatnou národnou správou Concrete in Slovakia 1990 – 94. Odvtedy je vrcholom našej štvorročnej činnosti príprava a prezentácia národnej správy Concrete in Slovakia, ktorá vychádza ako mimoriadne číslo časopisu Inžinierske stavby v slovensko-anglickej mutácii. Ako jedna z mála členských organizácií FIP/*fib* sme pripravili vydania národných správ pre všetky svetové kongresy od roku 1994. Aj týmto spôsobom pomáhame popularizovať prácu slovenských vedcov, inžinierov a technikov v oblasti betónu. Vzhľadom na otvorenosť slovenského stavebného trhu sú na našich konferenciách a v našich národných správach prezentované aj odborné príspevky autorov zo zahraničných firiem pôsobiacich na Slovensku.

Aj touto cestou by som sa rád poďakoval všetkým autorom a sponzorom, ktorí sa podieľali na vydaní tejto národnej správy, ktorá bude prezentovaná a distribuovaná na 5. kongrese *fib* v Melbourne.

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.
prezident Slovenského národného komitétu *fib*

This national report is composed of selected scientific contributions from the Slovak congress Concrete in Slovakia 2014-2018, which took place in Žilina on 17th – 18th May 2018 on the occasion of the 25th anniversary of the establishment of the Slovak National Committee *fib* (SNK *fib*). We were delighted to welcome a *fib* board representative - the President of the *fib* - Prof. PhD. MSc. Civil Eng. Hugo Corres Peiretti.

SNC FIP/*fib* was established and accepted into the FIP structures in 1993. At the FIP 1994 Congress in Washington, we firstly introduced ourselves by the separate national administration of Concrete in Slovakia 1990-94. Since then, the preparation and presentation of the national report Concrete in Slovakia has been the peak of our 4-year activity. It is published as an extraordinary issue of the magazine Inžinierske stavby in the Slovak-English language. As one of the few member organizations of FIP/*fib*, we have prepared national reports for all world congresses since 1994. This way we also help to promote the work of Slovak scientists, engineers and technicians in the field of concrete. With regard to the openness of the Slovak construction market, our conferences and national publications present the contributions of authors from foreign companies operating in Slovakia.

By means of this, I would like to thank all the authors and sponsors who participated in the publication of this national report, which will be presented and distributed at the 5th *fib* Congress in Melbourne.

Assoc. Prof., Dipl.-Eng. Milan Chandoga, PhD.
President of the Slovak National Committee of *fib*



Milan Chandoga

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., oslavuje 70-ku

Assoc. Prof., Dipl. -Eng. Milan Chandoga, PhD., celebrates 70th anniversary of birth

Doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., sa narodil v roku 1948. V roku 1972 vyštudoval Fakultu stavebného inžinierstva na Slovenskej technickej univerzite v Bratislave (STU), následne v rokoch 1972 až 75 absolvoval doktorandské štúdium na Katedre betónových konštrukcií a mostov tejto univerzity a získal titul CSc. (PhD.) za prácu s názvom Optimalizácia napätosti v zavesených mostoch. Po ukončení štúdia nastúpil na pozíciu odborného asistenta. V roku 1985 bol menovaný za docenta v odbore betónové konštrukcie a mosty na STU. V rokoch 1980 a 1981 absolvoval 5-mesačný študijný pobyt na The University of Sheffield. V rokoch 1985 až 1989 vykonával funkciu prodekana pre vedu a výskum, a zahraničie na Stavebnej fakulte STU. Na univerzite pracoval až do odchodu do dôchodku v roku 2010.

V roku 1990 založil firmy PROJSTAR a PROJSTAR PK, s. r. o., so špecializáciou na výrobu kotevných systémov, navrhovanie, diagnostiku a monitoring predpätých konštrukcií. Pre firmu vyvinul kotevný systém PROJSTAR-CH, ktorý sa vo firme vyrábala až do roku 2012, keď licenciu odkúpila firma VÁHOSTAV-SK, a. s.

V spolupráci s doc. Jaroševičom vyvinul elastomagnetický monitorovací systém napätosti v predpínacej výstuži DYNAMAG a PROJSTAR-PSS. V rokoch 1997 až 2001 obaja spolupracovali s The University of Illinois at Chicago (UIC) na vedeckom projekte EM Stress Sensor. Na financovaní projektu sa podieľala aj National Science Foundation v USA. V rámci tohto projektu absolvoval niekoľko pracovných pobytov na UIC.

Milan Chandoga bol spoluzakladateľom a v rokoch 1990 až 1994 aj prvým viceprezidentom Slovenského zväzu stavebných inžinierov. Podieľal sa na založení Komory stavebných inžinierov SR a na obnove vydávania časopisu Inžinierske stavby. V rokoch 1994 až 2002 bol jeho prvým šéfredaktorom. Časopis sa stal platformou na prezentáciu Národných správ Slovenska na medzinárodných kongresoch FIP/fib.

Milan Chandoga je spoluzakladateľom Slovenského národného komitétu (SNK) FIP/fib, ktorý vznikol v roku 1993 po osamostatnení sa Slovenska, a od roku 2004 vykonáva funkciu jeho prezidenta. Počnúc kongresom FIP 1990 v Hamburgu sa aktívne zúčastnil na všetkých kongresoch FIP/fib. Od roku 1998 pravidelne pôsobí ako predseda organizačného a vedeckého výboru predkongresových národných konferencií fib s názvom Betón na Slovensku, na ktorých sa hodnotia výsledky prác slovenských betonárov za príslušné štvorročné obdobie. Významne sa zaslúžil o organizáciu postkongresových kolokvií „Poznatky z kongresu FIP/fib“, na ktorých slovenskí účastníci kongresov prezentujú najnovšie kongresové poznatky širokej komunite slovenských betonárov.

Aj vďaka jeho úsiliu je SNK jedna z mála členských organizácií FIP/fib, ktorá sa od roku 1994 prezentovala na každom kongrese vlastnou národnou správou Concrete in Slovakia, vydávanou ako zvláštné číslo časopisu Inžinierske stavby. Od roku 2000 je členom fib odbornej skupiny Predpínacie materiály a systémy a od roku 2004 je z titulu funkcie prezidenta SNK fib členom Valného zhromaždenia a Technickej rady fib.

Milan Chandoga bol predsedom a členom komisií na obhajobu záverečných skúšok, školiteľom ašpirantov, členom v technických

Assoc. Prof., Dipl. -Eng. Milan Chandoga, PhD., was born in 1948. He graduated from Faculty of Civil Engineering at Slovak Technical University in 1972. Between years 1972-75 he completed his PhD studies at the Department of Concrete Structures and Bridges and received the CSc. degree (PhD.) for work named "Optimization of tension in cable stayed bridges". After the graduation, he joined the position of expert assistant. In 1985 he was nominated as Associate Professor of at the Department of Concrete Structures and Bridges at Slovak Technical University in Bratislava. During years 1980-81 he completed a 5month study visit at The University of Sheffield. During years 1985-89 he performed as a vice-dean for science, research and foreign affairs at the Faculty of Civil Engineering, STU. He worked at the University until his retirement in 2010.

In 1990 he established companies PROJSTAR and PROJSTAR PK, s. r. o. specialized in production of anchor systems, design, diagnostics and monitoring of pre-stressed structures. For the company he invented the PROJSTAR CH anchor system, which was produced in the company until 2012, when VÁHOSTAV-SK, a. s. bought the license and machinery for the production of anchors.

In cooperation with Assoc. Prof. Jaroševič the company developed elastomagnetic monitoring system of tension in the prestressing reinforcement, the DYNAMAG and PROJSTAR-PSS. During years 1997-2001 they both cooperated with the University of Illinois Chicago (UIC) on scientific project „EM Stress Sensor“. National Science Foundation USA was also involved in funding of the project. As part of this project, he has completed several working stays at the UIC.

Milan Chandoga was co-founder, and during years 1990-1994 the first vice president of the Slovak Union of Civil Engineers. He was involved in the establishment of the Chamber of Civil Engineers in Slovak Republic and in the renewal of the magazine Engineering Constructions. During years 1994-2002 he was its first chief editor. The magazine became a platform for presentation of the National report of Slovakia at international congresses FIP/fib.

Milan Chandoga is a co-founder of the Slovak National Committee (SNK) FIP/fib, which was formed in 1993 after the independence of Slovakia, and since 2004 he has been in the function of president. Starting with FIP Congress 1990 in Hamburg, he actively participated in all FIP/fib congresses. Since 1998 he has been a chairman of the organizational and scientific committee of the pre-congress national conferences fib „Betón na Slovensku“, which evaluate the results from the field of concrete construction in Slovakia in the last 4-year period. He was significantly active in organizing the post-congress colloquium "Knowledge from Congress FIP/fib", where Slovak congress participants presented the latest congress findings to a wide community of Slovak audience.

Thanks to his efforts, SNK is one of the few member organizations of FIP/fib, which has presented its own national report "Concrete in Slovakia" at each congress since 1994, and which is published as a special edition of magazine "Engineering Constructions". Since 2000, he has been a member of expert group Reinforcing and Prestressing Materials and Systems and since 2004 as a president of SNK fib, he has been a member of the General Assembly and Technical Council of Fib.

normalizačných komisiách, posudzovateľom Slovenskej národnej akreditačnej služby (SNAS). Vyprofiloval sa na špecialistu v oblasti predpätých konštrukcií, najmä zosilňovania betónových konštrukcií a mostov vonkajším predpätím. Je školiteľom a skúšobným komisiárom špecialistov a technického personálu, ktorí sa podieľajú na realizácii predpätia na stavbách. Ako autor, resp. spoluautor, publikoval viac ako 160 vedeckých a odborných článkov. Je riešiteľom a spoluriešiteľom viacerých vedeckovýskumných, vývojových, expertíznych a projektových úloh a technologických predpisov, z ktorých najvýznamnejšie sú: vývoj technológie na výrobu lán Monostrand na Slovensku; vývoj konštrukcie vonkajšieho predpätia pre Most Lafranconi; návrh konštrukcie závesov pre prvý extradosový most na Slovensku cez rieku Hron v Banskej Bystrici; návrh konštrukcie a prvkov kotevného systému PROJSTAR-CH; návrh konštrukcie a prvkov technológie PROJSTAR-VK (pomocou tohto systému sa saneli a zosilnili desiatky nádrží ČOV, ako aj 150-metrový železobetónový komín ENO Nováky); projekty a realizácie sanácie predpätia systémom voľných káblov na mostoch v Dovalove, Belej, Sverepci a i.; návrh a realizačná dokumentácia mostných prefabrikátov IST-EN/08 pre rozpätia 18 až 32 m a mostných prefabrikátov VHP-PTMN2010/2016/2018 pre rozpätia 9 až 42 m; komplexné projekty predpínacích liniek pre výrobné vopred predpätých prefabrikátov Prefa Senec, Prefa Kysak, Prefa Šaľa. V roku 1985 spolupracoval tiež na projekte prvého závesného mosta v ČSSR (Most cez rybník Jordán v Táboře), na ktorom sa prvýkrát na svete realizovalo meranie síl v závesoch EM metódou.

Od roku 1985 pokračoval v spolupráci s doc. Jaroševičom pri vývoji EM technológie a realizovali viacero meraní napätosti v predpínacích kábloch a v mostných závesoch. Osobitne treba vyzdvihnúť: návrh multilanového senzora sily PMJS13 - Projstar Multi Jack Sensor pre predpínacie lisy PAUL TENSA 3000 kN (senzor PMJS13 zabudovaný v predpínacom lise umožnil kontrolovať individuálnu napätosť lán počas napínania čiastočne skorodovaných spájkovaných 13-lanových predpínacích káblov na estakáde Sverepec); vývoj a odsúšanie 55-lanového senzora PMJS55 spolu s výrobcom lisov firmou PAUL pre firmu DSI; vývoj a realizáciu elastomagnetického monitorovacieho systému meraní síl v závesoch na mostoch Jiangyin Yangtze suspension River Bridge, The Second Yangtze River Bridge Nanjing (Čína), Ashidagawa (Japonsko), MANISES (Valencia, Španielsko), oblúkový Most Apollo (Bratislava, SR), zavesený most cez Vltavu pri Nymburku (Česká republika) či extradosová estakáda v Považskej Bystrici (SR) a ďalšie.

V súťažiach Slovenského zväzu stavebných inžinierov, Komory stavebných inžinierov SR a SNK *fib* „Najlepšia betónová konštrukcia Slovenska“ získal v rokoch 1990 až 1994 a 1994 až 1998 ocenenia za projekty a realizácie prvých dodatočne predpätých parkovacích a základových dosiek s výstužou Monostrand na Slovensku. V súťaži SNK *fib* za roky 1998 až 2010 boli s doc. Jaroševičom ocenení za vývoj multilanového EM snímača PMS37 a monitoring napätosti na estakáde v Považskej Bystrici. V súťaži SNK *fib* za roky 2014 až 2018 bol v tíme firmy Váhostav-SK, a. s., ktorá získala ocenenie za vývoj elektricky izolovaných predpínacích káblov systému PROJSTAR-CH/EIK.

Milan Chandoga bol pri príležitosti 60. narodenín ocenený Medailou Slovenského NK *fib* za celoživotnú prácu.

K súčasnemu jubileu mu srdečne gratulujeme!

Milan Chandoga was the chairman and member of the defense committees at final examinations, supervisor of the aspirants, member of technical standardization committees, and judge of the Slovak National Accreditation Service - SNAS. He became a specialist for pre-stressed structures and specialist for strengthening of concrete structures and bridges with external prestressing tendons. He is a supervisor and probation commissioner of specialists and technical staff who are involved in prestressing operations at construction sites. As an author, respectively co-author, he has published more than 160 scientific and professional articles. He is a author and co-author of many scientific and research, development, expertise and project tasks and technology regulations, the most important of which are: development of production technology of Monostrands and anchoring system Projstar-CH/KK, which were used at the first post-tensioned ceiling structures in Slovakia in 1990-1994; development of external tendons for the bridge Lafranconi; design of external tendons for the first extradressed bridge in Slovakia over river Hron in Banská Bystrica; design of the prestressing system PROJSTAR CH1-19; design of the PROJSTAR-VK technology (with this system, dozens of water treatment tanks, as well as a 150 m reinforced concrete chimney ENO Nováky) have been reconstructed and reinforced; project and realization of reconstructions of bridges (Dovalovo, Belá, Sverepec and others bridges) by external tendons; design and realization documentation of bridge precast girders IST-EN/08 for spans of 18-32 m and bridge girders VHP-PTMN2010/2016/2018 for spans of 9-42 m; complex projects of prestressing beds in Prefa Senec, Prefa Kysak, Prefa Šaľa. In 1985 he also worked on the project of the first cable stayed bridge over the pond Jordán in the town of Tábor in Czech Republic – it was the first cable stayed concrete bridge built by free cantilever method in Czechoslovakia and the first application of the EM method at construction site.

Since 1985, by the cooperation with Assoc. Prof. Jaroševič, they have continued to develop the EM technology and have processed many measurements of tension in cable stays. In particular, it is worth to emphasize the design of the PMJS13 Multi-strand Sensor – Projstar Multi Jack Sensor for PAUL TENSA 3000 kN prestressing jacks. The PMJS13 sensor built into the prestressing jack has been able to control the individual tension in strands during tensioning of the partially corroded 13-strand prestressing tendons on the bridge in Sverepec. For company DSI, together with the PAUL manufacturer, the 55 cable sensor PMJS55 has been developed and tested. He developed and implemented the elastomagnetic force monitoring system of stay cables at these bridges: Jiangyin Yangtze suspension River Bridge, the Second Yangtze River Bridge Nanjing – China, Ashidagawa – Japan, MANISES – Valencia, Spain, Apollo – Bratislava arch bridge – Slovak Republic, the bridge over the Vltava river near Nymburk – Czech Republic, extradressed multispan bridge in Považská Bystrica and others.

In competitions of the Slovak Union and the Chamber of Civil Engineers and SNK *fib* "The best concrete construction of Slovakia" during years 1990-94 and 1994-98 he received awards for projects and realization of the first post-tensioned parking and foundation slabs with Monostrand reinforcement in Slovakia. In competition announced by the SNK *fib* for years 1998-2010, was together with Assoc. Prof. Jaroševič, awarded for the development of the multiscale EM sensor PMS37 and the monitoring of tension in prestressing tendons at the bridge in Považská Bystrica. In the SNK *fib* competition for years 2014-2018, was in the team of Váhostav-SK, a. s., which obtained the prize for the development of PROJSTAR-CH/EIK electrically insulated post-tensioned tendons. On the occasion of his 60th birthday he was awarded by a medal of Slovak NK *fib* for his lifetime work.

Congratulations!

Betón na Slovensku 2014 – 2018

Concrete in Slovakia 2014 – 2018



Predsedenstvo konferencie
Presidency of the conference

V dňoch 17. a 18. mája 2018 sa v priestoroch hotela Holiday Inn v Žiline uskutočnila celoslovenská konferencia *fib* s názvom Betón na Slovensku 2014 – 2018. Betonárske konferencie organizuje Slovenský národný komitét od roku 1998. V zborníkoch z týchto konferencií a následne v Národných správach pre kongresy sú podrobne zdokumentované štvorročné výsledky projektov, realizačnej a vedeckovo-výskumnej činnosti slovenských betonárov.

Konferencia sa konala pri príležitosti 25. výročia založenia Slovenského národného komitétu *fib*, pričom záštitu nad konferenciou prevzal Ľudovít Ďávid, minister dopravy a výstavby SR, a prof. PhD. MSc. Hugo Corres Pieretti, prezident medzinárodnej federácie *fib*.

Profesor Corres zdôraznil v príhovore k účastníkom významnú úlohu týchto podujatí pri šírení nových poznatkov a propagácii činnosti organizácie *fib*, najmä medzi mladými inžiniermi, ktorých vyzval k väčšej angažovanosti v tejto organizácii. Z celkového počtu približne 200 účastníkov konferencie bolo viac ako 60 % mladých inžinierov vo veku pod 35 rokov. V odbornej časti svojho vystúpenia sa prof. Corres venoval ďalšej etape tvorby nového *fib* Model Code 2020.

Prof. Corres spolu s prezidentom SNK *fib* Milanom Chandogom odovzdali Medaily SNK *fib* za celoživotný prínos k rozvoju betónových konštrukcií prof. L. Fillovi a Ing. P. Čížekovi. Ďalšími ocenenými boli prof. M. Ballo a doc. I. Harvan, ktorí sa na konferencii nemohli zúčastniť a medaily si osobne prevezmú na najbližšom zasadnutí SNK *fib*.

Pamätné medaily *fib* k 25. výročiu založenia organizácie na Slovensku dostalo 60 organizácií a jednotlivcov, ktorí sa od roku 1993 najviac podieľali na práci, financovaní a na propagácii činnosti slovenského *fib*. Pamätnú medailu dostal aj prof. Corres ako zástupca medzinárodnej federácie *fib*.

Okrem týchto ocenení boli udelené štyri ceny za najlepšiu betónovú konštrukciu, resp. za výrobok súvisiaci s betónom za roky 2014 – 2018. Ceny získali firmy Váhostav-SK, a. s., a SHP, s. r. o., za most Váhy, Váhostav-SK, a. s., a Dopravoprojekt, a. s., za most na D1 Dubná Skala, SHP, s. r. o., za most cez Hričovskú priehradu, Strabag PaS, s. r. o., za multifunkčný komplex City Aréna Trnava, Váhostav-SK, a. s., za vývoj a realizáciu elektricky izolovaného predpätia PROJSTAR CH/EIK pre železničný most cez Váh pri Púchove.

Konferencie sa zúčastnilo približne 200 účastníkov, v 530-stránkovom konferenčnom zborníku bolo publikovaných 76 odborných a vedecko-výskumných príspevkov. Zborník odborných príspevkov z konferencie sa stal východiskom na prípravu národnej správy „Concrete in Slovakia 2014 – 2018“ pre 5. medzinárodný kongres *fib*, ktorý sa bude konať v októbri 2018 v Melbourne v Austrálii.

Prof. Hugo Corres Pieretti pricestoval na konferenciu už deň pred jej začatím, pričom v rámci presunu do dejiska konferencie absolvoval odbornú exkurziu na vybraných mostoch diaľničnej siete D1 a D3 Slovenska a vo výrobní prefabrikátov Váhostav-SK-Prefa, s. r. o., Horný Hričov.



Ocenení Ing. P. Čížek a prof. L. Fillo
Honored Ing. P. Čížek and prof. L. Fillo

On 17-th and 18-th of May 2018, the Holiday Inn Hotel in Žilina held a national conference Concrete in Slovakia 2014 – 2018. These conferences have been organized by the Slovak National Committee (SNK *fib*) since 1998. Proceedings from these conferences and subsequently the National reports contain detailed information about design, construction and scientific research dealing with concrete and concrete structures from a four-year period in Slovakia.

The conference was held on the occasion of the 25th anniversary of the founding of the Slovak national committee, with the support of Ľudovít Ďávid (minister of transportation in Slovakia) and Prof. PhD. MSc. Hugo Corres Pieretti, president *fib*.

Prof. H. Corres in his opening speech, stressed the important role of these events in spreading new knowledge and promoting *fib*'s activities, especially among young engineers, and invited them to become more involved in this organization. Of the total number of about 200 participants in the conference, more than 60 % of them were young engineers with an age below 35 years. In the technical lecture, prof. Corres devoted himself to the next phase of the new Model Code 2020.

Later on, together with the president of SNK *fib*, assoc. prof. M. Chandogga, he handed SNK *fib* medals for lifetime contribution to the development of concrete structures to prof. L. Fillo and Ing. P. Čížek. The other honored persons were prof. M. Ballo and assoc. prof. I. Harvan, who apologized their absence and will take the medals at next *fib* meeting.

Commemorative medals of SNK *fib*, issued at the 25th anniversary of foundation of the organization in Slovakia, were received by 60 organizations and individuals, who were most involved in the work, financing and promotion of the SNK *fib* activities. The memorable medal was also received by prof. Corres as the representative of the *fib* international.

In addition to these awards, five awards were granted for the best concrete product and best concrete structure built in Slovakia in the years 2014 – 2018. Prices were obtained by Váhostav-SK, a. s. and SHP, s. r. o. for the Váhy bridge, Váhostav-SK, a. s. and Dopravoprojekt, a. s. for the bridge Dubná Skala on D1 motorway, SHP, s. r. o. for the bridge over Hričovská dam, Strabag PaS, s. r. o. for multifunctional complex City Aréna Trnava, Váhostav-SK, a. s. for the development and realization of the electrically insulated cables PROJSTAR CH / EIK for the railway bridge over Váh river.

Approximately 200 participants participated in the conference and 76 scientific and scientific research papers were published in the 530 page conference proceedings. The conference proceedings were the basis for the preparation of the national report Concrete in Slovakia 2014 – 2018 for the 5th International Congress, which will be held in October 2018 in Melbourne, Australia.

Prof. Hugo Corres Pieretti attended the conference one day before the start of the conference and, in the framework of his transfer to the conference place he visited a couple of bridges of the D1 and D3 motorway network and the precast yard of Váhostav-SK in Horný Hričov.

Designové protihlukové stěny

S nárůstem dopravní infrastruktury ve městech a v hustě osídlených oblastech se stále častěji objevují negativní názory místních obyvatel na narůstající hluk. Doprava často ovlivňuje životní prostředí a životní komfort, hlavním úkolem je tak ochránit obyvatele přilehlých dopravních komunikací před nadměrným hlukem. K tomuto účelu jsou vyvinuty protihlukové stěny. Jedním z typů protihlukových panelů jsou skleněné transparentní protihlukové panely Traffic Glass od společnosti AGC. Protihlukový skleněný panel musí být v první řadě funkční, odolný proti vnějším vlivům a vzduchově maximálně neprůvzdušný. Nikdo tedy nepředpokládá, že by se mohlo jednat i o designový prvek dopravní infrastruktury. V návaznosti na tuto myšlenku se obrátila bílovičká firma mmcité+ na žáky zdejší základní školy s žádostí o návrh nového designu protihlukové stěny. Výsledný motiv, který studenti navrhli, vychází jako motiv z počítačové grafiky, která je vytvářena po jednotlivých obrazových bodech neboli pixelech. Zajímavé spojení mělo studentům základní školy ukázat, jakým způsobem mohou oni sami ovlivňovat veřejný prostor. Tato možnost, jak ovlivnit výslednou podobu standardních protihlukových panelů, však není určena jen pro studenty základní školy, je to skvělá ukázka spolupráce s architekty, projektanty a designéry. Ti mohou vytvořit originální a funkční vzhled, který zároveň slouží pro odhlučnění obcí, měst či silničního nebo železničního koridoru. Evropské směrnice pro konstrukci protihlukových stěn totiž zároveň požadují, aby protihlukové bariéry měly příjemný vzhled a byly dobře začleněny do krajiny. Zároveň byl při realizaci projektu použit transparentní protihlukový panel Traffic Glass od společnosti AGC, který se skládá převážně z tepelně tvrzeného skla a profilového rámu ze slitiny hliníku. Panely je možné standardně osadit do hliníkových a betonových sloupků. V případě jiných typů sloupků je navrhováno optimální řešení individuálně. Spára mezi sloupkem a panelem je utěsněna profilem. Hlavní výhodou skleněných panelů Traffic Glass v protihlukových stěnách jsou optické vlastnosti. Sklo nekoroduje ani nestárne – jeho mechanické vlastnosti, průhlednost i průsvitnost zůstanou zachovány po celou dobu životnosti. Zároveň je odolné vůči agresivnímu prostředí, proti poškrábání, UV záření a teplotním rozdílům.

Díky neotřelým návrhům se tak může nudná alej protihlukových stěn proměnit v originální venkovní galerii, která odráží současný design. Tato protihluková stěna je však zajímavá nejen novým pojetím, má i ekologický přesah, jelikož výchozím materiálem pro výrobu jsou použité pneumatiky. Pro příklad: na 1 m² stěny se spotřebují až čtyři kusy pneumatik z osobního automobilu. Díky použité recyklační technologii dosahují protihlukové stěny dobrých hlukově odrazivých vlastností, nízké hmotnosti a vysoké odolnosti proti nárazu. Mezi výhody použití transparentních protihlukových panelů patří také vysoká akustická účinnost, dlouhá životnost, široká variabilita architektonického řešení a barevného provedení. Zajímavé jsou též minimální požadavky na údržbu.

Zdroj: ©AGC Glass Europe

Foto: ©mmcité+



Nový grafický návrh od studentů ZŠ ve spojení s protihlukovým panelem Traffic Glass od AGC

**ČESKOMORAVSKÝ
BETON**
HEIDELBERGCEMENT Group

Získejte titul na beton!

**B E T O N
U N I V E R S I T Y**

**Konstrukce a betony
pro jejich zhotovení I.**
 1. 11. 2018 – Brno
Beton – rizika vad a poruch
 7. 11. 2018 – Plzeň
 15. 11. 2018 – Tábor
betonuniversity.cz

Vypsane semináře v 9. ročníku Beton University jsou zařazeny do akreditovaných vzdělávacích programů v projektech celoživotního vzdělávání ČKAIT i ČKA.

Spolupořadatel seminářů

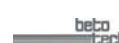


Odborní partneři

SVAZ VÝROBCŮ BETONU ČR



ČESKOMORAVSKÝ
BETON
HEIDELBERGCEMENT Group



Mediální partneři



Každodenná dávka informácií, ktoré vás nenechajú chladnými

ASB.sk

INOVÁCIA



Môže byť z elektrárne kino? Tu je dôkaz!

Po rozsiahlej obnove a renovácii sa z elektrárne stalo pôsobivé priestrané multikino s bohatými spoločenskými priestormi. [Viac na asb.sk](http://www.asb.sk)

ŠTÝL



Mierny svah môže byť pozitívom pre stavbu domu

Z čelného pohľadu vyzerá dom úplne nenápadne, rozvíja sa smerom dovnútra pozemku.

[Viac na asb.sk](http://www.asb.sk)

DIZAJN



Rekonštrukcia interiéru v starom dome

Umiestniť na 30 m² všetko potrebné a vytvoriť kvalitný jedinečný obytný priestor, to nebola jednoduchá úloha.

[Viac na asb.sk](http://www.asb.sk)

ASB.sk

Odborný portál pre profesionálov v oblasti stavebníctva :: ASB

Návod na použitie betonu

Českomoravský beton a jeho dceřiná společnost TBG Slovensko vydaly ve spolupráci se Svazem výrobců betonu ČR všeobecný (základní) návod na použití betonu nejen v české, ale také ve slovenské verzi. Tento návod odpovídá aktuálním normám, které se týkají betonu pro Českou i Slovenskou republiku. Seznamuje netradiční zábavnou formou s použitím betonu při různých situacích. Jednotlivé díly komiksu vás provedou oblastmi, jako jsou:

- příprava před betonáží,
- ukládání betonu,
- zhutňování betonu,
- ošetřování betonu,
- trhliny v betonu,
- betonáž za chladného počasí,
- betonáž za horkého počasí.



Komiks najdete jako vklad do tohoto čísla časopisu nebo na stránkách www.transportbeton.cz a www.tbgslovensko.sk.

Zdroj: Českomoravský beton

Semináře Beton University se blíží!

Na začátku listopadu startuje druhá polovina seminářů Beton University v letošním roce. První zastávkou bude 1. 11. Orea Hotel Voroněž v Brně, kam zavítáme se zbrusu novým seminářem Konstrukce a betony pro jejich zhotovení I. Seminář je prvním dílem seriálu, který je zaměřen na různé druhy betonu s ohledem na praktické potřeby investorů, projektantů a zhotovitelů. Představuje souvislosti mezi vlastnostmi betonu a vlivy prostředí působícími na beton, zkoušením betonu, legislativou apod. Podrobně popisuje také betony pro tenkostěnné a masivní

konstrukce. Dále se vydáme 7. 11. do Plzně a 15. 11. do Tábora s úspěšným seminářem Beton – rizika vad a poruch. Tento seminář je zaměřen na faktory, které ovlivňují kvalitu provedení betonových konstrukcí a jejich životnost, zejména pak na vlivy prostředí působící na beton, vlivy při výrobě, dopravě, ukládání a ošetřování betonu, včetně bednicích prací. Přijďte si vyslechnout naučné přednášky a načerpat nové informace v oblasti betonu. Přihlásit se můžete na www.betonuniversity.cz.

Zdroj: Českomoravský beton





Môže byť lešenie jednoduchšie?

Môže. S PERI UP Easy.



PERI UP Easy je šampión ľahkej váhy medzi oceľovými fasádovými lešeniami. Nízka hmotnosť, takmer žiadne spojovacie prvky spolu s premyslenými konštrukčnými detailmi napríklad pre rohy či konzoly umožňujú pracovať s lešením rýchlo a jednoducho. A navyše úplne bezpečne, pretože zábradlia pre nasledujúce podlažia sa montujú s rámom PERI UP Easy zo spodnej úrovne, vďaka čomu je lešenár stále v bezpečí. Vďaka styčným na rámoch je možné lešenie Easy kombinovať s PERI UP Flex.



**Debnenia
Lešenia
Inžiniering**

www.peri.sk



Cesta firmy Amberg Engineering v SR od 2 ľudí na začiatku k dnešným viac ako 70



Ing. Martin Bakoš, PhD.
konateľ spoločnosti Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.

Amberg 15 rokov na našom trhu! V akej forme zastihlo toto výročie spoločnosť, ako sa jej darí? Na ktorých stavbách sa podieľa?

Dúfam, že nebudem neskromný, ak poviem, že vo veľmi dobrej. Za 15 rokov sa nám postupne podarilo preniknúť do projektovania, dozorovania a inžinieringu takmer všetkých druhov stavieb. V rámci projektovania stavieb dopravnej infraštruktúry sme dvojkou na trhu, a čo sa týka dozorovania dopravných a vodohospodárskych stavieb sme lídrom na Slovensku. Dôkazom toho sú aj stavby, na ktorých sa momentálne podieľame. Či už je to projekt rozšírenia diaľnice D1 v úseku Bratislava – Senec na 8-pruh, realizačná dokumentácia diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec budovanej podľa zmluvných podmienok FIDIC, žltá kniha, alebo projekt jedného z najdlhších tunelov na Slovensku, tunela Soroška. Z projektov v oblasti pozemných stavieb uvediem napríklad dokumentáciu na realizáciu stavby obytného súboru Kolísky. Ak by som mal spomenúť zopár stavieb, ktoré momentálne dozorujeme my alebo naša dcérska spoločnosť AE DOZORING, s.r.o., nemohli by medzi nimi chýbať stavby ako D1 Prešov západ – Prešov juh, D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka alebo odkanalizovanie stredných Kysúc.

Cesta firmy v SR viedla od 2 ľudí na začiatku k dnešným viac ako 70....

Naša spoločnosť mala pri svojom vzniku v roku 2003 skutočne iba 2 zamestnancov, ktorí riadia firmu dodnes. Postupne s rastúcimi požiadavkami na projektové a dozorovacie kapacity sa spoločnosť rozrástla na dnešných viac ako 70 interných zamestnancov. V roku 2004 sme začali úspešne písať našu históriu v oblasti geotechnického a sta-

vebného dozoru. Bolo to na stavbe bratislavského tunela Sitina. O tom, že spoločnosť sa dynamicky rozvíjala, svedčí aj skutočnosť, že sme sa už v roku 2009 rozhodli plnohodnotne vstúpiť aj na trh projekcie, čo sa nám úspešne podarilo. Spoločnosť v súčasnosti tvoria dve divízie, a to Divízia projekcie a inžinieringu a Divízia stavebného dozoru.

Pobočky na Slovensku – kde všade sú, budú sa rozširovať?

Našou snahou je personálne pokryť celé Slovensko, prípadne Česko. Hlavné sídlo spoločnosti so strediskom projekcie v Bratislave už svojou kapacitou nepostačuje. Preto aby sme mohli čeliť výzvam, ktoré pred nami stoja, plánujeme jeho rozšírenie o nové pracovisko. Veľký dôraz kladieme aj na posilňovanie strediska projekcie v Košiciach, resp. pracovísk v Banskej Bystrici a v Žiline. Divízia stavebného dozoru má svoje pracoviská viazané na stavby, ktoré dozoruje. Či už je to Prešov, Čadca, Žilina, alebo nedávno ešte Levoča.

Zameranie firmy na projekciu alebo stavebný dozor (navyše v takej širokej škále stavieb) je vysokoodborné – akí ľudia sú na to potrební vo firme, dajú sa dnes zohnať a udržať mladí odborníci?

Sme spoločnosťou, ktorá spája skúsenosti s moderným prístupom. Základom je skúsený tím stavebných inžinierov s osvedčeniami na vykonávanie komplexných architektonických a inžinierskych služieb v kategórii inžinierske stavby a pozemné stavby, na riešenie statiky stavieb, špecialistov na cesty, mosty, tunely, geotechniku, geológov, odborne spôsobilých zamestnancov v oblasti činností vykonávaných banským spôsobom a odborne spôsobilý stavebný dozor pre všetky druhy inžinierskych a pozemných stavieb. Ako každá spoločnosť, aj my pociťujeme nedostatok kvalifikovaných a pre projektovanie, resp. dozorovanie stavieb zapálených ľudí. Som rád, že sa nám ich darí zohnať a väčšinou aj udržať.

Skupina má tradíciu už viac ako 50 rokov – postupne vznikali pobočky v rôznych krajinách, spolu má dnes viac než 400 zamestnancov. Dá sa oprieť aj o jej skúsenosti?

Hoci skupina Amberg sa počtom zamestnancov viac ako 400 radí z celosvetového hľadiska skôr medzi skupiny menšie, svojou vysokou odbornosťou, znalosťami, skúsenosťami a viac ako 50-ročnou tradíciou patrí v odbornom svete medzi popredné a uznávané európske skupiny firiem združujúce inžiniersko-projektové a konzultačné spoločnosti. Prvá spoločnosť, Amberg Ingenieurbüro Sargans (po premenovaní Amberg Engineering AG)

bola založená v roku 1966 pánom Rudolfom Ambergom, Dr.h.c. Postupne vznikali ďalšie pobočky vo Švajčiarsku, v Česku, Španielsku, Singapure, na Slovensku, v Nórsku a v Indii. A či sa dá oprieť o tieto bohaté skúsenosti? Pri odpovedi by som si pomohol dvomi príkladmi. V roku 2015 sme odovzdali investori projektovú dokumentáciu najdlhšieho bulharského diaľničného tunela Kresna s dĺžkou 15,5 km, čo by nebolo možné bez využitia skúseností zo Švajčiarska. Rovnako sme oslovili našich partnerov vo Švajčiarsku pri návrhu vetrania jednorúrovňového tunela Soroška.

Ako je to s využívaním BIM v projekcii? Momentálne je to veľmi aktuálna téma.

Zatiaľ je to u nás skôr téma do diskusie ako reálny nástroj naplno využívaný v projekčnej praxi. Projektovanie pozemných stavieb je v tomto prípade podstatne ďalej ako príprava stavieb z oblasti dopravnej infraštruktúry. Plné využitie BIM by malo nesporné výhody aj pre obstarávateľa, ktorý by si vďaka simulácii priestoru vedel lepšie predstaviť jednotlivé objekty a mohol by ľahšie urobiť zmeny ešte pred odovzdaním jednotlivých stupňov PD. Projektanti jednotlivých stavebných objektov by ľahšie detekovali a následne eliminovali kolízie, ktorým sme sa v minulosti ťažko vyhýbali. Nižšia chybovosť dokumentácie by viedla k urýchleniu projektovania. To môže viesť k úspore 5 – 10 % projekčného času. 3D výstupy a simulácia priebehu výstavby má nesporný význam aj pri spracovaní dokumentácie na ponuku a vedie k jednoznačnejšiemu vypísaniu verejnej súťaže aj ku kvalitnejšiemu oceneniu a následne obstaraniu.

Už sa na stránkach IS riešilo, že práca projektanta je nedocenená a pri odovzdávaní diela najmenej viditeľná...

Bohužiaľ, je to tak. A nielen projektanta, ale paradoxne aj stavebného dozoru. Pri poklepaní základného kameňa stavby, resp. pri strihaní pásky a jej odovzdávaní do užívania, je takmer pravidlom, že tieto dve neoddeliteľné súčasti stavby sa ani nespomenú. Dôležitejší sú poslanci na rôznych úrovniach, policajti, resp. ostatní štátni alebo komunálni úradníci. Ak by sme aj pripustili, že projektant je vždy ten najhorší, lebo je zodpovedný za všetky návrhové nedostatky diela, nerozumiem tomu, prečo aj stavebný dozor, ktorý je síce nezávislý, ale mal by aktívne hájiť najmä záujmy investora, je stále v takej podradnej pozícii.

Napriek tomu, Amberg sa podieľal na ocenení stavbe roka D3 Svrčinovec – Skalité. Čo vám tento projekt priniesol? Sú aj iné



projekty, ktoré boli pre firmu v posledných rokoch významné?

Okrem tejto stavby sme sa ako stavebný dozor podieľali aj na inej ocenej stavbe roka, a to na obytnom súbore Park Anička v Košiciach. Každá z ocenených stavieb je niečím významná a posúva firmu dopredu. Na vami spomínanej stavbe to bolo dozorovanie najvyššieho mosta na Slovensku a v strednej Európe s výškou cca. 84 m vybaveného vetrolamami, ktoré sa na Slovensku doteraz nepoužili. Ale ja nedelím projekty na významné a menej významné, resp. na malé a veľké. Vždy, keď nás niekto osloví, či už je to malý investor, alebo jeden z tých významnejších, snažíme sa k nemu prístupovať s úctou a ku každému projektu s pokorou a so snahou dielo vykonať čo možno najlepšie.

Akú časť portfólia zaberajú inžinierske stavby? Je to optimálne?

Viac ako 90 % z našich tržieb pokrývajú inžinierske, resp. vodohospodárske stavby. Sú to

najmä diaľnice, mosty, tunely, železnice, ale aj ČOV, kanalizácie alebo vodovody. Určite to percento optimálne nie je. Našou snahou je momentálne posilniť najmä oddelenie pozemných stavieb, a to nielen personálne, aby sme si mohli trúfnuť pracovať súčasne aj na viacerých veľkých projektoch, ale aj marketingovo. Aj v rámci pozemných stavieb máme za sebou niekoľko významných projektov, na ktorých sa dá stavať.

Pohľad na súčasný stavebný trh a najmä na sektor IS. Aký je výhľad do budúcnosti z hľadiska trhu, záujmu o konkrétne projekty?

Stále sa neviem zmieriť s tým, že na Slovensku sa dopravná infraštruktúra pripravuje a buduje v cykloch, väčšinou volebných. Určite pozitívne vnímam, že sa príprava diaľnic a rýchlostných ciest v tomto roku opäť rozbehla, ale uvítal by som rovnomernejšie vypisovanie verejných súťaží. Tomu by pomohol napríklad schválený dopravný generel, stanovujúci priority v budovaní doprav-

nej infraštruktúry. Rovnako mám výhrady k tomu, že naša komora stavebných inžinierov, ktorá vydáva jednotlivé osvedčenia, bez problémov umožňuje, aby na Slovensku projektovali, stavali, resp. dozorovali Česi, Maďari, Taliani, Poliaci, Španieli alebo Nemci bez znalostí slovenských predpisov a noriem. V žiadnom prípade mi nejde o obmedzovanie konkurencie na slovenskom trhu. Ak by sme pri vypisovaní verejných súťaží ale použili podobné kritériá ako napríklad v okolitých štátoch V4, možno by sme sa vyhli takým problémom, ako je spadnutý most pri Kurimanoch, ťažko sa rodíaci tunel Višňové alebo obchvat Bratislavy. Rovnako vítam snahu o multikriteriálne vypisovanie verejných súťaží. Pri ich správnom nastavení by sa mohli eliminovať špekulatívni uchádzači. Čo dodať na záver? Verím tomu, že blízka budúcnosť spojená najmä s dobudovaním dopravnej infraštruktúry, či už na Slovensku, alebo v Čechách, prinesie našej spoločnosti ďalšie zaujímavé projekty.

PROJEKTUJEME

pozemné, vodohospodárske, inžinierske, dopravné stavby, geotechnické konštrukcie, vrátane statických výpočtov, rizikové analýzy, vizualizácie a animácie

REALIZUJEME

inžiniersku, poradenskú a expertíznu činnosť, geotechnický monitoring, zameriavanie budov a tunelov, školenia a kurzy

DOZORUJEME

diaľnice, železnice, mosty, vodovody, kanalizácie, ČOV, tunely, priemyselné parky a iné inžinierske a pozemné stavby, vrátane ich technologického vybavenia

AMBERG ENGINEERING SLOVAKIA, s.r.o.
 Somolického 1/B, 811 06 Bratislava
 tel.: +421 2 5930 8261
 e-mail: info@amberg.sk
 www.amberg.sk

Adrián Chalupec – Vladimír Grigar – Martin Ondroš



D1 Dubná Skala – Turany, mosty nad riekou Váh, železnicou a Krpelianskym kanálom budované technológiou letmej betonáže

The D1 motorway, section Dubná Skala – Turany, bridges over the Váh river, railway tracks and the Krpeliansky kanál watercourse, constructed by the balanced cantilever construction method

Úsek diaľnice D1 Dubná Skala – Turany je súčasťou základného diaľničného ťahu v Slovenskej republike v smere západ – východ v severnom variante vedenia trasy. Diaľničná trasa premostuje v km 4,823 rieku Váh mostným objektom 205-00 a v km 15,004 Krpelianský kanál mostným objektom 225-00. Prekonávanie koryta vodného toku a trate ŽSR bolo navrhnuté a realizované mostnými objektmi budovanými technológiou letmej betonáže aj v kombinácii s prefabrikovanou konštrukciou.



Výstavba obj. 205-00, pohľad na piliere 3, 4 a na krajné pole
Construction of Structure 205-00, view of piers 3 and 4 and the end span

Objekt 205-00 Most na diaľnici v km 4,823 D1 nad Váhom

Mostný objekt 205-00 sa nachádza v extraviláne, v inundačnom území rieky Váh. Objekt premostuje rieku Váh, poľnú cestu a preložku miestnej komunikácie.

Mostný objekt predstavujú dva súbežné samostatné mosty, ktoré boli založené hĺbkovo na veľkopriemerových pilótach. Most je 5-pol'ový z monolitického dodatočne predpätého betónu.

Návrh mostného objektu vychádzal z minimalizácie zásahu do koryta rieky Váh s umiestnením pilierov č. 3 a 4 mimo prúdnice rieky, pričom piliere č. 5 a 6 sa umiestnili za brehovú čiaru koryta.

Nosná konštrukcia oboch mostov bola navrhnutá ako monolitická spojitá konštrukcia z dodatočne predpätého betónu. Každý most pozostáva z piatich polí s rozpätiami 75,0 + 120,0 + 75,0 + 53,0 + 37,0 m.

The D1 motorway section Dubná Skala – Turany is part of the main motorway route in the Slovak Republic in direction west–east, within the northern variant of route alignment. In km 4.823 the motorway route spans the Váh river by means of a bridge – structure 205-00, and in km 15.004 the Krpelianský kanál watercourse by means of a bridge – structure 225-00. The bridging of watercourse bed and the railway tracks was designed and executed by means of bridges constructed by the balanced cantilever construction method as well as in combination with structure erected of precast members.



Most 205-00 pred uvedením do prevádzky
Bridge 205-00 before putting in service

Structure 205-00 Motorway bridge over the Váh river at km 4.823 of D1

The bridge, Structure 205-00, is situated in a rural area, within the Váh river's floodplain area. The structure bridges the Váh river, the field road and a local road's realignment.

The flyover was designed as two parallel separate bridges resting on deep foundations, on large-diameter piles. The bridge is a 5-span structure of cast-in-situ, post-tensioned concrete.

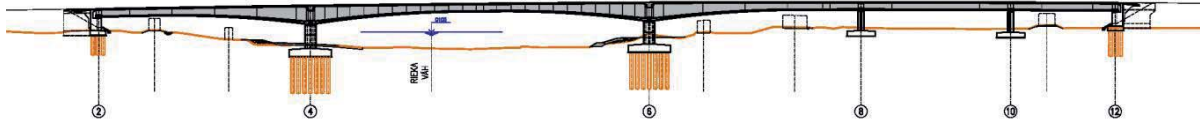
The design of bridge structure was based on minimizing the intervention in Váh river's bed with situating the piers 3 and 4 outside the river's streamline, when the piers 5 and 6 were situated beyond the bed's shoreline. The superstructure of both bridges was designed as cast-in-situ continuous structure of post-tensioned concrete. Each bridge is formed by five spans with the spans' length 75.0 + 120.0 +

Ing. Adrián Chalupec, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, Ul. Ester Šimerovej Martinčekovej č. 4505/2, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 915 834048, e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk
Ing. Vladimír Grigar, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, Ul. Ester Šimerovej Martinčekovej č. 4505/2, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 915 834048, e-mail: grigar@dopravoprojekt.sk
Ing. Martin Ondroš, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, Ul. Ester Šimerovej Martinčekovej č. 4505/2, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 915 843130, e-mail: ondos@dopravoprojekt.sk

Left bridge



Right bridge



Obj. 205-00, pozdĺžny rez mostom

Celková dĺžka nosnej konštrukcie (v osi mosta) je 362,0 m. Nosnú konštrukciu tvorí jednokomorový priečny rez s nábehmi v pozdĺžnom smere. Nábeh spodnej hrany nosnej konštrukcie tvorí parabola 2. stupňa. Výška konštrukcie má premennú hodnotu od 2,85 do 6,50 m. Šírka nosnej konštrukcie má konštantnú hodnotu 13,65 m. Šírka komory je 7,0 m. Trámy sú zvislé s premennou hrúbkou.

Horná mostovková doska má premennú hrúbku od 300 do 500 mm. Obojstranné konzoly majú dĺžku 3,32 m. Tvar hornej mostovkovej dosky bol daný tvarom nastaviteľného debnenia betónárskeho vozíka. Spodná doska má premennú hrúbku od 240 do 400 mm, ktorá narastá s výškou nošej konštrukcie smerom k vnútorným priečnikom na maximálnu hrúbku 920 až 1 080 mm.

Krajné priečniky majú hrúbku 2,0 m s otvorom. Krajné priečniky majú konzoly (tvorom a rozmermi) upravené na osadenie mostného záveru. Vnútorne priečniky majú hrúbku 3,0 m s priechodným otvorom. V spodnej časti priečnikov je navrhnuté vybratie na seizmické záružky.

Výstavba nosnej konštrukcie bola navrhnutá kombináciou technológie letmej betonáže a postupnej výstavby na podpornom lešení. V montážnych štádiách tvorili konštrukciu mosta dve samostatné vahadlá s dĺžkami $2 \times 120,0$ m s premennou výškou, budované technológiou letmej betonáže (konzoly na pilieroch č. 3, 4 a 5, 6 smerom do toku rieky Váh), a priamopásová konštrukcia s dĺžkou 102,0 m, ktorá sa budovala na podpernej skruži. Posledné polia 4 a 5 sa vybudovali od opôr 11 a 12 smerom k vahadlám systémom pole + konzola.

Každé vahadlo tvoril nesymetrický zárodek s dĺžkou $10,20 + 13,90 = 24,10$ m. Konzola vahadla pozostávala z jedenástich lamiel s dĺžkami $4,4 + 4,5 + 8 \times 5,0 + 4,75$ m, t. j. celková dĺžka konzoly bez zárodka bola 53,65 m. Protiváhu v krajných poliach tvorili 3×3 lamely budované na skruži vcelku.

Spodnú stavbu mostného objektu tvoria krajné opory a medziľahlé podpery. Medziľahlé piliere č. 3, 4 a 5, 6 pozostávajú zo základového bloku s obdĺžnikovým pôdorysom s výškou 3,0 m, z kruhovej stojky s priemerom 4,0 m a z oválnej hlavice s výškou 3,50 m. Pilieri boli založené hĺbkovo na veľkopietrových pilótach. Nad piliermi sa zriadili seizmické zárážky. Zárážky tvorí železobetónový blok s obdĺžnikovým tvarom, ktorý zasahuje do nadpodperového priečnika nosnej konštrukcie. Pilieri 7 ÷ 10 tvorí základový blok s výškou 2,0 m a dvojica kruhových stojok s priemerom 2,20 m. Pilieri boli založené plošne a navrhnuté ako monolitické zo železového betónu.

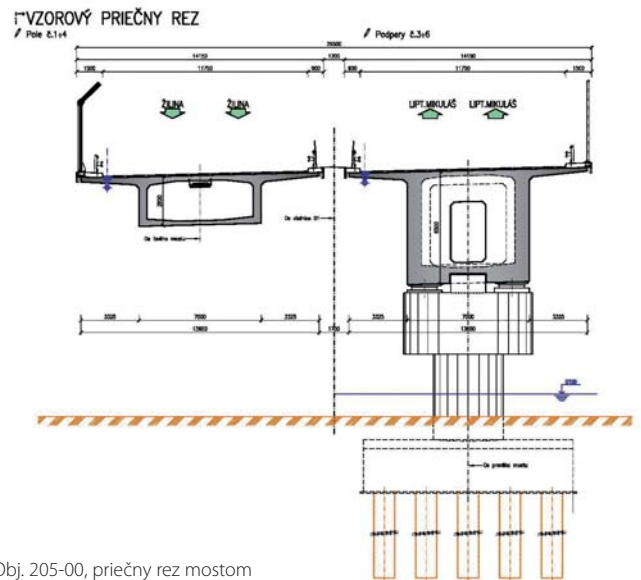
Krajné opory tvorí úložný prah, driel a základový blok. Úložný prah bol navrhnutý s krycími stenkami, so záverným múrikom. Na vonkajšej strane boli navrhnuté samostatné oddielované železobetónové krídla s drielom a základovým blokom. Opory ľavého a pravého

75.0 + 53.0 + 37.0 m. The overall superstructure length (within the bridge's centre line) is 362.0 m. The superstructure is formed by a single-cell box section with the haunches in longitudinal direction. The haunch of superstructure's bottom edge is formed by 2nd degree parabolic curve. The superstructure depth is varying, from 2.85 to 6.50 m. The superstructure width is constant, 13.65 m. The box girder width is 7.0 m. The webs were designed to be vertical with varying thickness.

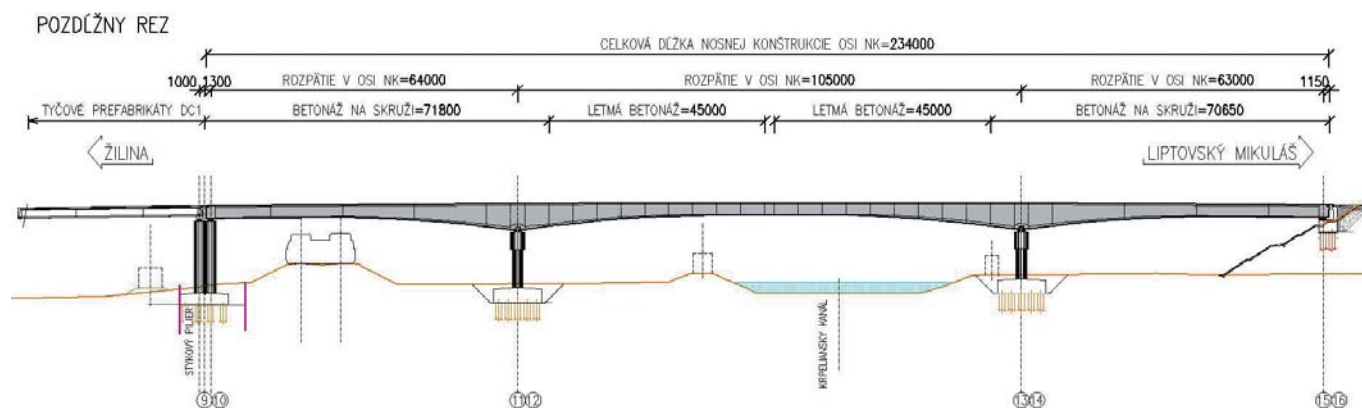
The top deck slab's thickness was varying, 300 mm to 500 mm. The length of both-sided cantilevers is 3.32 m. The top deck slab's shape was given by the shape of adjustable formwork of form traveller. The bottom slab's thickness was varying, 240 mm to 400 mm. This thickness was increasing with superstructure's depth in direction toward the inside diaphragms to the maximum thickness of 920 mm to 1 080 mm.

The end diaphragms' thickness is 2.0 m, and they are provided with an opening. The shape and size of end diaphragms' cantilevers is adjusted for the installation of bridge movement device. The inside diaphragms are 3.0 m thick, provided with openings to enable the passage. There are hollows designed in diaphragms' bottom part for seismic stoppers.

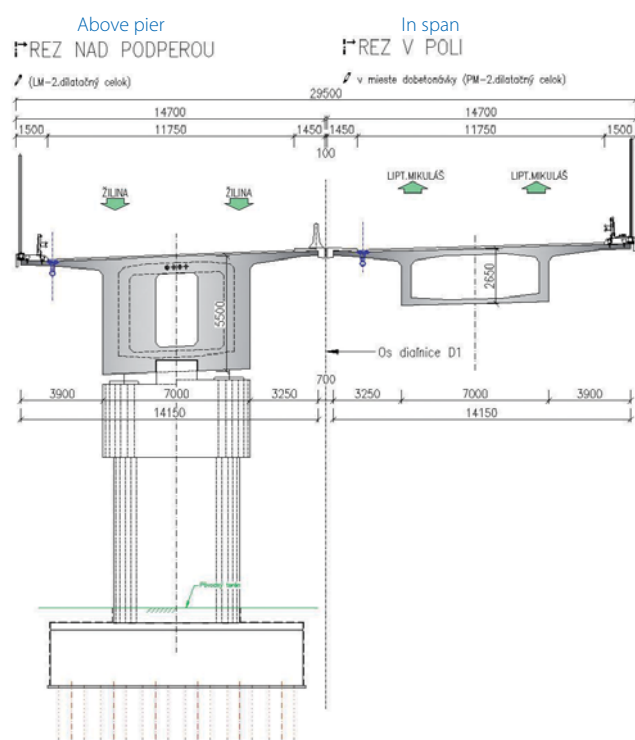
The construction of bridge superstructure was proposed to be performed by combining the balanced cantilever construction method and the progressive (span-by-span) construction on supporting scaffolding. In erection stages the bridge structure was formed by two individual balanced cantilevers with the length 2×120.0 m, of varying depth, constructed by the free cantilever con-



Obj. 205-00, priečny rez mostom
Structure 205-00, bridge cross section



SO 225-00 DC2, pozdĺžny rez mostom
Structure 225-00 MU2, bridge longitudinal section



SO 225-00 DC2, priečny rez mostom
Structure 225-00 MU2, bridge cross section

mosta sa spojili oddilatovaným mostným múrom, pozostávajúcim z drieku a základového bloku. Krajné opory boli založené hĺbkovo na veľkopriemerových pilótach.

Opory 1a 2 sa dobudovali na už zrealizované základy so zabudovanou výstužou pre drieku opôr a krídiel.

Objekt 225-00 Most na diaľnici v km 15,00426 D1 nad železničnou traťou a Krpelianskym kanálom

Mostný objekt 225-00 sa nachádza v extraviláne, v katastrálnom území Turany. V mieste tohto mostného objektu sa nachádza trať ŽSR a Krpelianský kanál. Most bol navrhnutý ako 7-polový objekt tvorený dvomi dilatáčnymi celkami s rôznou technológiou výstavby.

Prvý dilatčný celok DC1 bol navrhnutý ako 4-polový spojitý nosník z I-prefabrikátov z predpätého betónu spriahnutých na stavbe železobetónovou doskou spolu s dobetónovanými monolitickými priečnikmi, rozpätia polí sú 27,60 + 3 × 38,80 m. Nosníky sú spriahnuté železobetónovou doskou. V priečnom smere sa použilo osem nosníkov. Výška nosníkov je 1,90 m, spriahajúca doska má hrúbku minimálne 0,22 m.

struction method (the cantilevers on piers 3, 4 and 5, 6 in direction to Váh river's stream) and of 102.0 m long constant section depth superstructure that was constructed on supporting scaffolding. The last spans 4 and 5 were constructed from abutments 11, 12 in direction toward balanced cantilevers by the span + cantilever method.

Each balanced cantilever was formed by unsymmetrical starting segment (hammerhead) with the length of 10.20 + 13.90 = 24.10 m. The beam's cantilever consisted of 11 segments with the length of 4.4 + 4.5 + 8 × 5.0 and 4.75 m, meaning that the overall cantilever's length not counting the hammerhead, was 53.65 m. The counterweight at the end spans represented 3 × 3 segments constructed on supporting scaffolding as a single unit.

The bridge substructure is formed by abutments and piers. Piers 3 and 4 and 5 and 6 are formed by 3.0 m deep rectangular footing, circular column with the diameter of 4.0 m and an oval 3.50 m high pier cap. The piers' foundations were constructed as deep foundations on large-diameter piles. There were seismic stoppers provided above piers. The stoppers are formed by rectangular reinforced-concrete block that reaches into superstructure's over-pier diaphragm. The piers 7 to 10 are formed by 2.0 m deep footing and a pair of circular columns with the diameter of 2.20 m. The piers' foundations are constructed in form of spread (shallow) foundations. The piers were designed as cast-in-situ structures of reinforced concrete.

The abutments are formed by capping beam (bearing block with bridge seat), the stem and the footing. The capping beam was designed to be provided with coping walls and backwall. There were separate reinforced-concrete wing-walls with the stem and the footing, separated by means of expansion joints, designed on the outside. The abutments of the left and the right bridge were joined by means of a bridge wall separated by means of expansion joint consisting of the stem and the footing. The abutments are resting on deep foundations on large-diameter piles.

The construction of abutment 1+2 was performed on already completed foundations with an inbuilt reinforcement for abutments' stems and wing-walls.

Structure 225-00 Motorway bridge over the railway tracks and the Krpelianský kanál watercourse at km 15.004 26 of D1

The bridge, Structure 225-00, is situated in a rural area, within the land register area of the municipality of Turany. There are the railway tracks and the Krpelianský kanál watercourse situated at this bridge's site. The bridge was designed as a 7-span structure, formed by two movement units (MU1 and MU2), constructed with using different construction methods.

The unit MU1 was designed to be constructed as 4-span continuous girder erected of precast I-section girders of prestressed concrete interconnected at the site by means of reinforced-concrete slab together with additionally concreted cast-in-situ diaphragms with the spans' length of 27.60 + 3 × 38.80 m. The girders are interconnected by means of reinforced-concrete slab. There are 8 pcs of girders used in transverse direction. The girders' height is 1.90 m and the interconnecting slab is at least 0.22 m thick.



SO 225-00 DC2, výstavba nosnej konštrukcie
Structure 225-00 MU2, superstructure construction

Druhý dilatačný celok DC2 pôsobí ako 3-poľový spojitý nosník z monolitického dodatočne predpätého betónu s komorovým priezrom s premennou výškou, budovaný technológiou letmej betónáže a čiastočne aj pomocou podpernej skruže. Rozpätia DC2 sú 64,0 + 105,0 + 63,0 m.

Nosnú konštrukciu druhého dilatačného celku tvorí jednokomorový priečny rez s nábehmi v pozdĺžnom smere. Výška konštrukcie má premennú hodnotu od 2,65 do 5,50 m. Nábeh spodnej hrany nosnej konštrukcie tvorí parabola 2. stupňa.

Trámy sú zvislé a majú premennú hrúbku. Vnútorne konzoly v strednom deliacom páse majú 3,25 m a vonkajšie konzoly 3,90 m. Vnútorne priečniky majú hrúbku 2 m s priečnym otvorom. Celková šírka nosnej konštrukcie má konštantnú hodnotu 14,15 m.

Spodná stavba mosta dilatačného celku DC2 pozostáva z troch medziľahlých pilierov a krajnej opory. Pilieri č. 9, 10 sú stykové piliere dilatačných celkov DC1 a DC2. Ide o atypické piliere tvorené štvoricou stĺpov s premennou výškou s kruhovým priezrom a základovou pätkou, ktoré sú hĺbkovo založené.

Medziľahlé piliere sú stenové s rozšírenou hlavou. Driek aj hlava piliera majú obdĺžnikový tvar, v kratšej časti s polkruhovým zaoblením. Sú votknuté do základovej pätky a hĺbkovo založené. Krajné opory sú riešené ako železobetónové úložné prahy so záverným múrikom, hĺbkovo založené. Na vonkajšej strane opôr sú zavesené krídla podopreté pilótou.

Pilieri aj opory sú založené na veľkopriemerových pilótach, dĺžka pilót je od 10,5 do 15,0 m. Na vnútorných podperách mosta sa nachádzajú seizmické zarážky.

V montážnych štádiách tvorili konštrukciu mosta dve samostatné vahadlá (jednostranné konzoly na pilieroch č. 11, 12 a 13, 14), ktoré sa postupne spojili nad Krpelianskym kanálom. Krajné polia sa vybudovali na podpernej skruži. Každé vahadlo tvorilo nesymetrický zárodok s dĺžkou 13,0 + 15,0 = 28,0 m. Konzola vahadla pozostávala z deviatich lamiel s dĺžkami 5,0 m, t. j. celková dĺžka konzoly bez zárodku bola 45 m. Protiváhu v krajných poliach tvorili 3 × 3 lamely budované na skruži vcelku.

Záver

V júli 2015 bol úsek diaľnice odovzdaný do užívania verejnosti. Projektovú prípravu realizovala spoločnosť DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, objednávateľom stavby bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava. Odovzdaním tohto úseku diaľnice sa podstatne odľahčila preťažená existujúca cesta I/18, ktorá prechádzala intravilánmi Vrútok, Martina, Sučian a Turian. Zároveň sa zvýšila bezpečnosť, plynulosť dopravy a skrátil sa čas cestovania na trase medzi Ružomberkom a Žilinou.



SO 225-00, pohľad na dokončený most
Structure 225-00, view of the completed bridge

The second movement unit MU2 acts as a continuous 3-span box-section girder of cast-in-situ post-tensioned concrete with a varying depth, constructed by the balanced cantilever construction method and partly also using the stationary scaffolding. The MU2 unit's spans are 64.0 + 105.0 + 63.0 m long.

The second movement unit's superstructure is formed by a single-cell box section with the haunches in longitudinal direction. The superstructure depth is varying from 2.65 to 5.50 m. The haunch of superstructure's bottom edge is formed by 2nd degree parabolic curve.

The webs are vertical and their thickness is varying. The size of inside cantilevers within the central reserve (median) is 3.25 m and that of the outside cantilevers is 3.90 m. The inside diaphragms are 2 m thick and are provided with passable opening. The overall width of bridge superstructure is constant, 14.15 m.

The substructure of movement unit MU2 is formed by three piers and an abutment. Pier 9, 10 is a joint pier of movement units MU1 and MU2. It concerns an atypical pier formed by a group of four circular columns of varying height and a footing resting on deep foundations.

The intermediate piers' stems are wall-shaped and the pier cap is widened. The pier's stem and cap are rectangular, in the shorter part with semicircular chamfering. They are embedded in the footing and resting on deep foundations. The abutments are formed by reinforced concrete capping beams with backwall, resting on deep foundations. There are cantilever wing-walls situated on abutments' outer side which are resting on pile.

Both, the piers and abutments, are resting on large-diameter piles. The piles' length is from 10.5 m to 15.0 m. There are seismic stoppers situated on bridge's inside bents.

In the erection stages the bridge structure was formed by 2 separate balanced cantilevers (one-sided cantilevers on piers 11, 12 and 13, 14), which were progressively segment-by-segment jointed to form a single structure over the Krpeliansky kanál watercourse. The end spans were constructed on supporting scaffolding. Each balanced cantilever was formed by unsymmetrical starting segment (hammerhead) with the length of 13.0 + 15.0 = 28.0 m. The beam's cantilever consisted of 9 segments, 5.0 m long, meaning that the overall cantilever's length not counting the hammerhead, was 45 m. The counterweight at the end spans represented 3 × 3 segments constructed on supporting scaffolding as a single unit.

Conclusion

In July 2015 the motorway section was handed over to be used by the driving public. The Design was prepared by the company DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, the Client was the company Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava (National Motorway Company). By handing over this motorway section the heavily trafficked existing I/18 road, running through the urban areas of the municipalities of Vrútky, Martin, Sučany and Turany, has become substantially decongested. The road traffic safety and the traffic flow fluency within the Ružomberok – Žilina route have increased and the travel time shortened.

Eva Macková – Václav Kvasnička



Most budovaný technológiou letmej montáže na stavbe D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka

The bridge constructed by the balanced cantilever segmental construction method within the D1 motorway Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka works

Mostný objekt sa nachádza na konci budovaného úseku diaľnice D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka v intraviláne obce Lietavská Lúčka. Objekt premostuje diaľnicu D1 ponad trať ŽSR Žilina – Rajec, cestu I/64 Rajecké Teplice – Žilina, miestne komunikácie, ako aj potok Rajčianka. Objekt má celkovú dĺžku 1 041 m a pozostáva z dvoch súbežných mostov.

The bridge is situated at the end of D1 motorway section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka which is under construction, in urban area of the municipality of Lietavská Lúčka. The bridge carries the D1 motorway over the railway line Žilina – Rajec, the I/64 road Rajecké Teplice – Žilina, local urban roads, as well as the Rajčianka brook. The overall structure's length is 1 041 m and it is formed by two parallel bridges.



Objekt 209-00, pohľad na časť mostného objektu
Structure 209-00, view of bridge part

The superstructure of each of the bridges forms one expansion unit. The structure is formed by eighteen spans with the length $46.1 + 15 \times 60.5 + 49.8 + 32.8$ m. The superstructure is designed as segmental (transversally divided) prestressed concrete structure, constructed by the balanced cantilever construction method with symmetric balanced cantilevers. Each bridge has seventeen balanced cantilevers, whilst the end sections at the abutments are constructed on supporting scaffolding.

Bridge substructure

The bridge substructure is formed by abutments and 64 piers (32 within the left and 32 within the right bridge). Abutments of both the left and the right bridge are constructed as bearing blocks with bridge seat (capping beams) resting on deep foundations on large-diameter piles. The piers of both the left and the right bridge are formed by pairs of vertical stems with the dimensions 1.8×2.0 m. The piers stems' height is varying from 5 to 15 m. Depending on underground conditions, the piers' foundations are constructed as deep foundations, alternatively shallow (spread) foundations in open foundation pits. The shape of last four piers, in order to bridge the obstacles efficiently, is that of the letter Y, the width of their stems is 3.8 m.

The retaining wall, which connects to bridge abutments, is part of the bridge substructure as well. The wall is designed to be built of gabions, 1.0 m high, with horizontal geosynthetic reinforcement.

Bridge superstructure

The bridge superstructure is designed as transversally divided prestressed concrete structure formed by segments, constructed by the balanced cantilever construction method with symmetric balanced cantilevers. The bridge has eighteen spans with the length $46.1 + 15 \times 60 + 49.8 + 32.8$ m. Crosswise the structure is formed by single-cell box section with the depth of 3.0 m.

The width of the right bridge is constant 13.75 m. The left bridge width changes at the 13th span from 13.75 to 15.26 m. In the last span both the left and right bridge increase their width by additional 0.78 and 1.45 m respectively due to the junction of exit and access ramp from the Lietavská Lúčka interchange. The bottom slab's width is constant, 6.5 m. The thickness of webs is constant, 500 mm, the

Nosná konštrukcia každého z mostov tvorí jeden dilatačný celok. Objekt má osemnásť polí s dĺžkou $46,1 + 15 \times 60,5 + 49,8 + 32,8$ m. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako priečne delená predpätá betónová konštrukcia zo segmentov, budovaná technológiou letmej montáže, so symetrickými vahadlami. Každý most má sedemnásť vahadiel, pričom koncové úseky pred krajnými oporami sú budované na podpernej skruži.

Spodná stavba mosta

Spodnú stavbu mostného objektu tvoria krajné opory a 64 medziľahlých pilierov (32 v rámci ľavého a 32 v rámci pravého mosta). Opory ľavého aj pravého mosta sú budované ako úložné prahy založené hlbkovo na veľkopriemerových pilótach. Pilieri ľavého aj pravého mosta pozostávajú z dvojice zvislých driekov s rozmermi $1,8 \times 2,0$ m. Výška driekov pilierov sa mení od 5 do 15 m. Pilieri sú podľa skladby podložia založené hlbkovo, resp. plošne, v otvorených základových jamách. Posledné štyri pilieri majú z dôvodu potreby efektívneho prekonania prekážok tvar písmena Y, šírka ich driekov je 3,8 m.



Pohľad na montáž segmentov mosta 209-00
Structure 209-00, view of bridge segments' erection

k výstužnému rebbru so základným tvarom je navrhnutá dodatočne betónovaná výstužná stena s hrúbkou 390 mm. Napojenie výstuže dodatočne betónovanej výstuhy s výstužou segmentu je cez petlicové spoje s využitím debnenia B-systémom.

Segmenty 5z/5p

Sú tvarovo takmer zhodné s bežnými segmentmi. V ich hornej časti, v rohu medzi stenou a hornou doskou, je však dodatočné kotevné miesto pre horné káble spojitosti.

Pilierové segmenty

Tieto segmenty majú dĺžku 1 650 mm. V hornej časti priečnikov sú pilierové segmenty priečne predopnuté tromi káblami zloženými z piatich lán Y1860S7 Ø 15,7 mm, kotvenými na kraji konzol. V priestore nad ložiskami sa do dolného povrchu pilierových segmentov vkladajú polystyrénové dosky. Po vybratí z formy sa polystyrén odstráni. Medzi hornou doskou ložiska a spodkom pilierového segmentu tak vzniká šmykový ozub, ktorý zaisťuje prenos vodorovného zaťaženia do ložísk.

Nadoporové segmenty

Sú upravenou formou pilierových segmentov. V oblasti konzol je zosilnenie na osadenie dilatácie, pričom s ohľadom na použitú formu sa časti tohto zosilnenia betónujú dodatočne na stavbe.

Osadzovanie pilierového a oporového segmentu a montáž vahadiel

Pilierové segmenty sú osadené stredom spodnej dosky nad stred definitívneho ložiska, oporové segmenty sú osadené v nesymetrickej polohe. Pilierové segmenty sa pri montáži ukladali spolu na osem provizórnych lisov. Pilierové segmenty sa kotvili k spodnej stavbe ôsmimi tyčami Dywidag. Tieto tyče bolo možné uvoľniť iba bezprostredne pred rektifikáciou vahadla pri symetrickom stave vahadla.

Oporové segmenty sa kotvili k opore ôsmimi tyčami Dywidag.

Provizórne spínanie segmentov pri montáži sa zaisťovalo tyčami Dywidag. Tyče boli kotvené predovšetkým v rebrách vo vnútri komory mosta. Po skončení montáže a napnutí všetkých káblov sa všetky ponechané tyče odstránili.

Montáž vahadiel sa realizovala postranným systémom. Po dokončení montáže každého vahadla sa všetky v ňom uložené vahadlové káble zainjektovali.

Po namontovaní segmentov 1z a 1p sa takto vzniknutá trojica segmentov podoprela štyrmi provizórnymi lismi. Vyššie opísané kotvenie pilierového segmentu k spodnej stavbe (osem tyčí Ø 32) sa zachovalo. Pri tomto podopretí sa zrealizovala vlastná montáž vahadla. Lisy Eberspächer boli umiestnené na provizórnych oceľových konštrukciách, napr. PIŽMO, ktoré boli založené na základoch pilierov. Lisy boli v osovej vzdialenosti 2,0 m v pozdĺžnom smere mosta od osi piliera.

of segments above piers in the space above bridge bearings. When taken out from precasting formwork (mould) the polystyrene is removed. In this way a shear key that provides for the transmission of horizontal load into bearings was created between the bearing's top slab and the bottom of segment above the pier.

Segments above abutments

These segments are a modified form of segments above piers. There is a strengthened section at cantilevers for installation of expansion joints, when considering the used mould, parts of this strengthening are additionally cast in situ.

Mounting of segments above piers and abutments and erection of balanced cantilevers

The segments above piers are mounted symmetrically above the pier while the segments above abutments are mounted in non-symmetrical position. When erected, the segments above piers were placed on eight temporary jacks. The segments above piers were anchored to the bridge substructure with eight Dywidag PT bars. The loosening of these rods was possible only immediately before the balanced cantilever's rectification at its symmetric state.

The segments above abutments were anchored to the abutment with eight Dywidag bars.

Temporary prestressing of segments at the erection was provided with Dywidag bars anchored at the ribs inside the bridge deck cell. When the erection was completed and all tendons were tensioned, all remaining rods were removed.

The erection of balanced cantilevers was performed by using form traveller system. At completion of each balanced cantilever assembly, all cantilever tendons placed in it were grouted.

After erecting the segments 1z and 1p, the group of three segments created in this way was supported with four temporary jacks. The above described anchoring of segment above the pier to bridge substructure (eight tie rods Ø 32) was maintained. While supported in this way, the very erection of balanced cantilever has been performed. The Eberspächer jacks were placed on temporary steel constructions, e.g. PIŽMO, founded on piers' foundations. The jacks were at 2.0 m spacing in bridge's longitudinal direction from pier's centre line.

Erection of segments on supporting scaffolding

To support the segments on scaffolding, the jacks with loading capacity 2 000 kN were used, which were alternately shifted under segments being erected. When erecting the segments on supporting scaffolding the segments were supported progressively on jacks always within segment's centre line.

The segments' joints sealing is performed with epoxy filler.

The longitudinal cantilever tendons of balanced cantilever were stressed gradually during the erection process, specifically only after hardening of filler in the joint of segment being installed. Continuity tendons were stressed after concreting of closing joint.

The balanced cantilevers' prestressing tendons were grouted immediately upon completion of balanced cantilever assembly. During the time when the formwork was being constructed, reinforcement placed, and closing joint was in the curing stage, there was also enough time for an increase in grout's strength. The continuity tendons were grouted immediately after stressing of all tendons within the particular span.

Balanced cantilevers' rectification

The vertical and horizontal rectification was performed in case of balanced cantilevers and the end segments at abutments upon their complete erection. The adjustment into the required horizontal and vertical alignment was made by the combination of shift and displacement of balanced cantilever in the vertical plane and shift and displacement of balanced cantilever in the horizontal plane. The balanced cantilevers' rectification was performed on statically more or less symmetric balanced cantilever with the counterweight at the front end by means of the segment above the pier. When carrying out the rectifi-

Montáž segmentov na skruži

Na podoprenie segmentov na skruži boli použité lisy s únosnosťou 2 000 kN, ktoré sa striedavo presúvali pod montovanými segmentmi. Pri montáži segmentov na skruži sa segmenty podopierali postupne na lisoch vždy v osi segmentu.

Lepenie škár segmentov je realizované epoxidovým tmelom.

Pozdĺžne konzolové káble vahadla sa napínali postupne pri montáži, a to až po zatvrdnutí tmelu v škáre pripínaného segmentu. Káble spojitosti sa napínali po betonáži uzatváracie škáry.

Predpínacie káble vahadiel sa injektovali bezprostredne po dokončení montáže vahadla. V čase, keď prebiehalo debnenie, vystužovanie a tvrdnutie uzatváracie škáry, bol zároveň dostatok času na nárast pevnosti injektážnej malty. Káble spojitosti sa zainjektovali ihneď po napnutí všetkých káblov v príslušnom poli.

Rektifikácia vahadiel

Výšková a smerová rektifikácia sa robila pri vahadlách a krajných segmentoch pri oporách po ich kompletnom zmontovaní. Nastavenie do požadovanej smerovej a výškovej polohy sa urobilo kombináciou posunu a natočenia vahadla v zvislej rovine a posunu a natočenia vahadla vo vodorovnej rovine. Rektifikácia vahadiel sa realizovala na staticky približne symetrickom vahadle s protizátlačou na prednom konci pilierovým segmentom. Pri rektifikácii sa uvoľnilo kotvenie pilierového, resp. oporového segmentu k spodnej stavbe. Pri rektifikácii boli vahadlá, resp. segmenty na skruži pri oporách podopreté na štyroch miestach.

Ložiská a ich aktivácia

Nosná konštrukcia je uložená na hrncové ložiská od dodávateľa RWE. Vzhľadom na veľké pozdĺžne sily od seizmiky optimalizoval projektant spodnej stavby uloženie mosta tak, že pozdĺžne pevné ložiská sú na dvoch susedných pilieroch.

Vzhľadom na malú výšku pilierov a ich veľkú tuhosť bolo potrebné umožniť, aby zmršťovanie a dotvarovanie prebehlo v čo najväčšom rozsahu pred zafixovaním ložísk na druhom pilieri. Preto bolo navrhnuté použitie dočasných pozdĺžne posuvných ložísk, ktoré sa neskôr vymenili za definitívne pevné ložiská.

V priebehu montáže bolo nevyhnutné zaistiť nosnú konštrukciu v pozdĺžnom smere dočasnou fixáciou ložísk.

Záver

Predmetný úsek diaľnice je v realizácii od septembra 2014. Spoločnosť DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava sa podieľala na projektov príprave tohto úseku diaľnice pre Národnú diaľničnú spoločnosť a pre zhotoviteľa stavby ako líder projektového tímu s finalizáciou projektu v súlade so zámermi stavby a jej zhotoviteľa, spolu so zabezpečovaním výkonu inžinierskej činnosti a potrebných stavebných povolení.

V cieľovom stave výstavba úseku diaľnice D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka, ako súčasť väčšieho budovaného celku, odbremení mesto Žilina od tranzitnej dopravy, zvýši bezpečnosť a plynulosť cestnej dopravy a prinesie motoristickej verejnosti aj úspory času a pohonných hmôt.



Objekt 209-00, pohľad pred dokončením
Structure 209-00, view before finishing



Objekt 209-00, montážne zariadenie a lamela
Structure 209-00, the launching gantry and the segment

cation the anchoring of segment above the pier, alternatively above the abutment, to bridge substructure, was released. When carrying out the rectification, the balanced cantilevers, alternatively the segments on supporting scaffolding at abutments, were propped on four places.

Bridge bearings and their activation

The superstructure is seated on pot bearings supplied by the company RWE. Taking into consideration the large longitudinal forces by effects of seismicity, the substructure designer has optimised the bearings placement so that the longitudinal fixed bearings are on two adjacent piers.

Because of the piers' small height and their high rigidity it was necessary to enable for the shrinkage and creep to take place in the largest possible extent before bearings' fixation on the second pier. Because of that a use of temporary longitudinally movable bearings has been proposed, which were later replaced with final fixed bearings.

In the course of erection works it was necessary to secure the superstructure in longitudinal direction by temporary bearings' fixation.

Conclusion

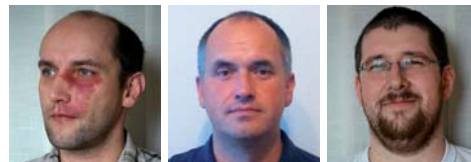
This motorway section is under construction since September 2014. The company DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, is involved in design preparation for this motorway section for the National Motorway Company, JSC (Národná diaľničná spoločnosť, a. s.) and for the Works Contractor as a Design team leader with the design finalisation in line with the Works and its Contractor's aims and objectives, including the provision of performance of engineering services and acquiring of necessary building permits.

In the target state the construction of D1 motorway section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka, as part of the larger works under construction, will relieve the city of Žilina from the transit traffic, will improve the road safety and fluency of traffic flow and will bring to motorists even the savings in travel time and fuel consumption.



Objekt 209-00, montáž vahadla
Structure 209-00, erection of balanced cantilever

Adrián Chalupec – Ján Kročka – Martin Ondroš



Estakáda v Dolnom Hričove na diaľnici D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka v km 24,740 The flyover in Dolný Hričov on D1 motorway, section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka at km 24.740

Diaľnica D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka v Dolnom Hričove nadväzuje na predchádzajúci úsek diaľnice D1 Sverepec – Hričovské Podhradie, ktorý je už v prevádzke. Na začiatku úseku je umiestnená diaľničná križovatka diaľnice D1 s diaľnicou D3, ktorá bola v úseku D3 Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov) už sčasti zrealizovaná. V priestore križovatky D1 s D3 je diaľnica D1 navrhnutá na estakáde. Mostná estakáda križuje diaľničný pás v smere Bratislava – Žilina, železničnú trať ŽSR Bratislava – Žilina, areál PD a cestu I/18.

In Dolný Hričov the D1 motorway, section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka connects to preceding D1 motorway section Sverepec – Hričovské Podhradie, which is already in service. There is an interchange situated at the section start, providing for the junction between the D1 and D3 motorways, which has already been partly completed in D3 motorway section Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov). Within the area of the junction of D1 with D3 the D1 motorway is designed to be situated on a flyover. The flyover crosses the motorway carriageway in direction Bratislava – Žilina, the railway line Bratislava – Žilina, agricultural co-operative's premises and the I/18 road.



Pohľad na rozostavaný mostný objekt 201-00
View of the bridge, structure 201-00 under construction

Príprava návrhu mostného objektu

Zhotoviteľ objektu, spoločnosť STRABAG, s. r. o, začal s prípravou daného objektu v spolupráci s projekčnou spoločnosťou DOPRAVOPROJEKT, a. s., a s renomovanými spoločnosťami koncernu začiatkom roka 2014. Na základe tejto spolupráce sa so zreteľom na ekonomicky a technicky najvýhodnejšie riešenie dospelo k návrhu realizovať konštrukciu mosta kombináciou postupného vysúvania nosnej konštrukcie a technológií budovania na podpornej skruži.

Bridge design preparation

The structure's Contractor, the company STRABAG, s. r. o, began with the preparation of this structure in cooperation with the designing company DOPRAVOPROJEKT, a. s. and with the most renowned companies of the consortium early 2014. Based on this cooperation and with regard to economically and technically most beneficial solution, an agreement on the design of flyover constructed by the combination of incremental launching of superstructure and the construction on supporting scaffolding method, has been reached.

The chosen solution minimises the impacts on the traffic moving on the motorway to be passed over as well as on railway transport during the construction. Another criterion for choosing these construction methods were also the professional skills and experience of the project implementation team.

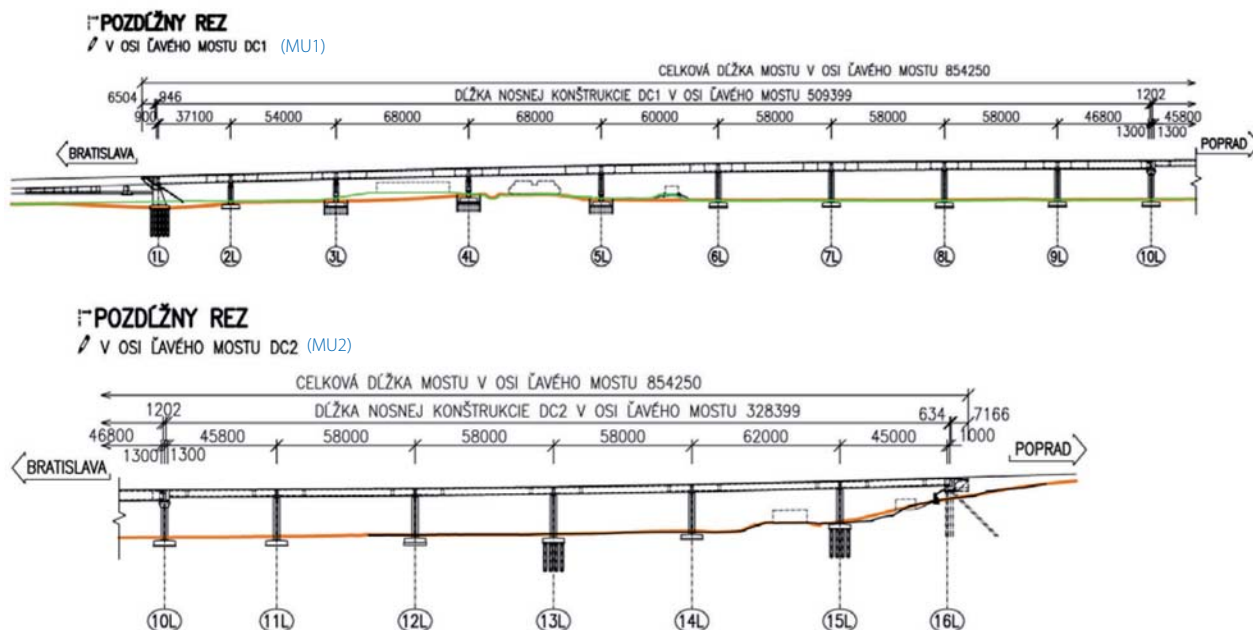
When choosing the method of incremental launching of superstructure it was necessary to take into account the motorway's vertical alignment at the bridge site, which is in a rise and in two vertical curves with the radius $R = 10\,000$ m, which is not quite an ideal alignment for this structures' construction method. Because of that it was necessary to adjust the curvature of structure's bottom edge into constant vertical curve with the radius $R = 17\,493$ m. The selection of curve size and its direction has been chosen so as to represent the needs of structure's vertical alignment variability due to different bridge's spans in the best possible way, both for the final state and the erection states during structure launching. From the horizontal alignment point of view the motorway route at the bridge site is in horizontal curve with the radius $R = 1\,750$ m.

Bridge description

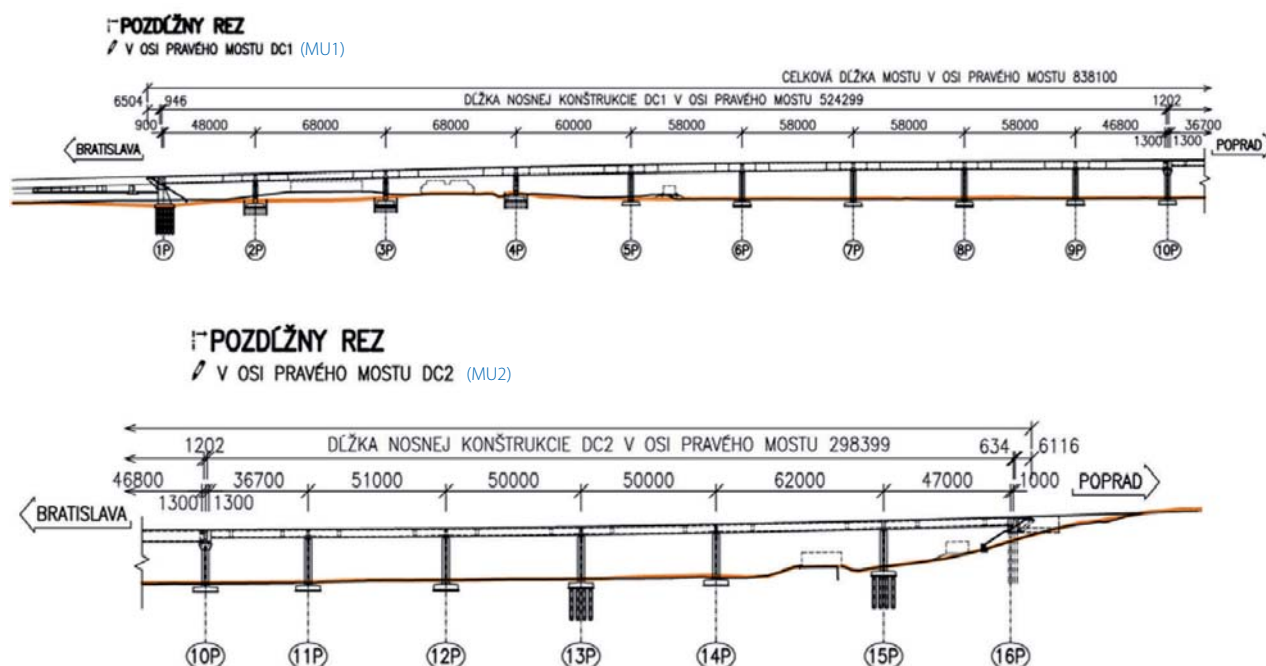
The flyover is formed by two parallel bridges. The bridge's superstructure is formed by two movement units. The first, 509 m long, movement unit (MU) was constructed by the incremental launching method. The maximum spans' lengths in this movement unit are 68 m.

Ing. Adrián Chalupec, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, Ul. Ester Šimerovej Martinčekovej č. 4505/2, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 915 834048, e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk

Ing. Ján Kročka, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, stredisko Zvolen, Ul. M. R. Štefánika 4724, 960 01 Zvolen, tel.: +421 905 834060, e-mail: krocka@dopravoprojekt.sk
Ing. Martin Ondroš, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, Ul. Ester Šimerovej Martinčekovej č. 4505/2, 031 01 Liptovský Mikuláš, tel.: +421 915 843130, e-mail: ondos@dopravoprojekt.sk



Obj. 201-00, pozdĺžny rez ľavým mostom
Structure 201-00, longitudinal section, left bridge



Obj. 201-00, pozdĺžny rez pravým mostom
Structure 201-00, longitudinal section, right bridge

Zvolené riešenie minimalizuje vplyvy na premávku premostovanej diaľnice, ako aj železničnej dopravy počas výstavby. Ďalším kritériom výberu týchto technológií boli aj odborné skúsenosti realizačného tímu.

Pri voľbe technológie postupného vysúvania nosnej konštrukcie bolo potrebné zohľadniť výškové vedenie diaľnice v mieste mosta, ktoré je v stúpaní a v dvoch oblúkoch s polomerom 10 000 m, čo nie je pri tejto technológii budovania konštrukcie práve ideálne. Z tohto dôvodu bolo potrebné upraviť krivosť spodnej hrany konštrukcie do konštantného výškového oblúka s polomerom 17 493 m. Veľkosť oblúka a jeho smerovanie sa zvolili tak, aby najlepšie vystihli potreby výškovej premenlivosti konštrukcie vzhľadom na rôzne rozpätia mosta, a to nielen pri definitívnom stave, ale aj pri montážnych stavoch počas vysúvania konštrukcie. Smerovo vedie trasa diaľnice v mieste mosta v oblúku s polomerom 1 750 m.

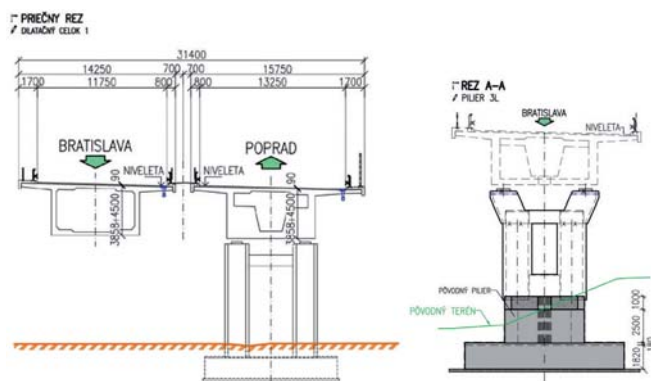
The incremental launching of bridge superstructure was designed to be carried out without using temporary supports. The second, 328 m long, movement unit was constructed on supporting scaffolding and connects to already completed slip road of the bridge constructed within the D3 motorway project.

Left bridge – spans length:

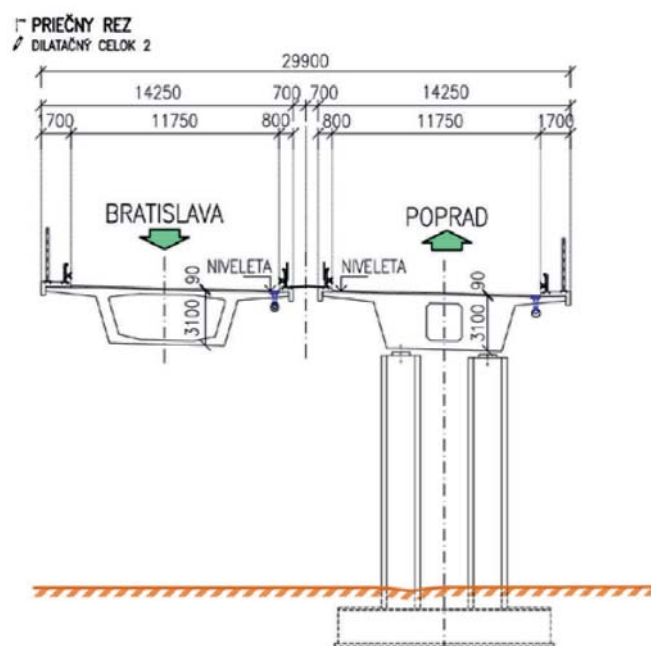
Movement unit 1: $37.1 + 54.0 + 2 \times 68.0 + 60.0 + 3 \times 58.0 + 47.0$ m

Movement unit 2: $46.0 + 3 \times 58.0 + 62.0 + 45.0$ m

The width of left bridge's superstructure, in case of MU1, is constant, 13.750 m. In case of MU2 it is varying, due to the turning ramp V3, where the superstructure's shape also changes from a single-cell box section into double-cell section. This change in the cross section takes place in the length of two spans.



Obj. 201-00, DC1, priečne rezy
Structure 201-00, MU1, cross sections



Obj. 201-00, DC2, priečny rez
Structure 201-00, MU2, cross section

Opis mostného objektu

Estakáda pozostáva z dvoch súbežných mostov. Nosnú konštrukciu mosta tvoria dva dilatačné celky DC1 a DC2. Prvý dilatačný celok s dĺžkou 509 m sa budoval technológiou postupného vysúvania nosnej konštrukcie. Maximálne rozpätia polí v tomto dilatačnom celku sú 68 m.

Vysúvanie nosnej konštrukcie bolo navrhnuté bez použitia dočasných podpier. Druhý dilatačný celok s dĺžkou 328 m sa budoval na podpornej skruži a napája sa na už zrealizovanú vetvu mosta stavby D3.

Ľavý most – rozpätia polí

Dilatačný celok 1: $37,1 + 54,0 + 2 \times 68,0 + 60,0 + 3 \times 58,0 + 47,0$ m
Dilatačný celok 2: $46,0 + 3 \times 58,0 + 62,0 + 45,0$ m

Šírka nosnej konštrukcie ľavého mosta má v rámci DC1 konštantnú hodnotu 13,750 m. V rámci DC2 je premenná v dôsledku odbočujúcej vetvy V3, kde sa mení aj tvar z jednokomorového priečného rezu na dvojkomorový. Táto zmena priečného rezu sa realizuje v dvoch poliach.

Pravý most – rozpätia polí

Dilatačný celok 1: $48,0 + 2 \times 68,0 + 60,0 + 4 \times 58,0 + 47,0$ m
Dilatačný celok 2: $37,0 + 51 + 2 \times 50,0 + 62,0 + 47,0$ m

Right bridge – spans length:

Movement unit 1: $48,0 + 2 \times 68,0 + 60,0 + 4 \times 58,0 + 47,0$ m

Movement unit 2: $37,0 + 51 + 2 \times 50,0 + 62,0 + 47,0$ m

The width of right bridge's superstructure changes in the second and the third span from 15.250 m to 13.750 m. In case of MU2 it is constant, 13.750 m.

Bridge superstructure MU1

The superstructure is designed as a continuous post-tensioned girder of constant section depth with single-cell box section, with vertical webs, of varying depth within cell's centre line. The cell width is 8.0 m. The superstructure depth, in bridge's longitudinal direction, is varying from 3.854 m to 4.507 m within cell's centre line. Both the top and the bottom slab as well as the webs thickness is varying.

There was a 39.0 m long steel launching nose anchored in the outermost diaphragm's face side with the girders' centre-to-centre distance of 6.90 m. An anchor block has been designed to anchor the launching nose. The nose anchorage was provided for by means of a system of vertical and horizontal prestressing tendons.

The superstructure is formed of class C45/55 post-tensioned concrete with the combination of bonded and unbonded tendons. The bonded tendons are formed by 19-strand tendons Ls 15.7/1860/1640 MPa. The unbonded tendons are formed by 27-strand tendons 15.7/1860/1640 inserted in HDPE duct with grouting. The steel reinforcement used for concrete was B – 500B. Used post-tensioning system was VSL.

The superstructure is seated on a pair of pot bearings. Fixed bearings are proposed on pier 6. The incremental launching of bridge superstructure was executed in 17 cycles (segments).

Bridge superstructure MU2

The superstructure is designed as a box section structure of cast-in-situ prestressed concrete. The superstructure depth, in bridge's longitudinal direction, is constant, 3.1 m, the cell's bottom slab is 6.5 m wide. The webs are inclined.

The superstructure is formed of class C35/45 post-tensioned concrete with the post-tensioning provided by means of 12 and 19-strand tendons Ls 15.7/1860/1640 MPa. The diaphragm 11v is transversally prestressed with 12 and 15-strand tendons Ls 15.7/1860/1640 MPa.

The sequence of superstructure concreting is designed to be in 6 stages, by the span + cantilever method.

Bridge substructure

The substructure is formed by 2 abutments, 1 joint pier and 13 intermediate piers.

The shape of abutment 1 was adapted for the needs of incremental launching of structure. The abutment is designed as a spill-through structure. Its foundations are resting on large-diameter bored piles.

The piers in the vicinity of the motorway and railway tracks to be crossed over are specific, because their lower parts were constructed to the height of 3.5 m yet within the scope of the D3 motorway, section Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov), construction. The completed stems' parts, to the height of 2.5 m, were of solid section and from there, of box section. There were new piles formed by a pair of octagonal columns connected with a reinforced-concrete wall in the lower part constructed on top of these piers' kickers. Due to superstructure's shape and the distance necessary for bridge bearings it was necessary to design on these piers a cap with reinforced-concrete tie. The tie is part of all piers. It is designed as an in-situ precast element.

The remaining piers are formed by a pair of columns of octagonal section connected with r.c. tie in the upper part. The spacing (centre-to-centre distance) of piers' stems is 6.20 m. They are resting on spread foundations with situating the bottom of foundation in gravelly soils with satisfactory load-bearing capacity, due to more complicated underground conditions in the place of laying the foundations the piers 13 and 15 are founded on large-diameter piles.

Šírka nosnej konštrukcie pravého mosta sa mení v druhom a treťom poli z 15,250 na 13,750 m, v rámci DC2 má konštantnú hodnotu 13,750 m.

Nosná konštrukcia DC1

Nosná konštrukcia je navrhnutá ako spojitý, dodatočne predpätý priamopásový nosník s jednokomorovým priečnym rezom, so zvislými trámami a s premennou výškou v osi komôrky. Šírka komory je 8,0 m. Výška nosnej konštrukcie sa v pozdĺžnom smere mosta mení od 3,854 až po 4,507 m v osi komory. Spodná aj horná doska, ako aj trámy majú premennú hrúbku.

Do čela krajného priečnika sa ukotvil oceľový výsuvný nos s dĺžkou 39,0 m s osovou vzdialenosťou nosníkov 6,90 m. Na ukotvenie nosa bol navrhnutý kotevný blok. Kotvenie nosa sa zabezpečilo sústavou zvislých a vodorovných predpínacích tyčí.

Nosnú konštrukciu tvorí dodatočne predpätý betón C45/55 s kombináciou súdržných a voľných káblov. Súdržné predpätie tvoria 19-lanové káble Ls 15,7/1860/1640 MPa. Voľnú predpínaciu výstuž tvoria káble s 27 lanami 15,7/1860/1640 v HDPE rúre so za-injektovaním. Použila sa betonárska výstuž B – 500B a predpínací systém VSL.

Nosná konštrukcia je uložená na dvojici hrncových ložísk, pevne uloženie je navrhnuté na podpore č. 6. Vysúvanie nosnej konštrukcie sa realizovalo v 17 taktach.

Nosná konštrukcia DC2

Nosná konštrukcia je navrhnutá ako komorová z monolitického predpätého betónu. Výška nosnej konštrukcie má v pozdĺžnom smere mosta konštantnú hodnotu 3,1 m, spodná doska komôrky má šírku 6,5 m. Trámy sú šikmé.

Konštrukciu tvorí dodatočne predpätý betón C35/45 s predpätím z 12- a 19-lanových káblov Ls 15,7/1860/1640 MPa. Priečnik č. 11 je priečne predopnutý z 12- a 15-lanových káblov Ls 15,7/1860/1640 MPa.

Postup betonáže nosnej konštrukcie bol navrhnutý v šiestich etapách systémom pole – konzola.

Spodná stavba

Spodná stavba pozostáva z dvoch krajných opôr, jedného stykového piliera a z 13 medzilahých pilierov.

Tvar opory č. 1 sa prispôbil potrebám vysúvania konštrukcie. Opora je navrhnutá ako členená a je založená na veľkopriemerových vŕtaných pilótach.

Piliere v blízkosti prekonávanej diaľnice a trate ŽSR sú špecifické, keďže ich spodné časti boli do výšky 3,5 m vybudované ešte v rámci výstavby diaľnice D3 Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov). Vybudované drieky mali do výšky 2,5 m plný prierez a ďalej komorový priečny rez. Na tieto zárodoky pilierov sa dobudovali nové piliere pozostávajúce z dvojice osemuholníkových stojok spojených v spodnej časti železobetónovou stenou. Vzhľadom na tvar nosnej konštrukcie a potrebnú vzdialenosť mostných ložísk bolo potrebné navrhnuť na týchto pilieroch hlavicu so železobetónovým tiahlom. Tiahlo je súčasťou všetkých pilierov, navrhnuté je ako staveniskový prefabrikát.

Ostatné piliere pozostávajú z dvojice stojok s osemuholníkovým prierezom spojených v hornej časti železobetónovým tiahlom. Osová vzdialenosť driekov pilierov je 6,20 m. Piliere sú plošne založené s umiestnením základovej škáry v únosných štrkovitých zeminách, piliere č. 13 a 15 sú vzhľadom na komplikovanejšie základové pomery založené na veľkopriemerových pilótach.

Špecifický je stykový pilier č. 10, ktorý sa v hornej časti rozširuje v pozdĺžnom smere do hlavice, na ktorej sú uložené dvojice ložísk z DC1 a DC2. Stykový pilier je založený plošne.

Krajná opora č. 16 je riešená ako železobetónový úložný prah so záverným múrikom na veľkopriemerových pilótach.

Na oporu č. 16 nadväzuje na ľavej strane oporný múr, ktorý rieši vytvorenie násypového cestného telesa a súčasne mostného krídla. Je navrhnutý ako oporný vystužený múr z betónových pohľadových prefabrikátov s horizontálnou geosyntetickou výstužou.



Obj. 201-00, DC1, výsuvný nos
Structure 201-00, MU1, launching nose



Spodná stavba a nosná konštrukcia DC2
Substructure and superstructure MU2

The joint pier No. 10, which is, in the upper part in longitudinal direction, widened into hammerhead pier cap, on which the pairs of bearing of movement unit 1 and movement unit 2 are positioned, represents a specific case. The joint pier's foundations are spread (shallow).

The abutment 16 is constructed as a reinforced-concrete bearing block with bridge seat (capping beam) with the back wall, resting on large-diameter piles.

There is a retaining wall connecting to abutment 16, on the left side, the function of which is to create both the roadway embankment and the wing wall. The wall is designed as a retaining reinforced wall of concrete precast fascia panels with horizontal geosynthetic reinforcement.

Bridge construction

The superstructure, MU1, was constructed by the incremental launching method using the hydraulic launching system. The launching direction was in direction of motorway chainage. The whole structure to be launched was prefabricated in casting plant at the abutment 1 consisting of the reinforcement preparation facility, of the casting plant itself and of the auxiliary temporary support. The casting plant



Pohľad na výstavbu mosta
View of the bridge construction

Výstavba mostného objektu

Nosná konštrukcia DC1 sa budovala systémom postupného vysúvania pomocou hydraulického výsuvného systému. Vysúvanie prebiehalo v smere staničenia diaľnice. Celá vysúvaná konštrukcia sa realizovala vo výrobni pred oporou č. 1, ktorá pozostávala z prípravne výstuže, zo samotnej výroby a z pomocnej medzistojky. Ľavý aj pravý most mali samostatnú výrobu.

Konštrukcia sa vysúvala po jednotlivých taktach s dĺžkami 24, 26,0 až 34,0 m.

Výrobu tvorila železobetónová konštrukcia pozostávajúca z pásov v tvare obráteného T priečne spojených priečlami. Súčasťou výroby boli pomocné piliere spojené s výrobňou a oporou č. 1 železobetónovými pásmi. Dočasné piliere a výroba boli založené plošne na kvalitnom štrkovom zhutnenom a konsolidovanom násype. Základy výroby sa zasypali do úrovne hornej hrany základov, v mieste krajnej opory sa násyp zriadil až po spodnú hranu úložného prahu.

S technológiou výsuvu súvisí aj tvar úložného prahu opory č. 1, kde sa osadilo výsuvné zariadenie.

Konštrukcia prvého taktu a výsuvného nosa sa vysunula pomocou závitových tyčí výsuvného zariadenia. Následne po dostatočnom prítlaku od NK na výsuvacom zariadení sa výsuv realizoval výsuvným krokovacím zariadením. Dosunutie posledného taktu prebehlo pomocou ocelevej konštrukcie osadenej na koncový priečník.

Dočasnú stabilizáciu konštrukcie počas výroby nového taktu zabezpečila sústava brzd umiestnených na opore č. 1 nad kotevným blokom výsuvacieho zariadenia.

Treba pritom povedať, že použitie technológie vysúvania monolitckej betónovej konštrukcie bez dočasných podpôr je pri maximálnej dĺžke poľa 68,0 m výnimočné.

Nosná konštrukcia DC2 sa realizovala technológiou budovania na podpornej skruži systémom pole – konzola. Výstavba sa začala realizáciou ľavého mosta poľom nad cestou I/18 s postupom do oboch strán. Spolu sa na tomto dilatáčnom celku realizovalo 2 x 6 etáp výstavby.

Záver

Predmetný úsek diaľnice sa buduje od septembra 2014. V súčasnosti je na moste zrealizovaná celá spodná stavba, nosná konštrukcia a čiastočne mostné príslušenstvo.

Predpokladaný termín odovzdania stavby do užívania je stanovený v máji 2019 a súvisí s napojením úseku na križovatku Lietavská Lúčka, ktorá sa buduje v rámci nadväzujúcej stavby D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, ako aj so samostatne budovaným diaľničným privádzacom do Žiliny.

Objednávateľom stavby je Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava. Stavbu realizuje združenie Ovčiarso podľa zmluvných podmienok žltej knihy FIDIC. Zhotoviteľom objektu je stavebná spoločnosť STRABAG, s. r. o., Bratislava. Kompletnú projektovú dokumentáciu spracovala spoločnosť DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava.



Pohľad na výstavbu DC2 (ľavý most s vetvou)
View of the MU2 construction (left bridge with the ramp)

was separately set up for the left and separately for the right bridge.

The structure was launched by particular segments with the length of 24, 26,0 up to 34,0 m.

The casting plant was a reinforced-concrete structure formed by flanges with the shape of inverted T transversally coupled by means of crossbeams. The auxiliary (temporary) piers, which are connected with the plant and abutment 1 by means of reinforced-concrete strips, were part of the casting plant. Both the temporary piers and the casting plant were founded on spread foundations on good-quality compacted and consolidated gravel embankment. The casting plant's foundations were covered with backfill material to the level of foundations' upper edge and at the place of the abutment the embankment was made up to the capping beam's bottom edge.

The shape of abutment 1's capping beam, where the launching (pulling) jack was mounted, relates to launching method as well.

The first segment's and the launching nose's structures were launched using launching jack's threaded rods, then, after having sufficient thrust (pressure) from superstructure on pulling jack, the launch was executed by means of movable shifting device. The shifting of last segment into final position was performed by means of steel structure mounted on the end diaphragm.

The structure's temporary stabilisation during the new segment's fabrication was provided for by means of a system of brakes positioned on abutment 1, above the launching jack's anchor block.

With the maximum span's length of 68,0 m, the use of cast-in-situ concrete structure launching method without temporary piers is exceptional.

The superstructure MU2 was constructed on stationary scaffolding by the span + cantilever method. The construction began by the execution of left bridge, by the span above the I/18 road, with the progress to both sides. The total number of this movement unit's construction stages is 2 x 6 stages.

Conclusion

This motorway section is under construction since September 2014. The flyover parts completed to date are the whole substructure, the superstructure, and partly the bridge accessories.

The estimated date of opening the flyover to traffic has been set to be May 2019 and it is related to section's linking to the Lietavská Lúčka interchange, which is under construction within the next adjoining works D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, as well as to separately constructed motorway feeder to Žilina.

The Client for the Works execution is the National Motorway Company, JSC (Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava). The Works are executed by the Ovčiarso Consortium in line with the FIDIC's Yellow book (conditions of contract for Plant and Design-Build). The structure Contractor is the construction company STRABAG, s. r. o., Bratislava. The complete Design Documentation was prepared by the company DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava.



Richard Púček – Peter Fuček – Pavol Krajčí

Realizácia mostného objektu SO 205-00 na diaľnici D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka

Construction of a bridge object 205-00 on the D1 motorway Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka

Príspevok opisuje realizáciu mostného objektu SO 205-00, ktorý je súčasťou úseku diaľnice D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. Mostný objekt pozostáva z dvoch samostatných mostov, ktoré sa realizovali technológiou výsuvnej skruže, krajné časti pri oporách sa realizovali technológiou pevnej skruže.

This article describes the execution of the bridge object which is a part of the D1 motorway section Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. The bridge object is composed of two separate bridges which were built by the movable scaffolding technology while the parts of the bridges near the abutments were constructed by the fixed scaffolding technology.



Obr. 1 Pohľad na nosnú konštrukciu pravého mosta SO 205-00
Fig. 1 View of the bearing structure of the right bridge SO 205-00

Mostný objekt SO 205-00 je súčasťou stavby diaľnice D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka a premostuje tiahle údolie s poľnou cestou, potokom a preložkou cesty III/5183. Nachádza sa v extraviláne obce Bitarová, pričom časť mostného objektu zasahuje do katastrálneho územia Bánová (obr. 1).

Technické riešenie mosta

Opis konštrukcie mosta

Mostný objekt pozostáva z dvoch súbežných mostov, ktorých nosnú konštrukciu predstavuje spojitý nosník s komorovým prierezom z dodatočne predpätého betónu. Uloženie nosnej konštrukcie na piliere a krajné opory je riešené pomocou hrncových ložísk a vrubových kĺbov. Konštrukciu tvorí jeden dilatačný celok na každom moste. Spodnú stavbu tvoria medziľahlé piliere a krajné opory, ktoré sú založené na veľkopriemerových pilótoch.

Zakladanie

Medziľahlé podpory a krajné opory sú založené na veľkopriemerových vŕtaných pilótoch Ø 900 mm votknutých do menej porušených ílovcov. Realizácia špeciálneho zakladania prebiehala v otvorených stavebných jamách. Pri krajných oporách prebiehala realizácia veľkopriemerových

The bridge is a part of the D1 motorway Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. It crosses over a wide valley with a field road, a brook and a relocation of the road III/5183. It is located in the rural area near the village of Bitarová and a part of the bridge also enters the cadastral area of Bánová village (Fig. 1).

Technological solution of the bridge

Description of the bridge structure

The bridge consists of two parallel bridges, the bearing structure of which is a continuous box girder made of post tensioned concrete. The mounting of bearing structure on piers and abutments is solved by means of pot bearings and Mesnager hinges. The structure consists of one expansion unit for each bridge. The substructure is formed by intermediate piers and abutments which are built on large-diameter pile foundations.

Foundation

The intermediate piers and the abutments are built on Ø 900 mm large-diameter drilled piles, which are immersed in less disturbed claystone. Implementation of the special foundations took place in the open building pits. In the case of abutments, the execution of large-diameter piles was carried out only after the settlement of the embankment, which was initially filled by 1.0 m above the future motorway level. Consolidation process was monitored using a horizontal inclinometer and built-in markers.

Substructure

The substructure of the bridge is made up of intermediate piers and abutments. The intermediate piers have the cross-section shape of letter "H" with dimensions of 2.4 x 5.0 m. The width of the middle wall is 600 mm. The wall ends 1.5 m underneath the top of the piers and its upper surface serves as a revision pavement for the pot bearings control. The height of the intermediate piers ranged from 9.7 to 24.0 m (Fig. 2). The construction of the piers was carried out by 5 m sections using the system of climbing formwork and sidewalks. The bridge abutments were built in a form of split supports due to the transition of the fixed scaffolding over the abutment.



Obr. 2 Pohľad na piliere mosta SO 205-00 v smere na Poprad
Fig. 2 View of the bridge piers of the bridge SO 205-00 in direction to Poprad city

pilot až po konsolidácii násypu, ktorý sa v počiatočnom štádiu presypal o 1,0 m nad budúcu niveletu diaľnice. Konsolidácia sa sledovala pomocou vodorovného inklinometra a zabudovaných meračských značiek.

Spodná stavba

Spodnú stavbu mosta tvoria medziľahlé podpery a krajné opory. Medziľahlé podpery majú v priečnom reze tvar písmena H s rozmermi $2,4 \times 5,0$ m, pričom šírka strednej steny je 600 mm. Stena je ukončená 1,5 m pod horným povrchom jednotlivých pilierov a jej horný povrch slúži ako revízny chodník na kontrolu hrncových ložísk. Výška medziľahlých pilierov sa pohybovala od 9,7 do 24,0 m (obr. 2). Výstavba pilierov prebiehala po záberoch s dĺžkou 5 m pomocou systémového prekladaného debnenia a pochôdných lávok. Krajné opory sa realizovali formou delených opôr z dôvodu prechodu skruže cez mostnú oporu.

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu ľavého a pravého mosta tvorí 11-poľový spojený nosník s komorovým prierezom z dodatočne predpätého betónu s konštantnou výškou 3,00 m. Rozpätia polí v osi mostného objektu sa pohybovali od 41,75 do 58,5 m. Dĺžka ľavej nosnej konštrukcie je 615,370 m, pravej nosnej konštrukcie 608,630 m.

Komorový prierez nosnej konštrukcie s vyloženými konzolami bol predopnutý predpínacím systémom Projstar, a to kombináciou pozdĺžneho súdržného predpätia pomocou 13-lanových káblov. Systém tvorili štyri typy káblov označených v priereze A, B, C, D. Káble sa predpínali v troch fázach, a to v zmysle predpínacej schémy pre každé pole nosnej konštrukcie na kotevné napätie 1 460 MPa pri kábloch typu A a C a na kotevné napätie 1 480 MPa pri kábloch typu B a D. Pri predopnutí nosnej konštrukcie sa po presune výsuvnej skruže do ďalšej etapy vyplnili kábové dutiny cementovou injektážnou maltou.

Postup výstavby nosnej konštrukcie

Nosná konštrukcia sa realizovala etapovite – v rámci každého mosta bolo 11 etáp výstavby, ktoré sa realizovali kombináciou výsuvnej a pevnej skruže. Každá etapa výstavby nosnej konštrukcie predstavovala jedno mostné pole.

Výstavba nosnej konštrukcie na výsuvnej skruži

Výstavba nosnej konštrukcie na výsuvnej skruži prebiehala v etapách č. 1 až 10 a č. 13 až 21. Pri výstavbe tohto mostného objektu sa použila výsuvná skruž typu STRUKTURAS so spodným uložením hlavných nosníkov. Skruž umožňovala realizáciu nosnej konštrukcie s rozpätiami polí od 45 do 60 m. Ako prvá sa zrealizovala nosná konštrukcia pravého mosta proti smeru staničenia od opory č. 12 smerom k opore č. 1, pričom pomocou tejto skruže sa zrealizovalo 11 etáp výstavby nosnej konštrukcie. Následne sa skruž presunula do 13. etapy a postupne sa zrealizovali etapy č. 13 až 21 v smere staničenia na ľavom moste (obr. 3).

V každej betonárskej etape výstavby nosnej konštrukcie sa skruž presunula z predchádzajúcej etapy spolu s vonkajším debnením do betonárskej polohy. Na takto nastavenú výsuvnú skruž sa ukladala



Obr. 3 Výstavba NK na výsuvnej skruži
Fig. 3 Construction of the bearing structure by the movable scaffolding method

Bearing structure

The bearing structure of the left and the right bridge consists of the 11-span continuous box girder made of post tensioned concrete with a constant height of 3.00 m. The field spans in the axis of the bridge ranged from 41.75 to 58.5 m. The length of the left bearing structure is 615.370 m and the right bearing structure is 608.630 m long.

The box girder of the bearing structure with overhung brackets was pre-stressed with the Projstar pre-stressing system by combining the longitudinal coherent pre-stress with 13-steel tendons. The system consisted of four types of tendons indicated as A, B, C and D in the cross-section layout. The tendons were pre-stressed in three phases, in accordance with a pre-stressing scheme for each span of the bearing structure. Tendons A and C were pre-stressed to the anchor tension of 1 460 MPa and tendons type B and D were pre-stressed to an anchor tension of 1 480 MPa. When the bearing structure was being pre-stressed, the tendon cavities were filled with cementitious grout.

Construction of the bearing structure

Construction of the bearing structure was divided into 11 stages for each bridge, and it was carried out by combination of the movable and fixed scaffolding. Each stage of the bearing structure represented one bridge span.

Construction of the bearing structure by the movable scaffolding method

Construction of the bearing structure by the movable scaffolding was carried out in stages no. 1 – 10 and no. 13 – 21. The movable scaffolding used in the construction of this bridge was of the "STRUCTURAS" type with the bottom placing of the main beams. The movable scaffolding allowed for the construction of a bearing structure with spans of 45 m to 60 m. The construction of the right bridge was executed first in the direction against the stationing from the abutment no. 12 towards the abutment no. 1. A total of 11 phases of the bearing structure were constructed by this method. Subsequently, the scaffolding was moved to the 13th stage and thus the stages no. 13 – 21 were carried out in the direction of the stationing on the left bridge (Fig. 3).

In each concreting stage of the bearing structure, the scaffolding was moved from the previous stage along with the external formwork into the concreting position. When set, the steel reinforcement of the bottom slab and beams together with tendon ducts of the pre-stressing reinforcement were placed on the movable scaffolding. Subsequently, the sealing of the inner formwork was carried out by means of a movable hydraulic trolley which moved along the rail track and was designed to pass through the mounting opening of the cross member of the bearing structure. At the time of sealing of the inner formwork, the pre-stressing tendons were being pushed into the ducts. After the sealing of the individual segments of the internal formwork, the fitting of the top plate and bracket sections of

betonárska výstuž spodnej dosky a trámov spolu s káblovými kanálkami predpínacej výstuže. Následne prebiehalo zavážanie vnútorného debnenia pomocou pojazdného hydraulického vozíka, ktorý sa pohyboval po koľajnicovej dráhe a bol konštruovaný tak, aby prešiel cez montážny otvor priečnika nosnej konštrukcie. Súčasne so zavázaním vnútorného debnenia prebiehalo natláčanie predpínacej výstuže do káblových kanálikov. Po zavezení jednotlivých segmentov vnútorného debnenia sa pristúpilo k montáži armatúry hornej dosky a konzolových častí komorového prierezu a následne k betonáži celej etapy nosnej konštrukcie. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti betónu sa predopli jednotlivé káble typu A, B, C, D na požadované napätie v zmysle predpínacej schémy. Po predopnutí všetkých potrebných káblov sa výsuvná skruž spustila a presunula do ďalšej etapy. Realizácia jednej etapy s dĺžkou približne 60 m trvala 19 dní.

Výstavba nosnej konštrukcie na pevnej skruži

Na pevnej skruži sa zrealizovali etapy č. 12, 13 a 22. Etapy č. 12 a 22 predstavovali vybudovanie poslednej časti nosnej konštrukcie ľavého a pravého mosta po demontáži výsuvnej skruže. Etapa č. 13 na pevnej skruži prebehla v predstihu tak, aby sa zdemontovaná výsuvná skruž po vybudovaní 11. etapy na pravom moste mohla plynulo presunúť do 13. etapy ľavého mosta. Etapy na pevnej skruži sa realizovali na podpernej skruži typu PIŽMO, na ktorej bolo zhotovené systémové debnenie typu DOKA. Betonáž bola rozdelená na dve časti. V prvej časti sa zabetónovala spodná doska a trámy, následne prebehla po montáži debnenia hornej dosky a armatúry betonáž hornej dosky spolu s konzolami. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti betónu a predopnutí takto zhotovenej etapy sa pristúpilo k demontáži debnenia a podpornej skruže (obr. 4).

Záver

Počas realizácie tohto stavebného objektu bolo potrebné vyrovnať sa s viacerými technologickými prekážkami, zosúladiť jednotlivé činnosti a procesy výstavby, aby výstavba nosnej konštrukcie prebehla čo najplynulejšie a efektívne. Mostný objekt sa realizoval v zmysle zmluvných podmienok FIDIC – žltá kniha, čo umožňovalo zhotoviteľovi efektívne navrhnuť celé riešenie mostného objektu v spolupráci s projektantom. Projektantom objektu bola projekčná kancelária Strásky, Hustý a partneři, s. r. o. Zhotoviteľom mosta je VÁHOSTAV – SK, a. s., Bratislava.

the box girder was assembled, and then the entire stage of the bearing structure was concreted. Once the required concrete strength has been achieved, individual tendons type A, B, C, D have been pre-stressed to the required tension in the sense of the pre-stressing scheme. After all necessary tendons have been pre-stressed, the movable scaffolding was released and moved to the next stage. Construction of one stage of about 60 m in length took 19 days to complete.

Construction of the bearing structure by the fixed scaffolding method

The fixed scaffolding method was used in stages no. 12, 13 and 22. Stages no. 12 and 22 were constructed as the last part of the left and the right bridge bearing structure after the movable scaffolding was removed. Stage no. 13 was built by the fixed scaffolding in advance, so that the dismantled movable scaffolding could be continuously moved from the construction of the 11th stage on the right bridge to the 13th stage of the left bridge. Stages on the fixed scaffolding were carried out on the PIŽMO support scaffolding, on which a DOKA type formwork system was made. Concreting was divided into two parts. In the first part, the bottom slab and webs were covered, and then the concreting of the top slab with bracing was carried out following the assembly of the top slab formwork and steel reinforcement. After the required concrete strength has been achieved and the pre-stressing of the stage thus completed, the formwork and the fixed scaffolding were removed (Fig. 4).

Conclusion

During the construction of this bridge it was necessary to cope with several technological obstacles, to harmonize the individual activities and the processes of construction, so that the construction of the bearing structure was carried out as smoothly and efficiently as possible. The bridge was implemented under the terms of the FIDIC – Yellow Book, which enabled the contractor to effectively design the entire solution of the bridge in collaboration with the designer. The designer of this building is the design office of Strásky, Dusty and Partners, s. r. o. The contractor of the bridge is VÁHOSTAV – SK, a. s. Bratislava.



Obr. 4 Výstavba na pevnej skruži, 13. etapa

Fig. 4 Construction by the fixed scaffolding method (13th phase)



STTS
spoločne @ **VINCI**



DOPRAVNÉ
STAVBY



POZEMNÉ
STAVBY



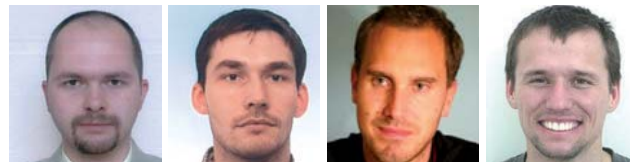
VODOHOSPODÁRSKE
STAVBY



SKUTOČNÉ
ÚSPECHY
SÚ TIE, KTORÉ
PREŽÍVAME
SPOLOČNE

SMS a.s., Partizánska cesta 91, 974 01 Banská Bystrica

Pavel Sliwka – Jaroslav Bartoň – Martin Formánek – Pavel Svoboda



D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) – Estakáda na D3 v km 7,500 nad cestou I/18, traťou ŽSR a vodnou nádržou Hričov

D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) – Flyover over route I-18, railway and Hričov reservoir

Článok pojednáva o projekte a výstavbe mostnej estakády pri meste Žilina s tridsiatimi poľami, pri ktorých sa kombinovali rôzne technológie výstavby nosnej konštrukcie. Náročné mostné dielo, skladajúce sa z dvoch samostatných konštrukcií, prekračujúce vodné dielo v seizmicky náročnej oblasti a v zložitých geometrických parametroch diaľnice, tvorí vo výsledku jednoliaty dilatčný celok s dĺžkou dosahujúcou takmer 1,5 km. Hlavné pole obidvoch mostov tvorí pole letných betonáží s rozpätím 2×110 m.

Estakáda 223-00 ponad vodné dielo Hričov je súčasťou úseku slovenskej diaľnice D3, ktorý nadväzuje na západnom okraji mesta na predchádzajúci úsek D3 z Hričovského Podhradia a tvorí severozápadný obchvat mesta Žilina. Na svojom konci sa úsek diaľnice napája na jestvujúcu cestu I/11 vedúcu severne do mesta Čadca a ďalej smerom k hraniciam s ČR a s Poľskom. Súčasťou úseku je okrem estakády aj smerovo rozdelený tunel Považský Chlmec s dĺžkou 2,2 km, na ktorý priamo nadväzuje druhý mostný objekt na tomto úseku. Objednávateľom výstavby bola Národná diaľničná spoločnosť a úsek bol spolufinancovaný z fondov Európskej únie. Výstavba úseku D3 sa začala v júni 2014, výstavba samotného mosta prebiehala od novembra 2014 do novembra 2017.

Základné parametre návrhu konštrukcie

Mostný objekt tvoria dve samostatné konštrukcie, jedna v každom jazdnom smere. V súvislosti s dĺžkou ide o dva jednoliate dilatčné celky, pričom nosná konštrukcia ľavého mosta v smere na Bratislavu má dĺžku približne 1 493 m a je rozdelená do tridsiatich poľí. Prává konštrukcia v jazdnom smere do Čadce má dĺžku 1 437 m a je rozdelená do dvadsiatich deviatich poľí. Rozpätie dvoch hlavných poľí mosta bolo určené požiadavkou správcu toku. Základnou požiadavkou bolo dodržať v priestore vodného diela Hričov (v hlavnom prúde rieky Váh) rozpätie najmenej 110,0 m.

Vzhľadom na stiesnený priestor údolnej nivy rieky Váh má most zložitú základnú geometriu. V pôdoryse tvoria základnú os diaľnice, a tým aj mosta, dva protismerné oblúky spojené prechodnicou, pričom minimálny polomer zakrivenia smerového oblúka diaľnice je $R = 760$ m (obr. 2).

Výškové vedenie je zložené zo stúpania od začiatku úseku s vrcholovým zakružovacím oblúkom v priestore vodného diela a ďalej z mierneho klesania s nadväzným údolnicovým oblúkom na konci mosta. V rámci prechodnice medzi obidvomi pôdorysnými oblúkmi dochádza navyše k preklápaniu priečného rezu cez nulový spád. Výškové vedenie vidieť na obr. 1.

Pre potreby projektovej prípravy a výstavby mosta sa konštrukcie rozdělili do štyroch technologických celkov (ďalej „TC“), pričom každý celok sa realizoval pomocou odlišnej technológie vzhľadom na

Presented paper describes briefly design and construction of a flyover near the city of Žilina, which consists of 30 spans and for which different construction technologies for different parts of superstructure were used. Demanding bridge structure, consisting of two independent structures, stretches itself across reservoir in earthquake region, and with difficult layout plan shape and profile grade line of the highway performs as a single expansion unit. The main span of both bridges is the FCM section with span length of 2×110 m.

The bridge itself (numbered 223-00) over the Hričov reservoir is a part of the D3 highway construction stage near the city of Žilina. The construction site extends the completed part of the D3 highway from Hričovské Podhradie at the west-end suburbs and develops the north-western bypass of the city. At its end, the D3 construction stage connects to the existing route I/11, which continues further north to the city of Čadca and country borders with the Czech Republic and Poland. The described highway part also includes 2.2 km long tunnel named Považský Chlmec, directly followed by another bridge construction. The investor of the highway was the National Motorway Company (Národná diaľničná spoločnosť) and the construction was built with the participation of funds of the European Union. The construction began in June 2014, and the bridge construction took place between November, 2014 and November, 2017.

Basic characteristics of the design

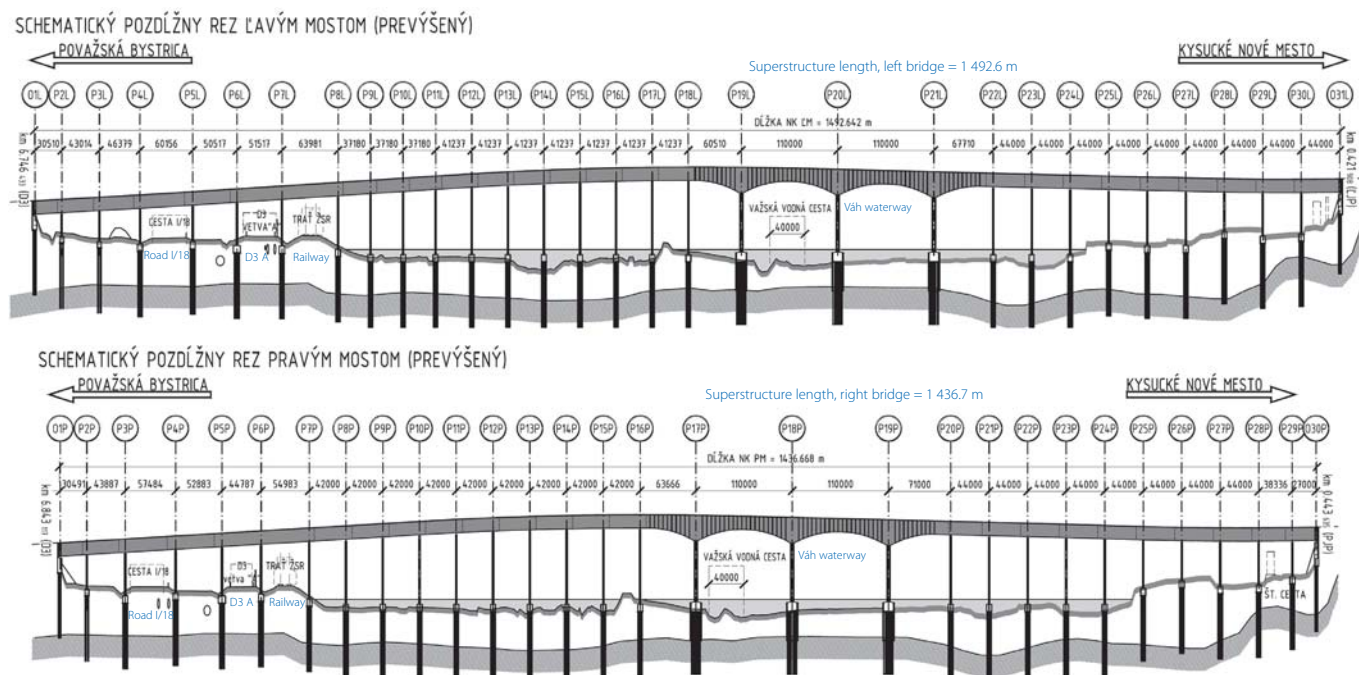
The described bridge construction is formed by two separate constructions, each of which carries one traffic lane direction. As for the length both bridges are single expansion units. The left unit carrying traffic heading to the Capital city of Bratislava is approx. 1 493 m long and divided into 30 spans. The right unit with traffic heading to the city of Čadca is approx. 1 437 m long and divided into 29 spans. The main span length was requested from river authorities. The main request was to keep the span at least or above 110.0 m for both spans crossing the river Váh main stream.

Due to tight space within the area of river's valley the bridge has very difficult basic geometry. The highway layout within the bridge is mainly formed by arc with radius $R = 760$ m. The transition curves are adopted along the bridge with superelevation change designed within a single span (Fig. 2).

In vertical alignment, the highway gradient advances from the beginning to the middle of the bridge, then it descends to another arc and another ascent at the end of the bridge. For schematic elevation profiles see Fig. 1.

For the schedule and design purposes both bridges have been divided into four technological sections (further referred as „TS“, each

Ing. Pavel Sliwka, Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 734 705985, e-mail: p.sliwka@shp.eu
 Ing. Jaroslav Bartoň, Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 605 297113, e-mail: j.barton@shp.eu
 Ing. Martin Formánek, Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 603 213839, e-mail: m.formanek@shp.eu
 Ing. Pavel Svoboda, PhD., Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 547 101858, e-mail: p.svoboda@shp.eu



Obr. 1 Schematické pozdĺžne rezy
Fig. 1 Schematic elevation profiles

optimalizáciu harmonogramu výstavby. Každý celok je tak unikátny svojbytnými požiadavkami nielen na tvarovú zložitost, ale aj na uchytenie skruží, vedenie predpätia a vplyvom navrhnutého postupu výstavby aj na dočasné blokácie. Ako prvý sa z dvojice konštrukcií budoval vždy v miernom predstihu pred pravým mostom ľavý most.

Založenie mosta

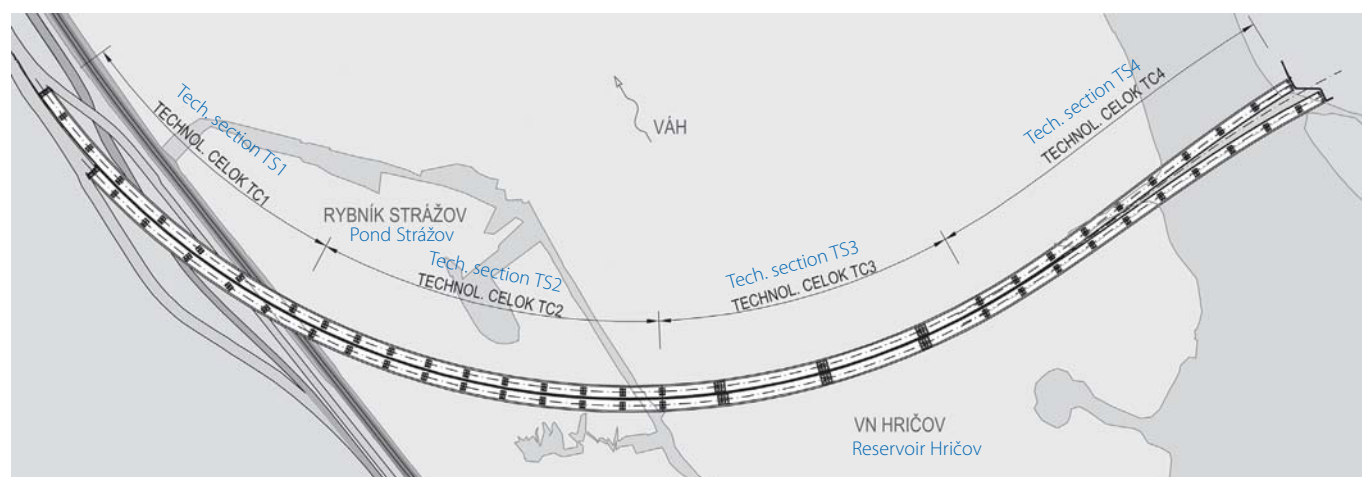
Most je založený na veľkopiomerových vŕtaných pilótach. Časť mosta s najväčším rozpätím polí je založená na pilótach s priemerom 1 500 mm, estakádna časť s menšími rozpätiami potom na pilótach s priemerom 1 200 mm. Dĺžka pilót sa pohybuje od 12,0 do 17,0 m. Pilóty sú v päte votknuté do vrstiev ílovcov R5-R4. Pilóty sa realizovali z pilotážnych plošín s hluchým vŕtaním. V priestore rybníka Strážov a vodného diela Hričov bolo potrebné vybudovať pre výstavbu mosta dočasné prístupové cesty so zapaženými jamami na realizáciu základov a spodnej stavby. Tam, kde by sa dočasným násypom zahradil stály tok rieky Váh, sa výstavba mosta rozdelila do dvoch fáz tak, aby vždy zostal prietochový profil s dostačujúcou kapacitou. Pritom sa kontrolovala hladina vzdutia rieky Váh pri maximálnych prietokoch.

Na overenie návrhových parametrov založenia podpier sa v každom technologickom celku realizovali zaťažkové skúšky systémových

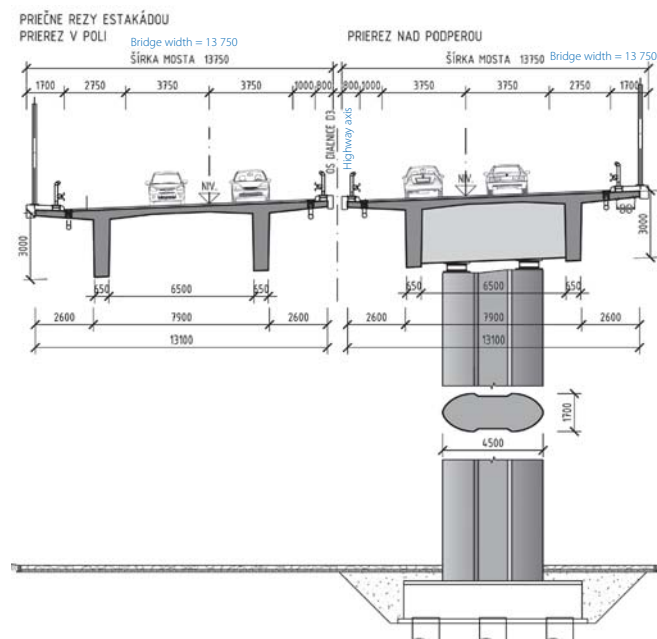
designed and built with different construction technology method. Such division has allowed the construction company to optimize the time schedule to fulfill milestones and deadlines. Each TS has had different requests and input data for the designer not only due to shape changes, but also due to differences in formwork supports, prestress tendons alignment, and due to construction sequence temporary bearing movements too. From the two, the left bridge has always been built as the first one slightly ahead of the right bridge.

Foundation

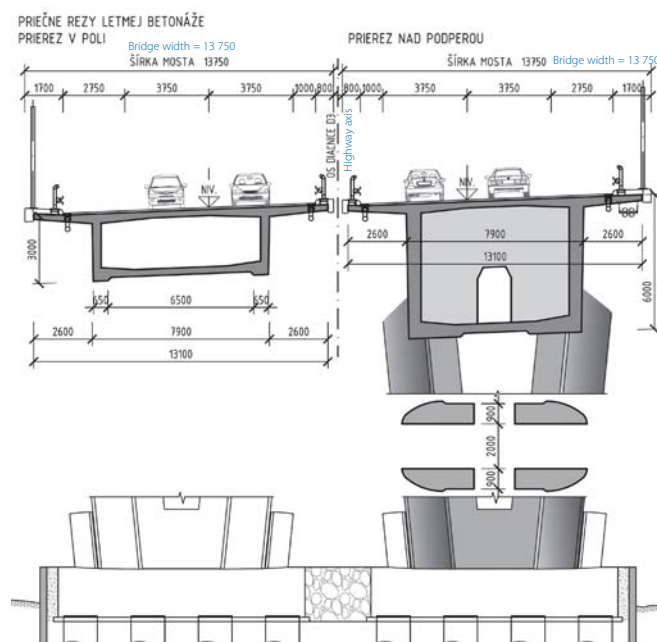
The bridge foundation is designed with the use of drilled piles. The parts of constructions, which are built in the scheme of balanced cantilever, are designed with piles with Dia. 1 500 mm. The foundation of the rest of the bridge is formed by drilled piles with Dia. 1 200 mm. the length of piles differs from 12.0 m to 17.0 m. Piles are fixed in claystone rock layers beneath the bridge. Temporary access roads had to be built in area of the pond Strážov and Hričov reservoir. The construction sequence in the Hričov reservoir has been further divided into two stages to allow for current of the river Váh. The river's swell influenced by temporary obstacles has been checked for flooding levels.



Obr. 2 Pôdorysná schéma
Fig. 2 Layout plan



Obr. 3 Priečný rez estakádnu časťou
Fig. 3 Cross-section of TS 1, 2 and 4 (double-T girders)



Obr. 4 Priečný rez časťou letmej betonáže
Fig. 4 Cross-section of TS 3 (box girder)

pilot pri vybraných základoch. Spolu osem statických zaťažkových skúšok potvrdilo vo všetkých prípadoch predpoklady návrhu.

Spodná stavba

Piliere estakádnej časti majú po výške konštantný prierez s prúdníkovým tvarom s rozmermi $4,50 \times 1,70$ m a realizovali sa v betonážnych taktoch s výškou 4,5 m. Na hlavičiah piliarov sú osadené hrncové ložiská, vždy jedno jednosmerné a jedno všesmerné. Nosná konštrukcia je potom na ložiská uložená nepriamo cez medzilažné priečniky (obr. 3).

Pretože finálny „pevný bod“ konštrukcií sa nachádza približne pri stredových podperách letmo betónovaných častí, prednastavili sa geometricky všetky priečniky a s nimi aj jednotlivé polia estakádnych častí na dlhodobé účinky reologických javov spolu s ložiskami. Maximálne dĺžkové prednastavenie sa realizovalo na priečniku na opore O1L hodnotou 310 mm.

Most sa v časti na začiatku úseku nachádza aj v priamej blízkosti železničnej trate s jednosmernou trakciou 3 kV, preto bol zatriedený

To verify the foundation design parameters, several piles in each technology part have been load-tested. In total, eight piles have been tested with results completely validating and even exceeding the design assumptions.

Substructure

The substructure of the bridge is formed by intermediate piers and end abutments. Piers out of the reservoir area have constant cross-section with bounding box dimensions 4.5×1.7 m, and they have been built in casting sequences with the height of 4.5 m. At the top of each pillar there are two bearings situated, one is single-direction sliding, and one free sliding bearing. The superstructure is then supported indirectly with cross-beams. For details, see Fig. 3.

Because the final fixed point (point of zero movements) of the construction is located approximately at the middle of the bridge, the casting geometry position of all cross-beams and spans respectively, have been preset together with bearing top plates to allow for long-term effects of shrinkage and creep. The maximum value of this geometry preset was at end cross-beam at abutment O1L and equaled to 310 mm.

At the beginning of the structure the electrified railway (DC 3 kV) is situated very close to the structure. That said the structure has been included into group of structures with very high risk of reinforcement corrosion due to indirect electric currents going through ground. To avoid the corrosion of reinforcement the superstructure has been isolated from substructure at bearings. To provide lightning protection for isolated bridge deck and accessories, piers are equipped with spark gaps besides bearings.

In the Hričov reservoir area, where the balanced cantilever technology section is located, the superstructure is fix-joined to the substructure at the middle pier. Freyssinet-type hinges have been designed at the other two piers to help sustain the earthquake loads. Pillars are formed by two slim walls with the thickness of 900 mm. The shape of each wall reproduces the letter V, at the bottom joined with diaphragm to form streamlined cross-section eliminating turbulent drifts (Fig. 4).

Superstructure

The superstructure of the bridge forms post-tension prestressed concrete continuous beam. Both internal and external tendons are used for prestress, but the external prestress is only designed at cantilever part of the bridge. External tendons have been placed into cement-filled HDPE ducts. The elementary cross-section of the bridge except for TS3 consists of double-T girder with monolithic upper deck. Total height of the cross-section is 3.0m. The width of both superstructures is the same 13.1 m.

Due to non-uniform span lengths at the beginning of the bridge, the girders widen at support areas. To resist transversal forces caused by longitudinal forces from widening (and therefore the change of beam centerline), monolithic slabs have been implemented into cross-section at the bottom of the girder. Bridge deck beams are supported by bearings indirectly using cross-beams (Fig. 3, 5 and 6). At spans, which have been constructed using movable scaffolding systems Strukturas & BERD (TS2 & TS4), these cross-beams have been cast in advance and also served as a support for MSS during their movements.

Structural design of the bridge within section of double-T girder has been influenced negatively with conditions of design code in combination with the position of the center of gravity of the cross-section. To fulfill conditions of the code it is necessary to evaluate SLS stresses with superior and inferior factors for prestress (depends on the positive/negative effect of prestress), given as 0.9 or 1.1 of the characteristic value. Prestress force, which is needed at the bottom cross-section's fibers at the end of the bridge lifetime with the effect factor of $0,9 \cdot P$ at mid-span (decompression due to dead loads and traffic loads), causes at the beginning of the lifetime with the partial factor of $1,1 \cdot P$ large tensile areas near supports. It is also forbidden to design prestress tendon alignment



Obr. 5 Pole TC1 nad traťou ŽSR a vzpery v rozšírení trámov

Fig. 5 Longest spans of TS1 across railway and their bottom slabs at girder widening

do stupňa korózneho agresivity č. 4. Z toho dôvodu je nosná konštrukcia oddelená elektricky od spodnej stavby osadením ložísk do vrstvy plastmalty. Na hlaviciach pilierov sú ďalej vedľa ložísk navrhnuté aj iskrišťa na ochranu pred prepätím od atmosférických výbojov.

V časti mosta s letmo betónovanou nosnou konštrukciou je nosná konštrukcia spojená so spodnou stavbou monoliticky rámovým votknutím na prostrednom z vahadiel a ďalej cez vrubové kĺby umiestnené v hlavách pilierov pod zárodkami krajných vahadiel. Pilieri sú navrhnuté z dvojíc štíhlych stien s hrúbkou 900 mm v tvare písmena V. Prierez jednotlivých stien má rovnaký výsledný prúdnicový tvar, navyše, pilieri v päte sú na výške približne 2,5 m spojené monolitickým stužením prierezu, ktoré obmedzuje turbulentné prúdenie pri pilieroch v priestore toku (obr. 4).

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu mosta tvorí dodatočne predpätý betónový spojitý nosník. Nosné konštrukcie estakádnej časti sú predopnuté iba súdržným predpätím, v časti letmej betonáže sú súdržné káble doplnené o nesúdržné káble, vedené vo vnútri komory v plastových kanálikoch a injektované cementovou injektážou. Základný priečny rez estakádnu časťou tvorí dvojtrám s konštantnou výškou 3,0 m. Šírka obidvoch nosných konštrukcií mosta je 13,10 m.

Vplyvom rozdielnych dĺžok polí v celku TC1 a z toho vyplývajúcej statickej náročnosti sú trámy pri niektorých podperách na začiatku úseku rozšírené. V miestach, kde dochádza k rozšíreniu trámov, sú na zachytenie priečných účinkov od pozdĺžnych síl pri zmene strednice navrhnuté priečne vzpery pri dne trámov. Trámy estakádnych častí sú uložené na pilieri spodnej stavby nepriamo cez medziľahlé priečniky (obr. 3, 5 a 6). V častiach budovaných pomocou výsuvných skruží Strukturas a BERD (TC2 a TC4) sa tieto priečniky budovali v predstihu a slúžili ako podperné body pri nájazde skruží pred betonážou.

Statický návrh mosta v časti s dvojtrámom ovplyvnili negatívne podmienky návrhovej normy v kombinácii s vysoko položeným ťažiskom prierezu. Na splnenie návrhových noriem treba počítať v medzných stavoch MSP s hodnotou predpätia 0,9 alebo 1,1-násobkom charakteristickej hodnoty. Prepínacia výstuž, ktorá je tak v čase $t = 100$ rokov potrebná na úrovni $0,9 \cdot P$ v polovici rozpätí polí na dosiahnutie tlakových napätí od zaťaženia od vlastnej tiaže a dopravy (dekompresia v častej kombinácii zaťaženia), pôsobí rovnaké predpätie v miestach podpier v čase $t = 0$ rokov hodnotou $1,1 \cdot P$ na rozsiahle ťahové oblasti na rovnakých spodných vláknoch prierezu, do ktorých navyše nesmie predpätie zasahovať. Súvisiace problémy pôsobilo aj posúdenie týchto oblastí na obmedzenie šírky trhlín. Následkom je na prvý pohľad nelogické umiestnenie niekoľkých vrstiev výstuže s priemerom 32 mm do oblastí dna trámov pri podperách (obr. 6 a 7).



Obr. 6 Spodná stavba časti cez rybník Strážov a priečniky nepriameho uloženia NK

Fig. 6 Substructure of TS2 over pond Strážov and cross-beams with indirect support

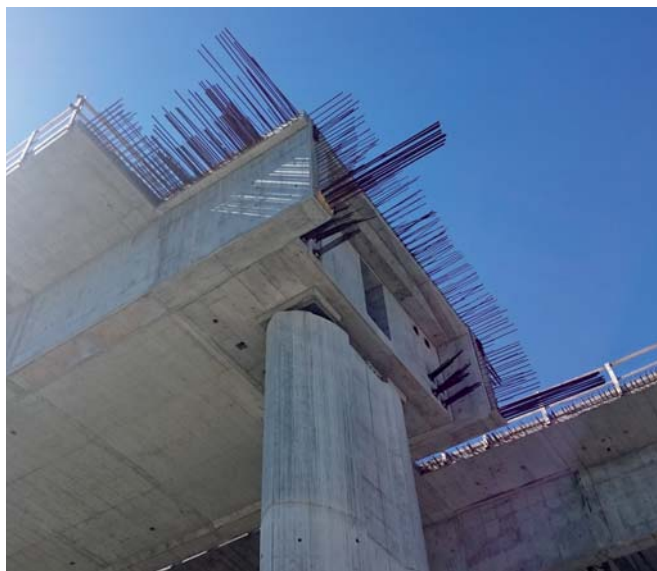
within tensile areas, which made situation further worse. Analogous issue has been discovered during SLS check for crack width at these areas. The result of the design, which fulfills design code criteria is illogical (at the first sight) placement of several layers of heavy reinforcement of Dia. 32 mm into bottom fibers near supports, where negative stresses due bending moment would be expected (Fig. 6, 7).

Transition cross-beams between TS2 & TS3 (and further between TS3 & TS4) serve to overlap the internal prestress coming from box girder into double-T beam girders. At the same time they serve as anchor points for external cables going through the hollow section of the box girder. Areas of bottom fibers of cross-beams between TS3 & TS4 were ameliorated due to construction sequence as last spans of TS4 were cast between completed section of TS3 and previous span of TS4. This caused development of negative bending moment due to self-weight and therefore compressive stresses at the bottom fibers. At transition cross-beams between TS2 & TS3 this hasn't been the case as the construction schedule for TS2 has been in advance of TS3. These cross-beams and adjacent spans have therefore been made with negative pre-camber of 20 mm. To develop negative bending moment and compressive stresses to bottom fibers of the cross-section at support, bearings at these cross-beams have been lifted by those 20 mm of pre-camber after sections TS2 & TS3 have been joined together.

Typical part of the bridge with basic span length 42.0 m contains 12 tendons, each consisting 19 strands. The part with basic span length 44.0 m contains 14 tendons with 19 strands each. Overlapping of tendons takes place at cross-beam blisters, otherwise tendons are coupled at construction joints.

The part over Hričov reservoir was considered as a box-girder with variable cross-section height, which follows the outline of the double-T beam cross-section at their joint. The bottom width of T-beam girder defines frieze of the bottom surface of the box-girder and renders edge continuity very nicely. The height of the cross-section varies from 3.0 m where it connects to double-T beam girder up to 6.0 m at supports (Fig. 1, 4 and 8). The width of walls of the box girder varies in several steps, whereas bottom slab thickness changes continuously along the span.

Cantilever tendons consist of 19 strands each and they are uniformly distributed within the upper deck. Bottom tendons across key segments consist of 12 and 19 strands and they are anchored at blisters protruding from bottom deck. External tendons contain 31 strands each, stretch along two spans and are overlapped at support diaphragms. Their profile is deviated at diaphragms using turned diabol molding.



Obr. 7 Prechodový priečník TC3 – TC4 pred nájazdom skruže MSS BERD
Fig. 7 Transition cross-beam between TS3 & TS4 before MSS BERD arrival

Prechodové priečníky medzi TC2 a TC3 (a ďalej medzi TC3 a TC4) slúžia na prekotvenie predpätí komorovej časti a časti dvojtrámu, súčasne na zakotvenie nesúdržných káblov vedených v komore mosta. Pri priečnikoch medzi TC3 a TC4 bolo namáhanie spodných vlákien prierezu lepšie vplyvom postupu výstavby, pri ktorom sa posledné pole TC4 betonovalo k hotovej časti TC3, čím sa nad podperou dosiahol záporný ohybový moment. Pri prechodových priečnikoch medzi TC2 a TC3 to nebolo možné, estakádna časť bola hotová skôr ako letná betónáž a prechodový priečník tak v spodných vláknach nemal takmer žiadny tlak od vlastnej tiaže. Tieto priečníky a susedné polia sa preto realizovali s výrobným podvýšením o 20 mm a po spojení estakádnej časti s letmo betónovanou časťou sa na týchto podperách realizovalo pridvihnutie konštrukcie, ktoré vnieslo do spodných vlákien dvojtrámu tlak obmedzujúci ťahové oblasti v dolných vláknach.

Typická estakádna časť TC2 s rozpätím 42 m je predopnutá dvanaástimi káblami, časť TC4 s rozpätím 44 m pomocou štrnástich káblov zložených z devätnástich lán. Napojenie prepínacej výstuže je riešené pomocou prekotvení na priečnikoch v kombinácii so spojkami predpätí v pracovných škárach.

Časť nosnej konštrukcie cez vodné dielo Hričov, budovanej letnou betónážou, tvorí komorový prierez s premennou výškou, ktorý svojím vonkajším obrysom priamo nadväzuje na vonkajší obrys estakádnej časti. Šírka dna trámov je premietnutá do vlysu spodného vonkajšieho povrchu komory mosta, čím vytvára elegantné napojenie hrán. Výška prierezu sa tak mení od 3,0 m v mieste prechodu z estakádnej časti dvojtrámu do 6,0 m v mieste podoprení (obr. 1, 4, 8). Hrúbka stien komory sa na dĺžke smerom k pilierom mení v niekoľkých skokoch, hrúbka spodnej dosky sa mení plynulo.

Vahadlové káble tvorí devätnásť lán, káble umiestené v dolnej doske sú potom zostavené z 12- a 19-lanových jednotiek. Voľné káble z tridsaťjeden lán sú vedené vždy cez dve polia a sú kotvené v priečnikoch. Ich dráha sa v deviátoroch a priečnikoch lomí pomocou sústavených tvaroviek zo silónu vkladných do debnení.

Výstavba

Spustenie výstavby úseku D3 prebehlo v júni 2014 s termínom dokončenia v júni 2017. Samotná realizácia mosta sa začala prípravnými prácami v októbri 2014, s vítaním prvých pilôt sa začalo v novembri 2014. Predpokladaný čas na výstavbu tak bol tridsaťdva mesiacov. V týchto mantineloch sa okrem toho nachádzal aj čiastkový míľnik výstavby – dokončenie obidvoch nosných konštrukcií do konca októbra 2016, teda do dvadsiatich štyroch mesiacov od prvého výkopu.

Vplyvom meškaní pri výstavbe tunela sa odovzdanie úseku oneskorilo o šesť mesiacov, no výstavba mosta postupovala viac-menej podľa schváleného harmonogramu. Pri takom náročnom harmonograme



Obr. 8 Výškový nábeh komorovej časti smerom k pilierom v tvare V vo VN Hričov
Fig. 8 Cross-section height variation close to V-shaped piers at reservoir section

Construction sequence

The highway construction began in June, 2014 with the deadline set to June, 2017. The construction of the bridge itself began shortly after design in October, 2014 by preliminary works (ground removals, excavations). First piles for TS1 were drilled in November, 2014. Timeframe assumed for the construction was 32 months. Within this timeframe separate milestone was set – completion of both superstructures until the end of October, 2016, which means 24 months after first excavations.

Due to unexpected delays during tunnel construction the deadline for completion of the highway was extended by up to 6 months excluding bridge construction milestone, which followed original time schedule. At such tough circumstances it has been necessary to optimize technologies and works sequence performed on site. Superstructure constructions were about to be provided at the same time for both bridges, that's why it was decided to use several different construction methods. For each section there were used these construction technology:

- TS1 – ordinary formwork with schedule from span across railway towards abutments,
- TS2 – movable MSS Strukturas span by span from TS1 towards reservoir (TS3),
- TS3 – symmetrical FCM, at the first period two cantilevers closer to the tunnel (TS4), then the last one closer to the pond Strážov (TS2),
- TS4 – movable MSS BERD equipped with self-weight balancing system (organic prestress) span by span heading from abutments at tunnel entrance towards reservoir (TS3).

The construction sequence of superstructures was finished by lift-up of cross beams between TS2 (over pond Strážov) and TS3 (over Hričov reservoir), which took place after separate sections of superstructure were coupled into one expansion unit and remaining external tendons were prestressed.

Finishing works were as following:

- anchoring and casting of nearly 6 kilometers of edge beams,
- expansion joints assembly with movement capacity from 900 to up to 1 400 mm,
- installation of 6 kilometers of guard rails with unique dilatation details,
- installation of in total 740 Pcs of noise barrier and railing posts,
- connection of more than 670 Pcs of drainage inlets,
- application of 38 500 m² of insulation and nearly 33 000 m² of wearing surfaces.

bolo nevyhnutné optimalizovať nasadenie technológií. Pri výstavbe nosných konštrukcií, ktorá mala prebiehať v rovnakom termíne na všetkých celkoch, sa prijalo rozhodnutie o využití takýchto rozličných technológií:

- TC1 – pevná skruž po poliach smerom od železnice ku krajným oporám 01,
- TC2 – presuvná MSS Strukturas po poliach v smere od železnice k vodnej nádrži,
- TC3 – letmá betonáž symetrických vahadiel, v prvej fáze dve vahadlá bližšie k tunelu, následne vahadlo pri rybníku Strážov,
- TC4 – presuvná MSS BERD po poliach od tunela smerom k TC3.

Po spojení jednotlivých častí nosných konštrukcií do jedného dilatáčného celku a dopnutí voľného predpätia sa realizovalo prídvihnutie nosnej konštrukcie na prechodových zárodkoch medzi dvojtrámom nad rybníkom Strážov a časťou s letmou betonážou (TC2 – TC3). Tým sa dokončila výstavba nosných konštrukcií mosta.

Dokončovacie práce následne predstavovali:

- ukotvenie a betonáž takmer 6 km ríms,
- osadenie mostných záverov s kapacitou posunov od 900 do 1 400 mm,
- inštaláciu 6 km zvodičiel osadených atypickými dilatáciami,
- ukotvenie spolu 740 ks stĺpikov PHS a zábradlí do ríms,
- napojenie viac ako 670 ks odvodňovačov do pozdĺžnych zvodov kanalizácie,
- polozenie 38 500 m² izolácií a cca 33 000 m² vozoviek.

Na záver sa vykonali statické a dynamické zaťažkávacie skúšky obidvoch mostov vo vybraných poliach. Skúšky potvrdili kvalitu realizácie aj správnosť koncepcie návrhu mosta a most bol odovzdaný do prevádzky verejnosti (obr. 9).

Záverečné zhrnutie

Pri západnom okraji mesta Žilina prebiehala v rokoch 2014 – 2017 realizácia veľmi náročného mostného diela v komplikovaných časových a priestorových podmienkach. Vznikla unikátna konštrukcia, ktorá sa svojimi parametrami a architektonickou čistotou navždy vpísala do histórie mostného staviteľstva nielen na Slovensku, ale v celej strednej Európe.

Úsek diaľnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno), v ktorom tvorí estakáda podstatnú časť, získal tieto ocenenia:

- Hlavnú cenu v národnej súťaži STAVBA ROKA 2017,
- Cenu Ministerstva dopravy a výstavby SR za celospoločenský prínos.

Okrem ocenenia prác stavebných firiem na úseku D3 získal projektový tím spoločnosti SHP ocenenie národného komitétu za „inovatívny prístup k návrhu viaduktu cez vážsku vodnú nádrž Hričov na diaľnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno)“.



Obr. 9 Most v priestore VN Hričov po dokončení

Fig. 9 Bridge crossing Hričov reservoir after completion

At the very end of the construction both static and dynamic load tests were performed on both bridges within several chosen spans. Load tests have confirmed the quality of works and the assumptions considered during the design. For finished structure appearance see Fig. 9.

Conclusion

The construction of unique bridge structure in difficult time and space boundary conditions took place between years 2014 – 2017 near western suburbs of the city of Žilina. The resulting structure appears to be outstanding in terms of both technical and visual point of view. Its aesthetical clarity has helped to impress it once and for ever into the history of bridge construction craftsmanship within the region of the Central Europe.

The highway part D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno), with the flyover included, has won:

- 1st prize in national Structure of the year 2017 competition,
- special prize from Ministry of Transportation and Construction of the Slovak Republic for all societal benefits.

Together with awards for construction companies the design team of Strasky, Husty and partners, Ltd. has been awarded by the national fib committee and received award for innovative attitude to the design of the flyover across Hričov reservoir.



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

FREYSSINET CS, a.s.

Kráľovická 267, 250 01 Zápy

E-mail: freyssinet@freyssinet.cz, www.freyssinet.cz

FREYSSINET CS, a.s. - organizačná zložka

Partizánska cesta 91, 974 01 Banská Bystrica

E-mail: freyssinet@freyssinet.sk, www.freyssinet.sk

PŘEDPÍNÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

- lanový a tyčový předpínací systém
- závěsové systémy mostů

SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

- opravy a ochrana betonu (reprofilace, injektáže trhlin, těsnění a izolační nátěry)
- ochrana betonářské výztuže (katodická ochrana, elektrochemická, fyzikálně-chemická impregnace)
- dodatečné zesilování konstrukcí (externí předpětí, uhlíkové lamely a tkaniny)

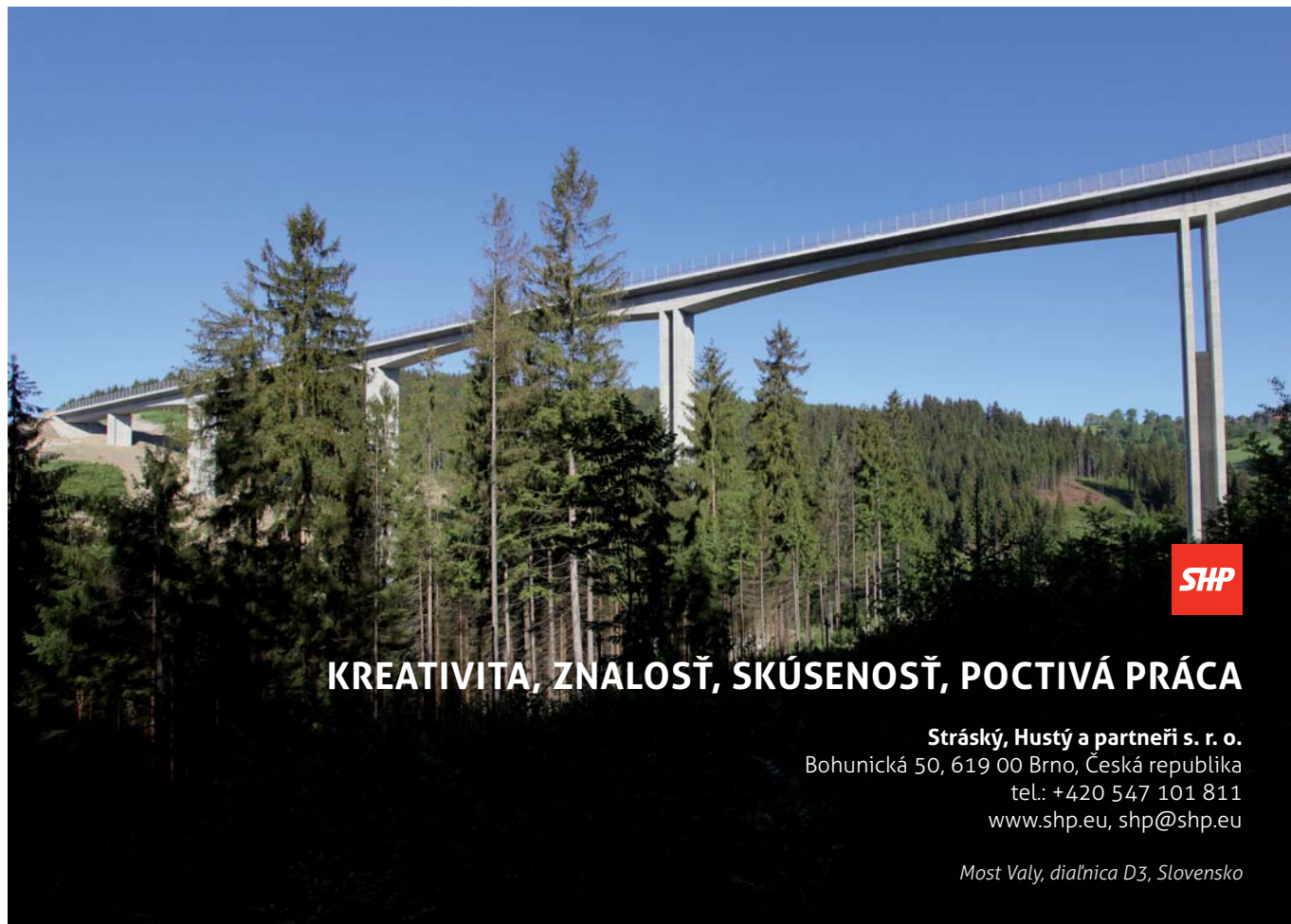
MOSTNÍ LOŽISKA A DILATAČNÍ ZÁVĚRY

- hrncová, kalotová a elastomerová ložiska
- dilatační závěry s rozsahem do 1450mm

MANIPULACE S TĚŽKÝMI BŘEMENY

- synchronní zvedání konstrukcí
- vystrojení pomocných podpěrných konstrukcí
- servis hydraulických zařízení

HORNINOVÉ KOTVY, MIKROPILOTY, PRODEJ MATERIÁLU



SHP

KREATIVITA, ZNALOSTĚ, SKÚSENOSTĚ, POCTIVÁ PRÁCA

Stráský, Hustý a partneři s. r. o.
 Bohunická 50, 619 00 Brno, Česká republika
 tel.: +420 547 101 811
 www.shp.eu, shp@shp.eu

Most Váhy, dálnice D3, Slovensko



CADforum 2018

12-13/9/2018 | Hotel Avanti Brno

vyrobte a postavte budoucnost **powered by cadstudio**

Nenechte si ujít již 15. ročník odborné konference

výměna praktických zkušeností s nasazením
CAD/CAM, PDM a BIM technologií, trendy a aktuality

registrujte se na konference.cadforum.cz

cadstudio



Peter Ďuriš

Mosty na D1 Fričovce – Svinia budované metódou letmej betonáže

The bridges on the D1 highway Fričovce – Svinia built with the free cantilever method

Mosty, ktorých sa týka tento príspevok, patria k najväčším mostným objektom na úseku D1 Fričovce – Svinia. Oba mosty boli realizované technológiou letmej betonáže. Nachádzajú sa v extraviláne obce Bertotovce a delí ich od seba necelých 700 m. Prvý z mostov, most SO 204, premostňuje bezmenný potok a poľnú cestu v maximálnej výške nad terénom až 44 m. Most SO 206 premostňuje Hermanovský potok, cestu 3. triedy III/5439 Hermanovce – Bertotovce a prístupovú komunikáciu v maximálnej výške 39 m nad voľným terénom.



Pohľad na rozostavané vahadlá mosta SO 204
View of the unfinished cantilevers on SO 204

Most SO 204 vedie smerovo v prechodnici a v oblúku s $R = 2\,200$ m, výškovo prechádza z vrcholového oblúka s $R = 10\,000$ m do konštantného klesania 4,5 %, vozovka má jednostranný priečny sklon 4,5 %. Most SO 206 vedie v smerovom oblúku s $R = 1\,120$ m, výškovo je v konštantnom klesaní 0,86 %, vozovka má jednostranný priečny sklon 3,5 %.

Základné údaje a opis mostov

Založenie a spodná stavba

Most SO 204

Most je založený na mikropilótach Ø 159 mm s dĺžkami od 10 až do 20,5 m, v každom základe sa vykonali dve zaťažovacie skúšky. Krajné opory a základy č. 2 a 4 sa budovali v otvorených stavebných jamách, základ č. 3 v stavebnej jame chránenej štetovnicovou stenou s dvomi rozpernými ráhami.

Spodnú stavbu mosta tvoria krajné opory č. 1 a 5 a medziľahlé piliere č. 2, 3 a 4. Krajné opory tvorí železobetónová stena monoliticky spojená s krídlami. V strednom deliacom páse sa za touto stenou nachádza obštaný priestor, v ktorom je umiestnené schodisko na prístup do mosta. Nosná konštrukcia je na oporách podopretá dvomi osemuholníkovými stĺpmi stojacimi na spoločnom základe. V zá-

The bridges described in my paper are among the largest bridge structures on the D1 Fričovce – Svinia highway stretch. Both bridges were built with the free cantilever method. The bridges are located in the outskirts of Bertotovce and they are less than 700 m apart from each other. The first of the bridges, bridge SO 204, is built over a no-name creek and field road, with a maximum height of 44 m above the terrain, and bridge SO 206 stretches over the Hermanovce creek, class 3 road no. III/5439 Hermanovce – Bertotovce and an access road, with a maximum height of 39 m above the terrain.

The SO 204 bridge is built directionally in a transit curve and arc with a radius of $R = 2\,200$ m, it stretches vertically from the top arc of $R = 10\,000$ m into a constant decline of 4.5 %, and the pavement has a transverse slope of 4.5 %. The SO 206 bridge has a directional arc of $R = 1\,120$ m, it is built with a constant vertical decline of -0.86 %, and the pavement has a transverse slope of 3.5 %.

Basic data and description of the bridges

Foundations and substructure

Bridge SO 204

The bridge is founded on Ø 159 mm micro piles in lengths from 10 to 20.5 m; with 2 load tests carried out in each of the foundations. The abutments and the foundation no. 2 and 4 were built in open construction pits, and the foundation no. 3 was built in a construction pit protected by a sheet pile wall with two spacer frames.

The substructure of the bridge is formed by abutments no. 1 and 5 and intermediate piers 2, 3 and 4. The abutments consist of a reinforced concrete wall, which is connected with the wings through cast-in-situ structures. In the central reserve there is a space behind this wall with an access staircase into the bridge. On the piers, the superstructure is supported by two octagonal columns standing on a common base. The closing wall in both abutments contains ducts for ISDN cables and drainage piping in pier no. 5.

The center piers are made of four pillars with a constant octagonal cross-section. To ensure rigidity, the pillars are connected by cross members. The pillar no. 2 and 4 has cross members only on one height level, and due to its height, the pillar no. 3 has cross members on two levels.

Bridge SO 206

Similarly to SO 204, bridge SO 206 is based on Ø 159 mm micro piles, 7 to 10 m long, with two load tests per foundation. The abutments and the foundation no. 2 and 4 were made in open construction pits, and the foundation no. 3 in a construction pit with sheet pile wall timbering. Due to the inclination of the terrain, the two walls of the construction pit in foundation no. 4 were stabilized by nailing and a torque, and the establishment of the abutment no. 5 was carried out in 3 levels due to the terrain sloping.

The shape of the substructure of bridge SO 206 is identical to bridge SO 204. What differs is the shape of the abutment no. 5 due



Výstuž základu so zárodkami stabilizačných veží
Reinforcement of the foundation with pier heads for stabilization towers



Pohľad na atypickú oporu č. 5 mosta SO 206
View of the atypical abutment no. 5 on bridge SO 206

vernom múriku oboch opôr sú umiestnené prestupy pre ISDN káble a v opore č. 5 aj prestupy pre odvodňovacie rúry.

Medziľahlé podpory tvorí štvorica pilierov s konštantným osemuholníkovým prierezom. Na zabezpečenie tuhosti sú piliere spojené priečkami. Pilieri č. 2 a 4 majú priečle v jednej výškovej úrovni, pilier č. 3 ich má vzhľadom na svoju výšku až v dvoch úrovniach.

Most SO 206

Rovnako aj most SO 206 je založený na mikropilótach Ø 159 mm s dĺžkami od 7 do 10 m a aj tu sa vykonali dve zaťažovacie skúšky na základ. Krajné opory a základy č. 2 a 4 sa realizovali v otvorených stavebných jamách, základ č. 3 v stavebnej jame paženej štetovnicovými stenami. Vzhľadom na sklon terénu sa dve steny stavebnej jamy na základe č. 4 stabilizovali klincovaním a torkrétom, zakladanie krajnej opory č. 5 je zasa pre sklon terénu odstupňované v troch úrovniach.

Rovnaký tvar ako SO 204 má aj spodná stavba mosta SO 206. Rozdielny je tvar krajnej opory č. 5 pre odstupňované zakladanie v troch úrovniach a tiež pre tvar pravého krídla, ktoré je zalomené kolmo k osi diaľnice, aby stabilizovalo vystužený svah diaľničného násypu za krídlom.

Nosná konštrukcia

Oba mosty majú nosnú konštrukciu spoločnú pre oba jazdné smery diaľnice. V priečnom reze ju tvorí jednokomorový nosník s vyloženými konzolami, ktoré sú podporené tyčovými prefabrikovanými vzperami po 2,44 m. Prierez vzpery má tvar štvorca s hranou 400 mm, dĺžka vzpery je 7,354 m na ľavej strane, resp. 7,151 m na pravej strane. V pozdĺžnom smere mosta sú vzpery osadené v priemete kolmo na rovinu mosta. Nosná konštrukcia má v osi mosta konštantnú výšku 4,813 m, šírka je 29 m. Zo statického hľadiska ide pri oboch mostoch o spojitý štvorpoľový nosník s rozpätiami polí 53,68 + 2 × 87,84 + 53,68 m (resp. pri SO 206 je to 46,36 + 2 × 82,96 + 46,36 m). Pevné uloženie spojitého nosníka je na podpere č. 3. Na medziľahlých podporách je konštrukcia uložená na štyroch ložiskách, na krajných oporách sú iba dve ložiská. V montážnom štádiu je konštrukcia budovaná ako tri samostatné vahadlá s dobetonávkami pri krajných oporách. Konštrukciu delíme z montážneho hľadiska na tieto časti: zárodok, lamely a zmonolitňujúci diel na podpornej skruži. Ako prvý sa budoval zárodok s dĺžkou 9,76 m. Základ stability zárodku tvoria štyri ložiská umiestnené na každom zo štyroch pilierov podpory a predpínacie tyče na ukotvenie zárodku počas výstavby vahadla. Na zárodok sa namontovali vozíky letnej betonáže typu NRS, ktoré sa použili už pri výstavbe Mestskej estakády v Považskej Bystrici. Následne sa zhotovili vahadlá z lamiel a zmonolitňujúce diely pri krajných oporách. Základom statiky oboch mostov je predpínacia výstuž, a to priečne a pozdĺžne predpätie. Priečne predpätie tvoria 4-lanové káble umiestnené v konštantnej vzdialenosti 0,6 m v spoštených PE rúrkach, ktoré sa predpínajú jednostranne. Pozdĺžne predpätie tvoria súdržné káble a voľne vedené káble. Súdržné káble vedú v kanálikoch tvorených

to the layered/graded establishment in 3 levels, and also due to the shape of the right wing, which is perpendicular to the axis of the highway to stabilize the reinforced embankment behind the wing.

Superstructure

Both bridges have a shared superstructure for both directions of travel. In a cross-section view, it is formed by a single-chamber beam with cantilevered brackets, which are supported by prefabricated struts, 2.44 m each. The cross-section of the strut is a square with an edge of 400 mm; the strut is 7.151 m long on the left side and 7.354 m long on the right side. In the longitudinal direction, the struts are installed perpendicular to the bridge plane. The height of the superstructure in the bridge axis is constant (4.813 m), and the width of the structure is 29 m. From the perspective of static integrity, a continuous four-section beam with sectional dimensions of 53.68 + 2 × 87.84 + 53.68 m (and/or in SO 206, 46.36 + 2 × 82.96 + 46.36 m) is used. The continuous beam is permanently attached to pillar no. 3. The structure is placed on 4 bearings on the center piers and on 2 bearings on the abutments. In the assembly stage, the structure is constructed as 3 separate cantilevers with concrete filling in the outer abutments. From the perspective of assembly, the construction is divided into the following sections: pier head, segments and cast-in-situ section on the falsework. The 9.76 m long pier head was built first. The stability of the pier head is achieved by the 4 bearings located on each of the 4 pillars of the support and the pretensioning bars to anchor the pier head during the construction of the cantilever. The NRS form travellers, which were already used in the construction of the urban elevated road in Považská Bystrica, were mounted on the pier head. Subsequently, the cantilevers were made of the segments and the cast-in-situ sections were made at the abutment pillars. Both bridges are based on prestressing steel, i.e. transverse and longitudinal pretensioning. The transverse pretensioning is formed by 4-strand cables placed at a constant distance of 0.6 m in flattened polyethylene pipes, which are pretensioned on one side. The longitudinal pretensioning is achieved by bond tendons and external tendons. The bond tendons are guided in the channels formed by the Witzemann tubes, diameter 80, 90 and 95 mm, and the external tendons in HDPE pipes, diameter 110 mm. The bond tendons are:

- Cantilever – 12, 15 or 19-strand – they compensate for the stress during the construction of the cantilever, and are prestressed after 24 hours after the minimum cubic strength of 40 MPa is achieved.
- Field – 12, 15 or 19-strand – the cables in the bottom plate fastened to the lugs, connection cables in the beams and anchored in the pier heads, and coupled cables in the top slab anchored at the end of the bridge.

The external tendons are only used in intermediate fields. They consist of 19 strands; they are guided through two fields and an-



Výstavba zárodku na plošine ULMA
Construction of the pier head on the ULMA platform

rúrkami Witzemann s priemerom 80, 90 a 95 mm, voľne vedené káble sú v HDPE rúrkach s priemerom 110 mm. Súdržné káble sú:

- konzolové – 12-, 15- alebo 19-lanové; vykrývajú napätia počas výstavby vahadiel, napínajú sa najskôr po 24 hodinách po dosiahnutí min. kockovej pevnosti 40 MPa,
- poľové – 12-, 15- alebo 19-lanové káble sú v spodnej doske kotvené v náliatkoch, káble spojitosti vedú v trámoch a sú kotvené v zárodkoch, spojované káble sú kotvené v hornej doske na konci mosta.

Voľne vedené káble sú iba v medziľahlých poliach. Sú zložené z devätnástich lán, vedú cez dve polia a sú kotvené v priečnikoch č. 2 a 4. Napínané sú jednostranne s dopnutím na opačnom konci.

Most SO 204

Vahadlá č. 2 a 4 majú obojstranne osem párov lamíel, vahadlo č. 3 má sedem párov lamíel, pričom ôsmy pár tvorí zmonolitňujúcu lamelu. Zmonolitňujúce diely pri krajných oporách majú dĺžku 12,81 m.

Most SO 206

Všetky tri vahadlá majú obojstranne sedem párov lamíel, vahadlo č. 2 a 4 majú aj ôsmy pár zmonolitňujúcich lamíel. Zmonolitňujúce diely pri krajných oporách majú dĺžku iba 5,49 m.

Postup výstavby

Spodná stavba

Výstavba oboch mostov sa začala v roku 2012 výrubom riedkych porastov v mieste základov. Nasledovali zemné práce a zakladanie pilierov z úrovne základovej škáry. Na mikropilótach sa potom zriadili masívne základové pätky s výškou 3 m. Spodnú vodu bolo počas zakladania nutné čerpať len zo základov č. 3 oboch objektov, ktoré sa nachádzajú pri miestnych potokoch.

Výstavba driekov pilierov prebiehala v taktach s dĺžkou 4 m s dvomi súpravami debnenia na jednu podporu. Výstuž z nadrozmerných prútov Ø 32 mm bolo potrebné stabilizovať už od základov pomocou podpernej konštrukcie zo zvarovaných profilov. Časť nosných prútov výstuže sa v dôsledku vysokých namáhání spojkovala certifikovanými lisovanými spojkami FLIM. Výstavba jedného záberu trvala v priemere 12 dní, v prípade stužujúceho záberu s priečlami to bolo 22 dní. Drieky pilierov aj s priečlami boli zhotovené pomocou prekladaného debnenia ULMA. Spodná stavba bola dokončená koncom roka 2013.

Nosná konštrukcia

Výstavba nosnej konštrukcie sa začala výstavbou zárodočných segmentov s dĺžkou 9,76 m. Vzhľadom na výšku pilierov sa realizovali zárodky na plošinách zavesených na hlavicích pilierov. Na tento účel navrhla firma ULMA priehradovú konštrukciu, ktorá bola zavesená na sústavu HEB-profilov ukotvených v hornej časti piliera. Betonáž zárodkov prebehla v troch etapách (spodná doska, trámy a priečnik, horná doska). Samotná výstavba zárodku trvala približne päťdesiat dní.



Montáž vozíkov letmej betonáže
Installation of form travellers

chored in cross beam no. 2 and 4. They are stretched unilaterally, with pretensioning on the opposite end.

Bridge SO 204

The cantilever no. 2 and 4 each have eight pairs of segments on both sides, the cantilever no. 3 has seven pairs of segments, and the 8th pair is a cast-in-situ plate. The cast-in-situ sections at the abutments are 12.81 m long.

Bridge SO 206

All three cantilevers have 7 pairs of segments on both sides, the cantilever no. 2 and 4 also have the 8th pair of cast-in-situ segments. The cast-in-situ sections at the abutments are only 5.49 m long.

Construction progress

Substructure

The construction of both bridges started in 2012 by felling the sparse vegetation at the foundations. This was followed by earthworks and foundation of pillars from the foundation base. The solid foundation heels with a height of 3 meters were then built on the micro piles. Ground water had to be extracted during the establishment only in foundation no. 3 in both bridges because they are located close to the local creeks.

The construction of the pillar shafts was conducted in 4 m long stretches with two sets of formwork per one pillar. The reinforcement made of oversize Ø 32 mm rods had to be stabilized from the very foundations by a supporting structure made of welded profiles. Some of the reinforcement support rods were coupled by certified molded FLIM connectors because of the high stress. The construction of one stretch took 12 days on average, and the construction of a reinforced stretch with cross members took 22 days. The pillar shafts and cross members were made using the ULMA interlaced formwork. The substructure was completed at the end of 2013.

Superstructure

The construction of the superstructure began with the 9.76 m long pier heads. Due to the height of the pillars, the pier heads were implemented on the platforms suspended on the pillar heads. For this purpose, ULMA proposed a frame assembly to be suspended on a series of HEB profiles anchored at the top of the pillar. The casting of the pier heads was carried out in three stages (bottom plate, frames and beam, upper plate). The construction of the pier head took approximately 50 days.

The form travellers by NRS were mounted on the finished pier head. The installation of the trolleys on the pier head took 18 days. From the perspective of construction, the trolleys were adapted to the cross-section of the bridge. One of the main requirements was to be able to place the prefabricated struts into the trolley, which the manufacturer achieved by using small portal cranes with a load ca-

Na zrealizovaný zárodok sa namontovali vozíky letmej betonáže od firmy NRS. Montáž vozíkov na zárodok trvala osemnásť dní. Konštrukčne boli vozíky prispôsobené priečnemu rezu mostom. Jednou z hlavných požiadaviek bolo umožniť vkladanie prefabrikovaných vzpier do vozíka, čo výrobca vyriešil pomocou malých portálových žeriavov s nosnosťou 5 t, ktoré sú súčasťou vozíkov. Na jednom vozíku boli dva takéto portálové žeriavy, každý nad vnútornou časťou konzoly. Po nastavení vozíka do výšky a smeru nasledovalo osadenie vzpier. Vzpery boli zavesené na špeciálne vahadlo s nastavením potrebného sklonu a presunuté do svojej projektovanej pozície, kde boli zafixované o debnenie vozíka a neskôr pri armovaní aj o armatúru.

Realizácia jedného páru lamíel trvala v priemere 14 dní. Na výstavbu oboch mostov sa použili dva páry vozíkov NRS. Pri moste SO 204 sa najskôr zrealizovali vahadlá č. 2 a 4, ktorých výstavba prebiehala s odstupom štyroch týždňov. V druhej fáze sa realizovalo vahadlo č. 3 a zmonolitňujúce diely pri krajných oporách. Druhý pár vozíkov sa previezol na objekt SO 206 a postup sa otočil. V prvej fáze sa zrealizovalo vahadlo č. 3 a zmonolitňujúce diely pri krajných oporách, v druhej zasa vahadlá č. 2 a 4 vrátane všetkých štyroch zmonolitňujúcich lamíel, ktoré sa betónovali naraz. Realizácia nosnej konštrukcie SO 204 bola ukončená v auguste 2014, realizácia nosnej konštrukcie SO 206 v marci 2015.

Záver

Výstavba oboch mostov bola ukončená v novembri 2015, o mesiac neskôr bol uvedený do prevádzky celý úsek D1 Fričovce – Svinia. Diaľnica prepojila už hotové úseky pri obci Široké a pred Prešovom, čím vznikol súvislý úsek z Prešova až po tunel Branisko. Význam diaľnice ocenili nielen motoristi, ale aj obyvatelia okolitých obcí Hendrichovce, Bertotovce a Chminianska Nová Ves, ktorým sa výrazne znížila intenzita dopravy, čo prinieslo aj zníženie nežiaducich vplyvov, ako sú emisie, hluk, a zvýšilo bezpečnosť účastníkov cestnej premávky.

Literatúra

1. Ing. Táborská K.: Technická správa k objektu 204-00 (2013).
2. Ing. Táborská K.: Technická správa k objektu 206-00 (2013).

capacity of 5 t, which are part of the trolley. One trolley was equipped by two such portal cranes, each on the inside of the console. The struts were installed after adjusting the trolley in the desired height and direction. The struts were hung on a special cantilever allowing the required inclination to be adjusted, and moved to their desired projected position where they were attached to the formwork of the trolley and later to the armoring during the armoring stage.

The implementation of a single pair of segments took 14 days on average. The two bridges were built with 2 pairs of NRS trolleys. In Bridge SO 204, the cantilever no. 2 and 4 was build first, and their construction took place with a 4-week delay. The cantilever no. 3 and the cast-in-situ sections at the abutment pillars were built in the second phase. The second pair of trolleys was moved to SO 206 and the procedure was inversed. The cantilever no. 3 and the cast-in-situ sections at the abutment pillars were built in the first phase, and the cantilever no. 2 and 4, including all 4 cast-in-situ segments, were built in the second phase all at once. The construction of the superstructure in SO 204 was finished in 8/2014 and the construction of the superstructure in SO 206 was finished in 3/2015.

Conclusion

The construction of both bridges was completed in 11/2015, and a month later the entire D1 Fričovce – Svinia section was put into public use. The highway connected the already finalized highway stretches near the village of Široké and close to Prešov, forming a contiguous stretch all the way from Prešov to the Branisko tunnel. Its importance was appreciated both by the motorists and the residents of the surrounding communities of Hendrichovce, Bertotovce a Chminianska Nová Ves, resulting in an immediate reduction of transport intensity and its undesirable effects such as emissions, noise, or low road traffic safety.

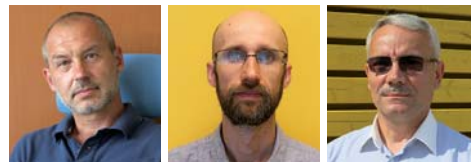
References

1. Ing. Táborská K.: Technical report to site 204-00 (2013).
2. Ing. Táborská K.: Technical report to site 206-00 (2013).



Pohľad na most SO 206 pred dokončením
View of the SO 206 bridge before completion

Vladimír Skovajsa – Peter Martinák – Ľudovít Molnár



Výstavba mostov Vršok a Čadečka na úseku D3 Svrčinovec – Skalité

The construction of bridges Vršok and Čadečka on section D3 Svrčinovec – Skalité

Výstavba diaľnic na Slovensku za posledné roky viditeľne napreduje. Súčasťou infraštruktúrnych objektov sú aj zložité a technicky náročné úseky, ktoré predstavujú výzvu pre realizačné spoločnosti. Efektívne napredovanie stavebných prác v ťažkých terénoch uľahčuje okrem iného aj správny výber debnenia. Ten ovplyvňujú mnohé faktory, ako sú napríklad požiadavky na tvar, množstvo, objem, umiestnenie železobetónových konštrukcií, počet možných opakovaní, ale predovšetkým uspokojenie potrieb zhotoviteľa stavby s prihliadnutím na jeho technické, technologické a ekonomické možnosti. Na narastajúcu náročnosť diaľničných úsekov a ich konštrukcií reaguje spoločnosť DOKA novými progresívnymi debniacimi systémami.

Konkrétne ide o samošplhacie debnenie Xclimb 60, ktoré je obzvlášť efektívne pri výstavbe vysokých pilierov a Doka-spriahnutý debniaci vozík na zmonolitnenie oceľobetónových mostoviek.

Samošplhacie debnenie Xclimb 60 na diaľnici D3 Svrčinovec – Skalité

Samošplhací systém Xclimb 60 bol nasadený na stavbe vysokých pilierov mostov Vršok a Čadečka, nachádzajúcich sa na diaľnici D3 v úseku Svrčinovec – Skalité. Pri oboch stavebných objektoch mali piliere podopierajúce mostnú konštrukciu tvar „kostičky“, navzájom sa líšili len rozmermi. Vzhľadom na túto skutočnosť navrhla spoločnosť Doka debnenie pilierov pomocou univerzálnej zostavy nosníkového debnenia Top 50, pozostávajúceho zo 14 panelov, ktoré sa dali univerzálne použiť pri všetkých rozmerových variantoch. Pilieri týchto objektov sú vysoké v rozmedzí od 4 do 56 m, betónovanie prebiehalo v 4,5- až 5-metrových výškových záberoch.

Most Vršok

Stavba: most Vršok na diaľnici D3 v km 25,140

Objekt: SO 242-00

Zhotoviteľ stavby: Združenie D3 Svrčinovec – Skalité (VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Zhotoviteľ mostných pilierov: Doprastav Export, s. r. o.

Maximálna výška pilierov: 54 m

Použitie debnenie: nosníkové debnenie Top 50, šplhacie debnenie MF 240, samošplhacie debnenie Xclimb 60, schodisková veža 250

Pri stavebnom objekte Vršok sa na stavbu dodali tri zostavy nosníkového debnenia Top 50, ktoré sa používali v kombinácii s dvomi zostavami šplhacieho debnenia MF 240 (obr. 2) pri nižších pilieroch, a jedna zostava samošplhacieho debnenia Xclimb 60 (obr. 3) pre dva najvyššie piliere (s max. výškou piliera 54 m). Rozdiel medzi šplhacím a samošplhacím debnením spočíva v tom, že pri šplhacom debnení sa premiestnenie debnenia do ďalšieho výškového záberu realizuje pomocou žeriava (v tomto prípade vežový žeriav) a pri samošplhacom debnení sa presun debnenia do ďalšieho výškového záberu realizuje pomocou hydraulických zariadení.

The construction of highways in Slovakia has progressed recognizably over the past years. Parts of infrastructure objects are also complex and technically demanding sections that challenge their implementation. Effective progress of construction works in heavy terrain facilitates, among other things, the right choice of formwork. This is influenced by many factors, such as requirements for shape, quantity, volume, location of reinforced concrete structures, number of repetitions, but the most important one is satisfaction of the construction contractor's needs, taking into account his technical, technological and economic possibilities. With the increasing demands of the motorway sections and their structures, DOKA is coming with new progressive formwork systems.

In particular, the automatic climbing formwork Xclimb 60 - especially effective when building high pillars - and the Doka composite forming carriage - for reinforcing steel-concrete bridges.

The automatic climbing formwork Xclimb 60 on the highway D3 Svrčinovec – Skalité

The automatic climbing formwork Xclimb 60 was installed on the construction of the high pillars of the bridge Vršok and the bridge Čadečka, located on the D3 highway in the section Svrčinovec - Skalité. For both building objects, the pillars supporting the bridge construction were shaped in a "bone", differing only in size. Due to this fact, Doka has designed pillars by using a universal set of beam formwork Top 50, consisting of 14 panels that could be used universally for all dimensional variants. The pillars of these objects are high in the range of 4 to 56 metres and the concreting took place at height 4.5 to 5 metres.

The bridge Vršok

Building: the bridge Vršok on the D3 highway in km 25.140

Object: SO 242-00

Contractor of the building: Group D3 Svrčinovec – Skalité

(VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Contractor of the bridge pillars: Doprastav Export, s. r. o.

Maximum height of the pillar: 54 m

Formwork used: the beam formwork Top 50, climbing formwork MF 240, automatic climbing formwork Xclimb 60, stair tower 250

For the building of Vršok, 3 sets of the beam formwork Top 50 were delivered and used in combinations with the two climbing formwork MF 240 (Fig. 2) for the lower pillars and the automatic climbing formwork Xclimb 60 (Fig. 3) for the two highest pillars (max. pillar height – 54 m). The difference between climbing and automatic climbing formwork is that the relocation of climbing formwork to the next height elevation is accomplished by a crane, in this case a tower crane, and in the case of the automatic climbing formwork the formwork is moved to the next height elevation by hydraulic devices.

Ing. Vladimír Skovajsa, DOKA Slovakia, Debniaca technika, s. r. o., Ivánska cesta 28, 821 04 Bratislava, tel.: +421 903 243524, e-mail: vladimir.skovajsa@doka.com

Ing. Peter Martinák, DOKA Slovakia, Debniaca technika, s. r. o., Ivánska cesta 28, 821 04 Bratislava, tel.: +421 2 48202142, e-mail: peter.martinak@doka.com

Ing. Ľudovít Molnár, DOKA Slovakia, Debniaca technika, s. r. o., Ivánska cesta 28, 821 04 Bratislava, konateľ/executive manager, tel.: +421 2 903 401559, e-mail: ludovit.molnar@doka.com



Obr. 1 Debniaci systém Paratop na moste Vřšok
Fig. 1 Formwork system Paratop at the bridge Vřšok

Mobilný autožeriav bol v tomto prípade potrebný len pri nasadení samošplhacieho debnenia do prvého záberu a pri demontáži systému po zhotovení piliera. Pri premiestňovaní je samošplhacie debnenie Xclimb 60 vždy zaistené na stavebnom objekte a do ďalšieho záberu sa môže presúvať aj pri zhoršených poveternostných podmienkach, čo je z hľadiska jeho bezpečnej a hospodárnej prevádzky mimoriadne výhodné. K vysokému štandardu bezpečnosti prispievajú aj dostatočne široké plošiny, integrovaný výstupový systém a možnosť celoobvodového uzavretia plošín.

Betónovanie dvoch najvyšších pilierov prebiehalo autočerpádom v 5-metrových výškových záberoch, pričom jeden záber trval približne šesť dní. Debnenie celého pôdorysu piliera sa realizovalo pomocou nosníkového debnenia Top 50 s výškou 5 m, ktoré bolo položené na štyroch plošinách samošplhacieho debnenia Xclimb 60. Hydraulický agregát a štyri mobilné hydraulické zariadenia zabezpečovali súbežné šplhanie dvoch zo štyroch plošín. Po vyšplhaní prvých dvoch plošín sa štyri mobilné hydraulické zariadenia presunuli na ďalšie dve plošiny a šplhanie sa mohlo opakovať. Všetky štyri plošiny sa premiestnili do ďalšieho výškového záberu približne za tri hodiny. Fakt, že šplhacie zariadenia neboli osadené na každej plošine, ale mohli sa premiestňovať po jednotlivých plošinách, radí tento systém k najhospodárnejším šplhacím systémom.

Most Čadečka

Stavba: most Čadečka na diaľnici D3 v km 29,380

Objekt: SO 245-00

Hlavný zhotoviteľ: Združenie D3 Svrčinovec – Skalité (VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Zhotoviteľ mostných pilierov: Stavby mostov Slovakia, a. s.

Maximálna výška pilierov: 56 m

Použité debnenie: nosníkové debnenie Top 50, šplhacie debnenie MF 240, samošplhacie debnenie Xclimb 60, schodisková veža 250

Pri stavebnom objekte Čadečka boli obdobne nasadené tri zostavy nosníkového debnenia Top 50, dve zostavy šplhacieho debnenia MF 240 a jedna zostava samošplhacieho debnenia Xclimb 60. Po zabetónovaní prvého záberu pomocou štartovacej súpravy nosníkového debnenia s výškou 12 m sa na pilier nasadil šplhací systém MF 240 v kombinácii s nosníkovým debnením Top 50 s výškou 4,5 m. Následne sa realizovali dva typické zábery na plošinách MF 240, čím sa dosiahla výška piliera približne 21 m. Z dôvodu bezpečnosti sa od tejto výšky použil samošplhací systém Xclimb 60, ktorý realizoval pilier do jeho finálnej výšky (max. výška piliera pri tomto objekte bola 56 m). Dôvodom uvedeného nezvyčajného postupu prác bola snaha čo najlepšie splniť požiadavky zákazníka ohľadom úspory nákladov a zároveň jednoduchej manipulácie. Pri realizácii pilierov bol počas celého času výstavby k dispozícii len autožeriav, ktorý slúžil na obsluhu šplhacieho debnenia MF 240 a bol potrebný aj na montáž a demontáž samošplhacieho debnenia Xclimb 60.



Obr. 2 Šplhacie debnenie MF 240
Fig. 2 Climbing formwork MF 240

In this case, mobile crane was needed only when the automatic climbing formwork was applied to the first elevation and when the system was dismantled after the pillar was made. When moving, the automatic climbing formwork Xclimb 60 is always secured on a building and can be moved even in bad weather conditions, which is extremely advantageous for its safe and economical operation. The wide platforms, the integrated output system and the possibility of round-trip closures also contribute to the high standard of safety.

The concreting of the two top pillars was carried out by an automatic pump in 5 m height, with one elevation lasting approximately 6 days. The formwork of entire pillar's ground plan was realized using the beam formwork Top 50 with a height of 5 m which was laid on four platforms of the automatic climbing formwork Xclimb 60. A hydraulic aggregate and four mobile hydraulic devices ensured the simultaneous climbing of two of the four platforms. After climbing the first two platforms, four mobile hydraulic devices were moved to the next two platforms, so the climbing could be repeated. All four platforms moved to a further height in about 3 hours. Although climbing devices were not installed on each platform yet could be moved by platform, this system is considered to be the most economical climbing system.

The bridge Čadečka

Building: the bridge Čadečka on the D3 highway in km 29.380

Object: SO 245-00

Main contractor of the building: Group D3 3 Svrčinovec – Skalité (VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Contractor of the bridge pillars: Stavby mostov Slovakia, a. s.

Maximum height of the pillars: 56 m

Formwork used: the beam formwork Top 50, climbing formwork MF 240, automatic climbing formwork Xclimb 60, stair tower 250

For the building of Čadečka, 3 sets of the beam formwork Top 50 were delivered and used in combinations with the two climbing formwork MF 240 and one set of the automatic climbing formwork Xclimb 60. After a concrete encasement of the first elevation with a 12m-height beam assembly starting set, the MF 240 climbing system was mounted on the pillar in combination with the set of beam formwork Top 50 with a height of 4.5 m. Subsequently, two typical elevations were made on MF 240 platforms, reaching a pillar height of about 21 m. For safety reasons, the Xclimb 60 automatic climbing system was used, which realized the pillar to its final height (the maximum height of the pillar at this facility was 56 m). The reason for this unusual workflow was to meet customer's requirements as best as cost savings and easy handling. During the construction of the pillars, only the mobile crane was used during the whole construction period; it was also used for the MF 240 climbing formwork and was also necessary for the installation and dismantling of the Xclimb 60 automatic climbing formwork.



Obr. 3 Samošplhacie debnenie Xclimb 60 – šplhanie pomocou hydraulického agregátu a hydraulických komponentov
Fig. 3 Automatic climbing formwork Xclimb 60 – climbing through the hydraulic aggregate and hydraulic components



Obr. 4 Zhotovenie spriahnutej železobetónovej dosky so šírkou 13,41 m na mostoch Vášok a Čadečka sa realizovalo nasadením Doka-spriahnutého debniaceho vozíka v 7-dňovom takte.
Fig. 4 The construction of a reinforced concrete slab with a width of 13.41 m of bridges Vášok a Čadečka was carried out by installing the Doka composite forming carriage in a 7-day cycle.

Všetky zostavy nosníkového debnenia Top 50 sa predmontovali v servise predmontáže debnenia a následne sa dodali na stavbu pripravené na nasadenie. Predmontáž debnenia ušetrila časovo náročné zhotovenie panelov nosníkového debnenia, ktoré sa na stavbe už len pospájali do jednotlivých funkčných zostáv. Vďaka vysokej presnosti predmontáže jednotlivých panelov bolo debnenie rýchlo a jednoducho pripravené na použitie.

Naše rozhodnutie zaviesť na slovenský trh nový samošplhací debniaci systém Xclimb 60 sa osvedčilo, čoho dôkazom je aj jeho časté využívanie pri výstavbe diaľnic, najmä pri budovaní vysokých pilierov. Pri jeho nasadení sa dajú využiť všetky jeho prednosti, ako je vyššia hospodárnosť, jednoduchá manipulácia, vysoká bezpečnosť, flexibilita a najmä minimálna závislosť od žeriava.

Výzva a riešenie

Výzvou bolo zhotoviť vysoké piliere pri dodržaní termínov a maximálnej možnej bezpečnosti a hospodárnosti, nezávisle od použitia žeriava a aj pri zhoršených poveternostných podmienkach.

Realizáciu vysokých stĺpov aj bez použitia vežového žeriava zabezpečilo samošplhacie debnenie Xclimb 60 s nosníkovým debnením Top 50. Tento samošplhací systém sa vyznačuje aj najvyššou hospodárnosťou vďaka ručne premietateľným hydraulickým komponentom. V tomto prípade sa o zdvih štyroch plošín postaral jeden hydraulický agregát a štyri zdvihacie zariadenia, čím bolo možné vyšplhať naraz dve zo štyroch plošín.

All the sets of the beam formwork Top 50 have been pre-assembled in a pre-assembly service and then were delivered to the site „ready-to-install“. The pre-assembly of the formwork saves a time-consuming construction of the beam formwork panels, which have already been coupled to the functional assemblies. Thanks to the high precision of pre-assembled panels, the formwork was quickly and easily ready for use.

Our decision to introduce the Xclimb 60 automatic climbing formwork system on the Slovak market has proved its worth, as it is being frequently used in the construction of highways, especially when building high pillars. Using Xclimb 60 means to take advantage of all its advantages such as greater economy, simple handling, high safety, flexibility and, in particular, minimal dependence on the crane.

A call and our solution

The call was a construction of high meeting deadlines and maximizing safety and economy, regardless of crane use and bad weather conditions.

Implementing high pillars without the use of tower cranes ensured by the automatic climbing formwork Xclimb 60 with the beam formwork Top 50. This automatic climbing system is also characterized by the highest economy based on the hand-held hydraulic components. In this case, one hydraulic unit lifted 4 platforms, allowing to climb at once on two platforms.

"When working with the automatic climbing formwork Xclimb 60, I appreciate a great operating comfort, crane-independence, high safety standards with regard to the anchorage of the building and its operation even under considerably bad weather conditions. Even under the most demanding conditions on the construction site, we can proceed in the construction process smoothly," said Štefan Gálík from Doprastav Export, s. r. o., the construction manager.

Premiere of Doka composite forming carriage in Slovakia

Building: D3 Svrčinovec – Skalité

Object: the bridge Vášok on the D3 highway in km 25.140 (SO 242-00), bridge length: 422 m

Object: the bridge Čadečka on the D3 highway in km 29.380 (SO 245-00), bridge length: 690.5 m

Bridge width: 13.41 m

Length of the cycle: 25 linear metres

Construction of cycle: 7 – 9 days

Main contractor of the building: Združenie D3 Svrčinovec – Skalité (VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Contractor of bridge deck: Doprastav Export, s. r. o.

The total weight of the carriage and the formwork: approx. 80 tons

Formwork used: Doka composite forming carriage, frame formwork Framax Xlife, climbing formwork MF 240, the beam formwork Top 50, security features

After a successful completion of the bridge pillars on both building sites, Doka successfully designed the optimal solutions for both joined steel-concrete bridges using the Doka composite forming carriage, which was used in Slovakia for the first time.

The bearing structures of the bridges were designed as a six-pole (a 422 m high) and a nine-pole (long, 690.5 m) continuous joined steel-concrete beam. The cross section of the bridges was constructed by a pair of steel welded I-beams and a reinforced concrete slab. The joining was carried out using spikes with a diameter of 22 mm and a length of 250 mm. The bearing structure of the bridges is 13.41 m wide and 4.94 m high. The unification of the cross sections of both bridges was a great advantage for optimizing the cost of the Doka composite forming carriage, which was appreciated by the contractor.

The construction of the upper bridge was accomplished by pulling the steel structure from one of the hinges, and then the concreting of the joined board was started by the application of the Doka composite forming carriage. The Doka composite forming carriage enables quick and safe construction of the bridge. In this case,

„Pri nasadení samošplhacieho debnenia Xclimb 60 oceňujem predovšetkým veľký komfort obsluhy, nezávislosť od žeriava, vysoký štandard bezpečnosti vzhľadom na ukotvenie systému o stavebný objekt a jeho prevádzku aj pri značne zhoršených poveternostných podmienkach. Aj pri náročnejších podmienkach na stavbe nám názaj pomáha plynulo postupovať v stavebnom procese,“ tak sa vyjadril o systéme stavbyvedúci Štefan Gálik zo spoločnosti Doprastav Export, s. r. o.

Premiéra Doka-spriahnutého debniaceho vozíka na Slovensku

Stavba: D3 Svrčinovec – Skalité

Objekt: most Vršok na diaľnici v km 25,140 (SO 242-00),
dĺžka mosta 422 m

Objekt: most Čadečka na diaľnici v km 29,380 (SO 245-00),
dĺžka mosta 690,5 m

Šírka mostov: 13,41 m

Dĺžka taktu: 25 bm

Zhotovenie taktu: 7 – 9 dní

Zhotoviteľ stavby: Združenie D3 Svrčinovec – Skalité
(VÁHOSTAV-SK, a. s., Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., METROSTAV, a. s.)

Zhotoviteľ mostoviek: Doprastav Export, s. r. o.

Celková hmotnosť vozíka a debnenia: cca 80 ton

Použité debnenie: Doka-spriahnutý debniaci vozík, rámové debnenie Framax Xlife, šplhacie debnenie MF 240, nosníkové debnenie Top 50, bezpečnostné prvky

Po úspešnom dokončení mostných pilierov na oboch stavebných objektoch Doka navrhla optimálne riešenie pre oba spriahnuté oceľobetónové mosty pomocou Doka-spriahnutého vozíka, ktorý bol nasadený na Slovensku prvýkrát.

Nosné konštrukcie mostov boli navrhnuté ako šesťpoľový (Vršok, dĺžka 422 m) a deväťpoľový (Čadečka, dĺžka 690,5 m) spojený spriahnutý oceľobetónový nosník. Pričný rez mostmi tvorí dvojica oceľových zváraných I-nosníkov a spriahnutá železobetónová doska. Spriahnutie sa realizovalo pomocou trňov s priemerom 22 mm a dĺžkou 250 mm. Nosná konštrukcia mostov má šírku 13,41 m a výšku 4,94 m. Zjednotenie priečných rezov obomi mostmi bolo veľkou výhodou pri optimalizácii nákladov na debniaci vozík, čo ocenil hlavne zhotoviteľ stavby.

Výstavba hornej konštrukcie mosta sa realizovala vysúvaním oceľovej konštrukcie od jednej z opôr, následne sa začala betonáž spriahnutej dosky nasadením Doka-spriahnutého debniaceho vozíka, ktorý umožňuje rýchle a bezpečné zhotovenie mosta. V tomto prípade trvá zhotovenie jedného taktu (približne 25 bm) 7 až 9 dní. Pojazdný spriahnutý vozík nesie veľkoplošné predmontované debnenie, ktoré možno premiestňovať do ďalšieho záberu bez jeho rozobratia pomocou prekladania koliesok do vopred pripravených oceľových papúč privarených k oceľovej nosnej konštrukcii. Celková hmotnosť vozíka a debnenia je približne 80 ton. Jeho posun do ďalšieho záberu je zabezpečený prostredníctvom elektrických navijakov.

K významným výhodám Doka-spriahnutého debniaceho vozíka patrí vynikajúca prispôsobivosť rôznym zaťaženiam, cenovo výhodná a jednoduchá montáž zo štandardných prenajímateľných prvkov a vysoká miera bezpečnosti pri práci. Vyznačuje sa rýchlym priebehom zatebnenia a oddebnenia, pričom bežne možno dosiahnuť betonáž v týždňovom takte. Jednou z najväčších výhod, ktorú ocenia hlavne realizačné firmy, je dodanie technického riešenia debniaceho vozíka a technického riešenia debnenia od jedného dodávateľa.

„Doka nám v porovnaní s konkurenciou ponúkla variant vozíka, pri ktorom bola výrazne nižšia potreba montáže a manipulácie s drobnými dielmi. Doka-vozík sa skladá z väčších predmontovaných dielov, čo nám prinieslo rýchlejšiu montáž a pevnejšiu konštrukciu na ďalšie práce vykonávané na vozíku. Som veľmi rád, že práve naša spoločnosť mohla ako prvá úspešne nasadiť Doka-spriahnutý vozík na Slovensku. Betonáže mostoviek na objektoch Vršok a Čadečka sme pomocou tohto vozíka úspešne zvládli a tešíme sa na ďalšiu možnú spoluprácu,“ tak zhrnul svoje skúsenosti s vozíkom stavbyvedúci Štefan Gálik zo spoločnosti Doprastav Export, s. r. o.



Obr. 5 Letecký pohľad na most Vršok počas realizácie
Fig. 5 Aerial view of bridge Vršok during its realization



Obr. 6 Spriahnutá železobetónová doska so šírkou 13,41 m, výška oceľových I-profilov mosta je 4,05 m. Pomocou Doka-spriahnutého debniaceho vozíka s dĺžkou 25 m sa jeden takt zhotovuje 7 až 9 dní.

Fig. 6 Width of joined reinforced concrete slab 13.41 m, the height of the steel I-profile of the bridge is 4.05 m. Using the Doka composite forming carriage, one cycle takes 7 to 9 days.

it takes one cycle (about 25 bm) for 7 to 9 days. The mobile joined-carriage carries a pre-assembled formwork which can be moved to a further elevation without dismantling it by folding the wheels into pre-prepared steel poles welded to the steel support structure. The total weight of the carriage and the crate is about 80 tons. Its shifting to the next elevation is secured by electric winches.

The significant advantages of the Doka composite forming carriage are its excellent adaptability to various loads, cost-effective and easy assembly from standard leasable features, and a high level of safety at work. It is characterized by a fast formwork and detachment, and by a possibility to achieve regular concreting in one week cycle. One of the biggest advantages is the delivery of the technical solution of the forming carriage and the technical solution of the formwork from only one supplier what will be appreciated mainly by the implementing companies.

"Doka has offered us a variant of the carriage, which has significantly reduced the need for assembly and handling of small parts. The Dock carriage is made up of larger pre-assembled parts, which has resulted in faster assembly and a firmer construction for further work on the carriage. I am very glad that our company was the first to successfully use the Doka composite forming carriage in Slovakia. We successfully managed construction of concrete bridges Vršok and Čadečka and we look forward to our further cooperation," said Štefan Gálik, construction manager in Doprastav Export, s. r. o.

engineering connections®

Infraštruktúra | Budovy | Priemyselné stavby

od roku 1963

je mageba jedným z popredných svetových dodávateľov konštrukčných ložísk, mostných záverov a ďalších vysoko kvalitných výrobkov a služieb pre dopravnú infraštruktúru a stavebné odvetvie. Za posledných 15 rokov, mageba výrazne rozšírila svoj sortiment výrobkov a služieb, ktoré zahŕňajú riešenia týkajúce sa zemetrasení, ako aj štruktúrny monitoring stavebných diel. K dnešnému dňu mageba dodala ložiská a mostné závery pre viac ako 20.000 stavebných diel, spĺňajúcich aj tie najnáročnejšie podmienky pre realizáciu najväčších svetových mostov. Spoločnosť bola založená v roku 1963 a dnes zamestnáva približne 900 zamestnancov po celom svete, z ktorých 150 sú kvalifikovaní technici. mageba slúži svojim zákazníkom celosvetovo vo viac ako 50 partnerských spoločnostiach.

Pripojte sa k nám na našich online kanáloch



stavebné ložiská | dilatačné závery | seizmická ochrana | izolácie vibrácií | monitoring stavieb

mageba Slovakia s.r.o.

Pri Krásnej 4
SK 04012 Košice
Tel. +421 45 6790 978
info@mageba.sk

mageba
Slovakia s.r.o. www.mageba.sk

„Quick-Ex“ – extrarýchla výmena mostných záverov!

Mageba ponúka ako novinku nový produkt umožňujúci extrarýchlu výmenu mostných záverov typu TENSA®MODULAR. Ako skvelý príklad chceme uviesť mostné závery typu TENSA®MODULAR na moste Köhlbrand v Hamburgu, ktoré sú zhotovené metódou „Quick-Ex“ (rýchla výmena), vďaka čomu sú v prípade potreby veľmi jednoducho vymeniteľné s malým alebo takmer žiadnym vplyvom na dopravu.



Most Köhlbrand je jednou z najvýznamnejších stavieb v Hamburgu s celkovou dĺžkou 3 618 m. Počas nedávnej veľkej rekonštrukcie Mageba dodala a inštalovala na štyroch úsekoch tohto mosta lamelové mostné závery typu TENSA®MODULAR s 8 až 12 tesniacimi profilmi, pričom niektoré boli dodané s protihlukovými sínusovými platňami. Mostné závery vyžadovali v niektorých prípadoch komplikované napojenie na ocelovú konštrukciu a obzvlášť zaují-

mavé je, že v dvoch prípadoch boli zabudované mostné závery s funkciou „Quick-Ex“, ktorá umožní výmenu záverov v priebehu jedného dňa po uplynutí ich životnosti.

Konštrukcia každého modulárneho mostného záveru s „Quick-Ex“ umožní jeho ľahkú výmenu bez nutnosti rezania alebo zvarovania, alebo akéhokoľvek zásahu do mostovky. Nebude potrebné búrať betón ani poškodiť asfalt alebo izolácie mosta, čo ušetrí náklady na

materiály potrebné na rekonštrukciu mostovky. Pohyblivé časti mostného záveru sú jednoducho demontovateľné, vyzdvihnuteľné a výmena prebieha oveľa rýchlejšie a ľahšie, než by to bolo možné inak, a to s absolútne minimálnym vplyvom na dopravu.

Inštalčný proces na moste Köhlbrand je zachytený v tomto video: <https://www.youtube.com/watch?v=M7mxUbAw9Dw>



ARCH

MEZINÁRODNÍ STAVEBNÍ VELETRH

STAVEBNÍ PRVKY
A MATERIÁLY

- zabezpečení
- elektrotechnika
- dřevostavby
- bazény, sauny & spa
- vytápění
- vzduchotechnika
- otvorové výplně
stínící technika

🏠 stavba | 🛡️ elektro a zabezpečení | 🔥 vytápění | 🏡 dřevostavby | 🛁 bazény, sauny & spa



www.forarch.cz

18.–22. 9. 2018

GENERÁLNÍ PARTNER



SKUPINA ČEZ

ODBORNÝ PARTNER

tzbinfo
www.tzb-info.cz

OFICIÁLNÍ VOZY





Most Markov na diaľnici D3 Svrčinovec – Skalité v km 23,995 nad Markovým potokom

Mostný objekt SO 240-00 sa nachádza na diaľnici D3 v km 23,995 na úseku Svrčinovec – Skalité, kde v polovičnom šírkovom usporiadaní prevádza diaľnicu D3 ponad údolie Markovho potoka. Premostenie je zabezpečené jedným dilatáčnym celkom, ktorý tvorí železobetónová predpätá komorová konštrukcia s rozpätiami poľí 41,0 + 59,2 + 93,8 + 93,8 + 59,2 + 41,0 m (celková dĺžka mosta je 405,185 m). Technológia výstavby je letmá betonáž v kombinácii s pevnou skružou. Most je v prevádzke od júna 2017.

Bridge SO 240-00 is situated at km 23.995 of motorway D3 Svrčinovec – Skalitz. This part of motorway is executed in a half profile and bridge is transferring the motorway above the Markov stream valley. Bridge is constructed as single expansion unit, load bearing construction is made of prestressed concrete box profile with spans of 41.0 + 59.2 + 93.8 + 93.8 + 59.2 + 41.0 m (total length of the bridge is 405.185 m). For execution of this bridge was used cantilever construction technology in combination with scaffolding. This object is in use since 06/2017.

V roku 2017 sa ukončila výstavba nového úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité s dĺžkou 12,280 km, ktorý sa stal súčasťou diaľničného ťahu D3. Tento úsek sa začína pri Hričovskom Podhradí a končí sa na hranici Slovenska s Poľskom, pričom výrazne prispel k prepojeniu Kysúc na jestvujúcu diaľničnú sieť. Novovybudovaný úsek diaľnice D3 vedie cez katastrálne územia obcí Svrčinovec, Čierne a Skalité a zásadným spôsobom znížil negatívne vplyvy dopravy na ceste I/12 aj výrazne zlepšil životné podmienky obyvateľov v týchto obciach.

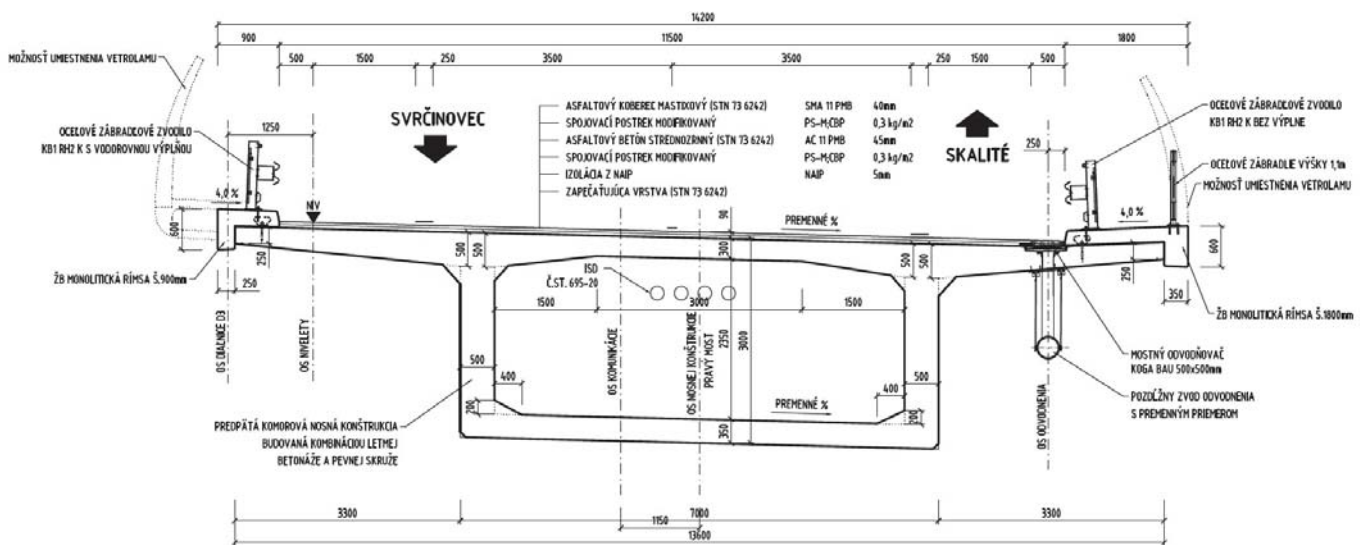
In the year 2017 the motorway D3 Svrčinovec – Skalité with the length of 12.280 km was completed. That section starts from Hričovské Podhradie and ends at the Slovak and Poland state border. Newly built part of the motorway goes through the cadastral areas of Svrčinovec, Čierne and Skalité. It has an enormous effect on lowering the negative influences of the traffic in this area.

Charakteristika mostného objektu

Most Markov sa nachádza v Žilinskom kraji v okrese Čadca v katastri obce Čierne a prevádza diaľnicu D3 ponad údolie Markovho potoka. Komunikáciou na moste je diaľnica D3 v polovičnom šírkovom usporiadaní R11,5/80, bola zrealizovaná len pravá polovica diaľnice.

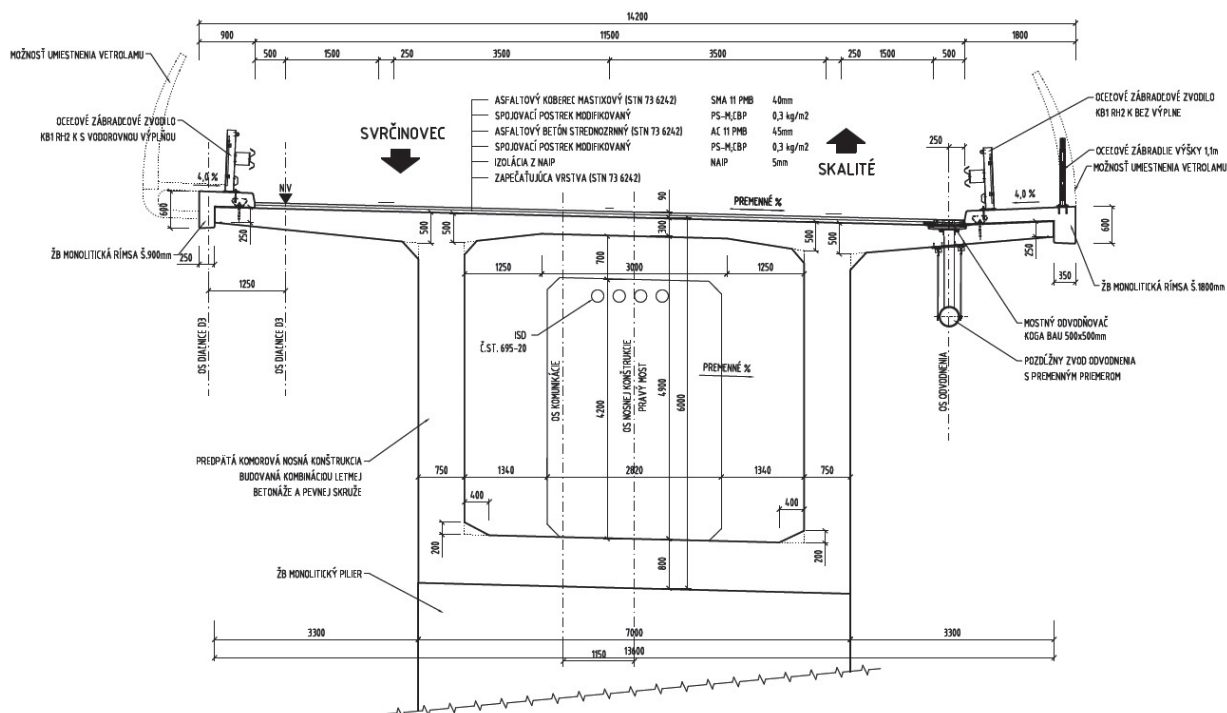
Bridge characteristics

Bridge Markov is located in Žilina district, Čadca county in the cadastral area of Čierne. It transfers motorway above the valley of Markov potok. Motorway on the bridge is half profile R1 1.5/80 and only right part of motorway was executed. Bridge is constructed as a single expansion unit, load bearing construction is made of prestressed concrete box profile with spans of 41.000 + 59.200 + 93.800 + 93.800 + 59.200



Vzorový priečný rez v strede rozpätia
Characteristic cross-section in the span

Ing. Juraj Dolnák, PhD., Valbek, s. r. o., Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava, tel.: +421 2 44643077, e-mail: juraj.dolnak@valbek.sk
Ing. Tatiana Bačíková, Valbek, s. r. o., Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava, tel.: +421 2 44643077, e-mail: tatiana.bacikova@valbek.sk



Vzorový priečný rez nad pilierom
Characteristic cross-sections above pier

Premostenie je riešené jedným dilatačným celkom, ktorý tvorí železobetónová predpätá komorová konštrukcia s rozpätiami polí 41,000 + 59,200 + 93,800 + 93,800 + 59,200 + 41,000 m. Dĺžka zrealizovaného pravého mosta je 405,185 m. Spodná stavba mosta pozostáva z opôr O2 a O14 a z pilierov P4, P6, P8, P10 a P12. Nosná konštrukcia sa z hľadiska technológie výstavby delí na krajné polia O2-P4 a P12-O14 budované na pevnej skruži a na tri letmo betónované vahadlá P6, P8 a P10, ktoré sú spojené spojovacími lamelami L6-8 a L8-10. Lamely medzi vahadlom a konštrukciou budovanou na pevnej skruži sú L4-6 a L10-12. Niveleta diaľnice je v stúpaní +1,45 %, ktoré prechádza do výškového oblúka s $R = 60\,000$ m a ďalej pokračuje v stúpaní +2,30 %. Priečný sklon mosta je premenlivý, na pravom moste sa preklápa z +2,5 % na -2,5 %.

Geologické podmienky

Most sa nachádza v geologicky rôznorodom území, čo sa prejavilo na spôsobe založenia konštrukcie. Povrchovú vrstvu tvorí kamenito-ílovitá sutina s mocnosťou do 1,3 m vyplnená vysokoplastickým ílom s tuhou konzistenciou. Pod vrstvou sutín tvoria horninové prostredie celkom zvetrané ílovce do hĺbky až 3,8 m, silne zvetrané do hĺbky 9,0 m a slabo zvetrané do hĺbky 16,5 m. V nižších vrstvách sú slabo zvetrané pieskovce, lokálne tektonicky porušené až na piesok.

+ 41.000 m. Total length of the right bridge is 40.185 m. Substructure consists of the abutments O2 and O14 and of piers P4, P6, P8, P10, P12 which are connected by segments L6-8 and L8-10. Segments between the cantilever and the scaffolding built structure are L4-6 and L10-12. Grade line of the motorway is increasing for 1.4 % and then transfers to the concave arch with radius $R = 60\,000$ m and continues with increasing of 2.3 %. The superelevation alters from -2.5 % to +2.5 %.

Geology

Bridge is located in heterogeneous geology, which had impact on the foundation type. Upper layer of gravel and clay has the thickness 1.3 m, which is filled with superplastic clay. Under the layer of clays, we can find fully weathered rock until the depth 3.8 m, to the depth of 9.0 m follows weathered rock and until the 16.5 m there is located fractured rock. In the lower layers we can find sandstone, which may be fully fractured. Groundwater has artesian characteristics. In the area of pier P6, the geology was interrupted with the potential drift.

Bridge foundation

Both abutments were founded on the 13 piles with the diameter of 900 mm with the length of 15.0 m. Piles were drilled in the angle 10 : 1. Pier P8 was founded on 246 micropiles with diameter 170 mm



Betonáž stojok piliera P8 pri Markovom potoku po etapách so záberom 5 m
Casting of the pier P8 near to Markov stream with stages of 5 m



Vahadlo na pilieri P6, budovanie tretej lamely s dĺžkou 5 m
Cantilever on pier P6, executing of the 3rd segment with the length 5 m



Mostný záver pre celkový posun 360 mm
Expansion joint for the dilatation of 360 mm



Narazená podzemná voda mala vztlačový charakter. Voda z vrtu nie je podľa rozborov agresívna voči betónovým konštrukciám, voči oceľi má veľmi nízku agresivitu (I). V mieste piliera P6 bolo horninové prostredie porušené potenciálnym zosuvom.

Zakladanie mosta

Pod každou z opôr sa zrealizovalo trinásť veľkopriemerových pilôt s priemerom 900 mm a dĺžkou 15,0 m. Pilóty pod oporami sú navítané v sklone 10 : 1 od zvislice. Pilier P8 je založený na 246 mikropilótach s priemerom 170 mm a dĺžkou 8,3 m. Stavebná jama piliera P8 sa zapážila štetovnicami, pričom pred baraneníím štetovnic bolo potrebné v osi štetovnicovej steny zhotoviť predvrty s priemerom 600 mm v rastri na dotyk. Tieto vrty slúžili na rozrušenie horniny, keďže sa v týchto miestach predpokladal výskyt únosných R3 a R4. Každý z pilierov P4 a P12 bol založený pomocou dvanásť veľkopriemerových pilôt s priemerom 900 mm a dĺžkou 15,0 m (P4), resp. 12,0 m (P12). Pilieri P6 a P10 boli založené na 256 mikropilótach s priemerom 170 mm a dĺžkou 9,8 m (P6), resp. 8,8 m (P10). Stavebné jamy pilierov P4, P6, P10 a P12 boli zabezpečené striekaným betónom, vystuženým kari sieťou v kombinácii s kotvením zemnými klincami. Všetky pilóty sú z betónu C25/30. Na potvrdenie integrity všetkých zhotovených veľkopriemerových pilôt sa realizovala skúška metódou PIT. Prebehla statická zaťažovacia skúška vybranej pilóty, resp. dvoch mikropilót pod každou oporou, resp. pilierom.

Spodná stavba

Opory boli navrhnuté ako úložné prahy s rovnobežnými krídlami založené na pilótach. Šírka opôr je 13,6 m, hrúbka úložného prahu je 3,45 m. Výška úložného prahu je premenná z dôvodu priečného sklonu 2,5 %. Na oboch oporách sú železobetónové plenty s hrúbkou 0,25 m. V plente sú vsadené oceľové dvere na prístup do komory mosta. Rovnobežné krídla sú založené na základovom páse a sú pevne spojené s oporami. Dĺžka krídel je 6,0 m a hrúbka 0,6 m. Prechodové oblasti sú riešené s prechodovými doskami s dĺžkou 6,0 m a hrúbkou 0,3 m.

Základy pilierov P8, P6 a P12 majú rozmery 12,0 × 12,0 m. Výška základu je 2,8 m (pilier P8), resp. 2,5 m (pilieri P6, P10). Pilier P8 tvorí dvojica stojok s rozmermi 7,0 × 1,4 m a osovou vzdialenosťou 6,0 m. Výška piliera P8 je približne 48,06 m. Základy pilierov P4 a P12 majú rozmery 6,0 × 8,5 × 1,5 m. Pilieri P4 a P12 majú rozmery 2,0 × 7,0 m. Výška piliera P4 je 13,82 m a výška piliera P12 je 10,905 m. Na pilieroch P4 a P12 sú osadené ložiská. Pilieri P6 a P10 tvorí dvojica stojok s rozmermi 7,0 × 1,2 m a osovou vzdialenosťou 6,0 m. Všetky pilieri majú na vonkajšej strane vybratie s rozmermi 2,2 × 0,15 m. Výška piliera P6 je približne 33,135 m, P10 23,0 m. Pilieri P8, P6 a P10 sú v hornej časti votknuté do nosnej konštrukcie. Betonáž všetkých pilierov prebiehala po etapách so záberom 5,0 m s dĺžkou sedem dní na jeden záber. Opory boli vyhotovené z betónu C30/37 a pilieri z betónu C35/45.

and the length 8.3 m. Foundation pit of the P8 was secured by the sheet piles. Piers P4 and P12 were founded on the 12 piles with diameter of 900 mm with the length 15.0 m (P4) and 12.0 m (P12). Piers P6 and P10 were founded on the 256 micropiles with diameter of 170 mm and length 9.8 m (P6) and 8.8 m (P10). Foundation pits of piers P4, P6, P10 and P12 were secured by the nailed reinforced sprayed-concrete. All piles were made of concrete C25/30 and piles with diameter 900 mm were tested by PIT test. Also, statical load bearing test were made on the chosen pile and 2 micropiles.

Lower structure

Abutments were designed as abutment cross beams with longitudinal wingwalls founded on piles. The width of abutments is 13.6 m and the thickness 3.45 m. The height of the abutment cross beam differs due to a superelevation of 2.5 %. On both abutments are located two walls which serve as an entrance to the box profile of the load bearing construction. Wingwalls are founded by the foundation beam and they are bonded with the abutments. The length of the wingwalls is 6.0 m and width 0.6 m. Approaching areas are designed with approaching slabs of length 6.0 m and thickness 0.3 m.

Foundation of the pier P6, P8, P12 has the dimensions 12.0 × 12.0 m with the thickness of 2.8 m (P8) and 2.5 m (P6 and P10). Height of the pier P8 is remarkable 48.06 m. Pier P8 consist of two columns with dimensions 7.0 × 1.4 m and axial distance of 6.0 m. Foundations of piers P4 and P12 have dimensions 6.0 × 8.5 × 1.5 m. Piers cross-sections have dimensions 7.0 × 2.0 m. The height of the pier P4 is 13.82 m and P12 is 10.905 m. On the top of the piers P4 and P12 are installed bearings. Piers P6 and P10 are made of two columns with dimensions of 7.0 × 1.2 m with axial distance of 6.0 m. The height of the pier P6 is approx. 33.135 m, P10 23.0 m. Piers P6, P8 and P10 are connected with the superstructure. Casting of the piers was executed in stages with the length of 5.0 m and one stage lasted 7 days. Abutments were made of concrete C30/37 and piers from C35/45.

Superstructure

Cantilever of the pier P6 has the length 94.0m and it was designed as non-symmetric – 9 segments to pier P4, 8 segments to pier P8. Cantilever of the pier P8 has the length of 89.0 m and is symmetric. Cantilever of the pier P10 was also designed as non-symmetric – 9 segments to the pier P12 and 8 segments to the pier P8. The cantilever building method started at the piers with starting cantilever of length 11.0 m. Casting of the non-symmetrical segment of cantilevers P6, resp. P10 in direction to pier P4 resp. P12 was executed after the connection between the cantilevers of piers P6 resp. P10 by link-up segment. The height of the cross section varies from 6.0 m above the support, then it is parabolically decreasing until 3.0 m in the middle of the span. Total length of the load bearing construction built on scaffolding between O2-P4 and P12-O14 is 46.9 m. This



Zrealizované mostné príslušenstvo
Executed equipment of the bridge

Nosná konštrukcia

Vahadlo piliera P6 má dĺžku 94,0 m a bolo navrhnuté ako nesymetrické – deväť lamiel smerom na pilier P4, osem lamiel smerom na pilier P8. Vahadlo piliera P8 má dĺžku 89,0 m a bolo navrhnuté ako symetrické. Vahadlo piliera P10 má dĺžku 94,0 m a bolo takisto navrhnuté ako nesymetrické – deväť lamiel smerom na pilier P12, osem lamiel smerom na pilier P8. Letmá betonáž vahadiel vychádzala zo zárodku s dĺžkou 11,0 m. Betonáž nesymetrickej lamely vahadiel piliera P6, resp. piliera P10 smerom na pilier P4, resp. P12 sa realizovala až po spojení daného vahadla s vahadlom piliera P8 spojovacou lamelou. Výška prierezu vahadiel pilierov P6, P8 a P10 je premenná. Prierez nad pilierom má výšku 6,0 m, pričom smerom do poľa sa výška parabolickým nábehom znižuje až na 3,0 m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie budovanej na pevnej skruži medzi podporami O2-P4, resp. podporami P12-O14 je 46,9 m. Nosná konštrukcia zasahuje 4,7 m do poľa medzi pilierom P4 a P6 (resp. piliermi P10 a P12), zvyšná časť je v krajnom poli medzi oporou a krajným pilierom. Konštrukcia je vzájomne zmonolitnená s vahadlom piliera P6 (resp. piliera P10) prostredníctvom dobetonávky s dĺžkou 5 m. Výška prierezu je 3,0 m, po dĺžke je konštantná. Medzi vahadlami pilierov P6 a P8 sa vybetonovala lamela L6-8, a to pomocou betonážneho vozíka vahadla na pilieri P6. Vahadlá pilierov P8 a P10 sú spojené lamelou L8-10, ktorá sa betonovala pomocou betonážneho vozíka vahadla na pilieri P10. Dĺžka lamiel L4-6 a L10-12 je 5,0 m, dĺžka lamiel L6-8 a L8-10 je 4,8 m.

Priečny rez mostom je navrhnutý ako komorový so zvislými stenami. Hrúbka stien a spodnej dosky sa mení s ohľadom na priebeh statického namáhania. Konzoly na oboch stranách majú dĺžku 3,3 m. Šírka komory je 7,0 m. Priečny sklon spodnej a hornej dosky je 2,5 % smerom do stredu oblúka. Pozdĺžny sklon konštrukcie sa mení s ohľadom na výškový oblúk na moste. Most je predopnutý 19-lanovými káblami Ø 15,7 mm – St 1640/1860 MPa. Počas výstavby vahadiel sa postupne napínali vahadlové káble vedené v hornej doske a kotvené v mieste napojenia steny na hornú dosku. Po dokončení všetkých vahadiel a ich napojení na krajné polia boli napnuté zdvíhané káble spojitosti vedúce v stenách a káble vedúce v poliach v spodnej doske. Konštrukcia budovaná na pevnej skruži sa po betonáži predopla štyrmi zdvíhanými káblami, ktoré boli kotvené v priečniku nad oporou a v kotevných náliatkoch pri pilieri P4 (resp. pilieri P12). Po zmonolitnení konštrukcie so susedným vahadlom sa konštrukcia predopla ôsmimi zdvíhanými káblami, ktoré sa začínali pri priečniku P6 (resp. P10) a boli ukončené v priečniku pri opore. Po predopnutí štyroch káblov sa demontovala skruž, pričom konštrukcia zostala dočasne podopretá v štyroch bodoch pod stenami v strede rozpätia poľa. Po betonáži spojovacej lamely a dopnutí zvyšných ôsmich káblov v stenách sa podpery odstránili. Betón nosnej konštrukcie je C45/55-XC4, XD1, XF2.



Osadený a pripravený pár betonážnych vozíkov na betonáž prvej lamely vahadla
Pair of concreting cars which is installed and prepared for the concreting



Dokončovanie vahadla P8, osádzanie betonážnych vozíkov na zárodok vahadla P10
Finishing of cantilever P8, installation of the concreting car on starting cantilever P10



Budovanie nosnej konštrukcie na pevnej skruži
Execution of the structure on scaffolding

structure overlaps between P4-P6 and P10-P12 on the length 4.7 m. Structure is linked together with the cantilevers of pylons P6, P10 with the connection segment with length 5.0 m. The height of the structure cross-section built on scaffolding is 3.0 m. Between cantilever on pier P6 and P8 was casted segment L6-8 by means of the concreting car. Cantilevers of the pier P8 and P10 are connected by the segment L8-10, which was concreted by means of the concreting car on thy pylon P10. The length of segments L4-6 and L10-12 is 5.0 m. The lengths of the segments L6-8 and L8-10 is 4.8 m.

Cross-section is designed as a box profile with vertical walls. The thickness of walls and the bottom slab alters due to the load effects. Cantilevers on the both sides of the cross-sections are 3.3 m long. The width of the box is 7.0 m. Superelevation of the bottom and top. Grade line on the bridge varies due to the concave arch which is located here. The superstructure is prestressed by the 19-wire steel strands Ø15.7 mm – St 1640/1860 MPa. During the execution of this bridge were consecutively prestressed the cantilever strands located in the top slab. After all of the segments were finished and construction was linked together, internal tendons were prestressed, which were locat-



Pohľad na most tesne pred dokončením a uvedením do prevádzky
View of the bridge shortly before the finishing

Príslušenstvo mosta

Na moste bola navrhnutá dvojvrstvová asfaltová vozovka s celkovou hrúbkou 90 mm. Mostné závery sú kolmé, dodatočne sa osadili do vopred pripravených káps. Boli navrhnuté gumokovové mostné závery, ktoré minimalizujú hluk pri prejazde vozidiel a sú schopné preniesť celkový posun 360, resp. 260 mm. Odvodnenie povrchu mosta je riešené kombináciou priečného a pozdĺžneho sklonu. Mostné odvodňovače s rozmermi 500 × 500 mm sú vo vzájomnej vzdialenosti 10 m, pri zmene priečného sklonu sú zhrustené, zaústené sú do pozdĺžneho zberného potrubia. Celá konštrukcia ríms je monolitická železobetónová s odrazovým obrubníkom s výškou 150 mm (sklon 5 : 1). Celý povrch rímsy sa natrú ochranným polymérovým povlakom. Na rímsach je osadené oceľové zábradlie s výškou 1 100 mm. Ako záchytné bezpečnostné zariadenie na moste slúži oceľové zvodidlo pre úroveň zachytenia H2. Na moste vedú káble ISD, ktoré sú umiestnené v komore mosta.

Výstavba konštrukcie mosta

Výstavba mosta sa realizovala systémom letmej betonáže v kombinácii s betonážou na pevnej skruži. Začalo sa budovaním spodnej stavby – pilierov P4, P12 a opôr O2 a O14 až po úložný prah. Následne sa pristúpilo k výstavbe rámových stojok P6 a P8. Po vybudovaní zárodkov na pilieroch P6 a P8 sa na každú konštrukciu osadil pár betonážnych vozíkov, pričom sa začali postupne a symetricky betonovať lamely vahadiel od podpory P6, resp. P8. Na stavbe sa použili dva páry betonážnych vozíkov od firmy BMTI s maximálnou dĺžkou záberu 5,0 m. Tiaž samotného vozíka bola 50 až 60 t a maximálna nosnosť 220 t. Betonáž každého zárodka sa realizovala v troch fázach (spodná doska, steny, horná doska) a v priemere trvala jeden mesiac. Dokončenie jednej lamely vahadla trvalo v priemere osem dní. Vahadlá sa po dokončení spojili dobetónovaním spojovacej lamely. Následne sa vybetónovala asymetrická lamela na voľnom konci vahadla P6. Po dokončení rámových stojok piliera P10 spolu so zárodkom sa na konštrukciu osadil pár betonážnych vozíkov a začali sa postupne a symetricky betonovať lamely vahadla P10. Následne sa dobetónovala spojovacia lamela a asymetrická lamela na voľnom konci vahadla P10. Nezávisle od letmej betonáže vahadiel sa budovali krajné polia na pevnej skruži od firmy PERI. Posledným krokom bola betonáž spojovacích lamiel medzi vahadlami a krajnými poliami. Po dokončení nosnej konštrukcie sa zhotoví zvršok a upraví sa terén pod mostom vrátane opevnenia koryta Markovho potoka.

Záver

Celý budovaný úsek diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité, a teda aj samotný most Markov, bol daný do užívania v júni 2017. Projekt výstavby diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité bol spolufinancovaný z Kohézneho fondu Európskej únie a z TEN-T programu Európskej únie.

Literatúra

1. Dokumentácia DRS: Valbek, s. r. o., 2015.



ed in the walls of the box profile. Construction built on the scaffolding was prestressed by 4 internal strands, which were anchored on the cross beam on the abutment and above the piers P4 and P12. After the connection of the cantilever construction with the structure built on scaffolding, last 8 tendons were prestressed and the scaffolding was dismantled. Concrete of the superstructure is C45/55-XC4, XD1, XF2.

Equipment of the bridge

On the bridge was designed double-layer asphalt pavement with the total thickness of 90 mm. Expansion joints was additionally installed into the prepared pockets on the abutment and the superstructure. The expansion joint was designed for the dilatational movement of 360 resp. 260 mm. Drainage of the bridge is secured by the longitudinal profile in combination with superelevation. Bridge inlets have dimensions 500 × 500 mm and axial distance between them is 10 m, in the areas with the change of the superelevation, the distance between them is lower. These inlets are connected to the longitudinal drainage pipe. Cornices are cast in site with the thickness of 150 mm. On the cornices the safety barriers with the level of H2 is installed, also the handrails with the height of 1 100 mm. In the box profile we can find the cables for ISD.

Execution of the bridge

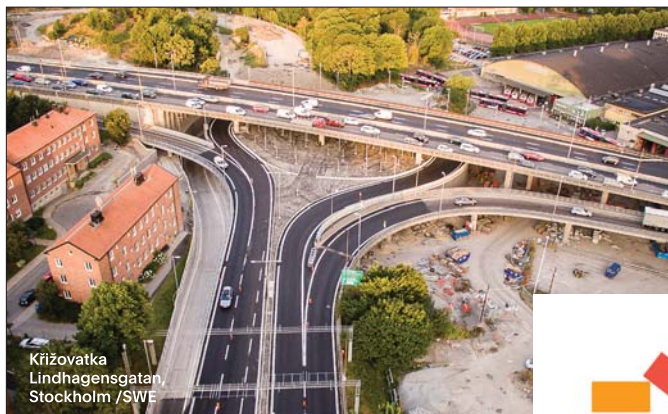
The execution was provided with combination of the two technologies, cantilever building method and scaffolding building. The execution started with the building of the lowerstructure – piers P4, P12 and abutments O2 and O14. Then the building of the piers P6 and P8 followed. After the starting cantilevers were build, concreting cars were mounted and concreting starts symmetrically from support P6 and P8, segment after segment with the length of 5.0 m and the duration of the starting cantilever lasted one month, because it was divided into three parts: bottom slab, walls and the top slab. The next segments lasted approx. 8 days. Concreting car weights approx. 50-60 t and maximum capacity was 220 t. Then the execution of the asymmetric segment followed at the end of the cantilever P6. After finishing of the piers P10 together with the starting cantilever started the concreting of the segments at first symmetrically, then the connecting segment and the asymmetric segment at the end of cantilever P10 were concreted. Simultaneously the structure on the scaffolding was built. The scaffolding provided co. PERI. The last step was to connect both technologies by means of the connecting piece. After finishing of the structure, the equipment phase was executed.

Conclusion

Whole motorway section D3 Svrčinovec – Skalité, therefore also the bridge Markov were started to use in 06/2017. Project of the motorway D3 Svrčinovec – Skalité execution was co-funded from the Cohesion fund of European Union and from the TEN-T programme of the EU.

References

1. Dokumentácia DRS: Valbek, s. r. o., 2015.



We design the infrastructure of civilization Projektujeme infraštruktúru civilizácie

www.valbek.eu
www.valbekstory.cz



Forma na mostný nosník

Prestavitelná forma na mostné nosníky
Forma pozostáva z viacerých tvarovo odlišných častí, ktoré umožňujú výrobu železničnomostných nosníkov.
Forma je prestavitelná, vďaka tomu je možné vyrábať mostné nosníky s rôznymi tvarmi a veľkosťami. Dĺžka formy: 30 m

Veterná elektrárňa

Jednotlivé betónové segmenty sú namontované na seba a potom navzájom stiahnuté ocelovými lanami.
Celková výška: 98 m
Menovitý výkon: 1 800 KW
Betónovanie
Na základovú dosku sa namontujú vonkajšie a vnútorné debnenia.
Výška debnenia je 3,95 m.
Debnenia sú z prepravných dôvodov vyrobené v dvoch polovičkách.
Vytváracia plocha: plech, 8 mm

Betónovací vozík

Zariadenie sa používa na letnú betonáž nosných telies. Ide o rýchlu a progresívnu technológiu určenú na výstavbu mostov vysokej kvality. Konštrukcia je zavesená na zárodok nosného telesa, z ktorého sa plynule na obidve strany, pomocou debnenia, zabezpečuje profil telesa samotného mosta. Konštrukcia je vyrábaná z profilovanej ocele a vytváracie plochy sú z plechu. Zavesenie je riešené cez špirálové tyče, posun je zabezpečený pomocou hydraulických valcov a špeciálnych ložísk. Uvedeným zariadením sa budoval most Lafranconi v Bratislave, časť diaľnice Skalka – Nemšová.

Debnenie mostných pilierov

Debnenie pilierov diaľničného obchvatu Bratislava
Priemer: 4 000 mm, výška pilierov: od 8 do 12 m



Montostroj, a.s., Poľná 4, 903 01 Senec, tel.: 02/40209915, e-mail: montostroj@montostroj.sk



Most Valy – najvyšší most na Slovensku

The Valy bridge – the highest bridge in Slovakia

Most Valy patrí medzi dominanty diaľničného úseku D3 Svrčinovec – Skalité a dotvára peknú panorámu hornatého regiónu severozápadného Slovenska. Samotný most sa nachádza v bezprostrednej blízkosti zaniknutého pohraničného opevnenia spred 18. storočia, ktoré sa rozprestieralo na celom vrchole kopca Valy, podľa ktorého je pomenovaný.

Mostný objekt preklenuje hlboké údolie Gorilovho potoka na dĺžke približne 600 m. Na premostenie takého typu údolia sa zvolila železobetónová konštrukcia s deviatimi poľami s rozpätím od 29,5 do 92 m. Nosnú konštrukciu tvorí spojitý monolitický nosník s komorovým prierezom z predpätého betónu. Vzhľadom na pomerne veľké rozpätia poľí a veľkú výšku mosta nad údolím (v mieste Gorilovho potoka až 86 m) sa nosná konštrukcia realizovala technológiou letmej betonáže v kombinácii s technológiou betonáže na pevnej skruži. Uložená je na oporách a krajných pilieroch pomocou dvojice hrncových ložísk, na zárodkových pilieroch je zas pevne votknutá cez rámové spojenie.

Stavebníkom je Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Zhotoviteľom objektu je VÁHOSTAV-SK, a. s., a projektantom Stráský, Hustý a partneri, s. r. o.

Realizácia objektu

Spodná stavba

Spodnú stavbu tvorí osem medzilahých pilierov a dve krajné opory. S ohľadom na náročnosť konštrukcie a podmienok, v ktorých sa zakladalo, sa použila kombinácia plošného a hĺbkového zakladania. Ešte pred definitívnym návrhom zakladania sa overili geologické podmienky formou prieskumných vrtov v miestach budúcich pilierov a zároveň aj vrtateľnosť jednotlivých hornín. Na základe takto urobeného podrobného prieskumu sa navrhlo pri dvoch pilieroch plošné zakladanie a pri ostatných hlbinné na veľkopriemerových pilótach

The Valy bridge is one of the dominant features of the D3 motorway section Svrčinovec – Skalité and completes the beautiful panorama of the mountainous region of the north-western Slovakia. The bridge itself is located in immediate vicinity of the defunct border fortification of the 18th century that stretched across the entire top of the Valy hill, after which it is named.

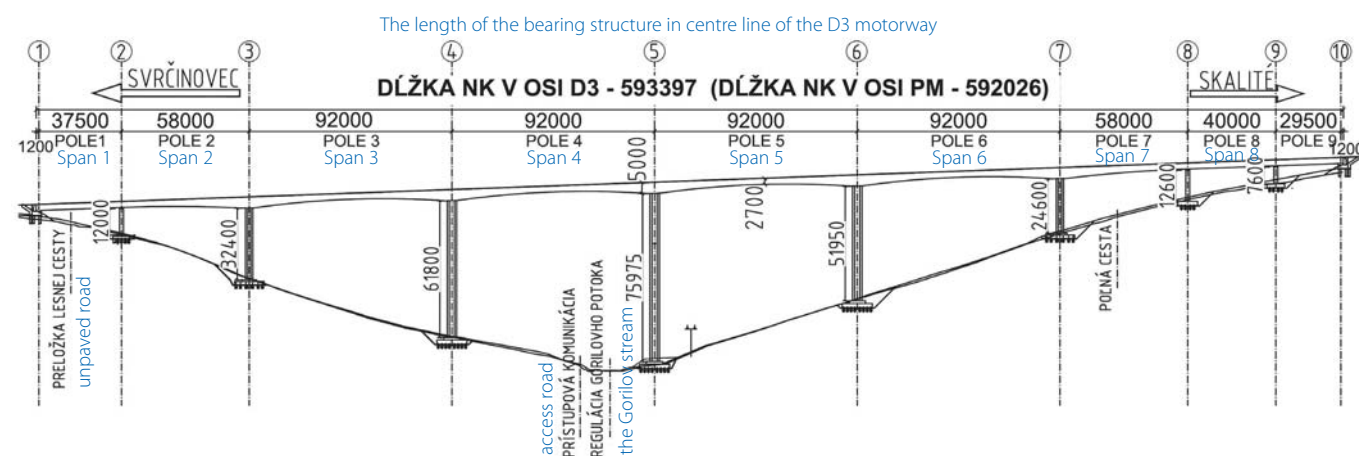
The bridge is crossing a deep valley of the Gorilov stream, about 600 m in length. To bridge this type of valley a reinforced concrete structure of nine spans with a range of 29.5 to 92 m was chosen. The bearing structure is formed by a continuous monolithic box girder of pre-stressed concrete. Due to the relatively large spans and the large height of the bridge above the valley (up to 86 m above the Gorilov stream), the bearing structure was built by the free cantilever technology in combination with the fixed scaffolding technology. The bearing structure is placed on abutments and outer piers by means of the pot bearings, whilst on the other piers it is fixed tightly through the frame connection.

The employer of the construction is the NDS (National Motor Company, a. s.), the contractor is Váhostav-SK, a. s., and the designer is Stráský, Hustý and partners, s. r. o.

Construction of the bridge

Substructure

The substructure consists of eight intermediate piers and two abutments. Due to complexity of the construction and conditions given at the time a combination of shallow and deep foundation was used. Prior to the final design proposal for foundations, the geological conditions as well as the drilling possibilities of individual rocks were verified through the boreholes survey at the sites of the future piers. Based on this detailed survey, shallow foundation



Pozdĺžny rez mostom

The longitudinal section of the bridge



Výstavba pilierov
Construction of the piers

s priemerom 900 mm. Pri troch pilieroch sa však nepodarilo zrealizovať veľkopriemerové pilóty, ktoré sa museli v dvoch prípadoch doplniť a v jednom prípade nahradiť mikropilótami. Realizácia zakladania prebiehala v potenciálnom zosuvnom území, preto bolo nevyhnutné zaistiť stavebné jamy kĺncovanými stenami a celé územie odvodniť v predstihu pomocou horizontálnych odvodňovacích vrtov.

Piliere sa realizovali ako dvojica stien, navzájom prepojená v spodnej časti kolmou stenou do tvaru písmena H. Výstavba pilierov prebiehala po záberoch s dĺžkou 5 m pomocou systémového šplhacieho debnenia. Navrhnuté bolo tak, aby umožňovalo zmenu tvaru písmena H na dvojicu stien a zároveň aj výstup pracovníkov na debnenie z výstupnej veže, pri pilieroch vyšších ako 30 m aj zo stavebných výťahov. Na posun debnenia sa využívali vežové žeriavy, ktoré boli osadené pri každom zárodkovom pilieri. Žeriavy sa kotvili do samostatných základov založených na veľkopriemerových pilótoch. Betonáž pilierov, ktorých výška sa pohybovala od 24,55 do 76,2 m, sa realizovala pomocou mobilného čerpadla betónu a pri väčších výškach s využitím žeriavov a betonárskeho koša.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia mostného objektu bola zrealizovaná ako deväťpolový spojený nosník s komorovým prierezom z predpätého betónu. Výstavba nosnej konštrukcie prebiehala dvomi technológiami. Prvé a posledné polia sa realizovali technológiou pevnej skruže. Použila sa priestorová skruž doplnená o oceľové nosníky v tvare I s dĺžkami 8 až 10 m, ktorými sa prekonávali terénne nerovnosti a prekážky. Na takto zhotovené podopretie sa ukladalo debnenie nosnej konštrukcie. Etapy na pevnej skruži sa betónovali na dvakrát. Najskôr sa zrealizovala spodná doska spolu s trámami, v druhej fáze sa zrealizovala horná doska. Po vybetónovaní týchto častí sa následne vnieslo do konštrukcie predpätie pomocou súdržných káblov. Konštrukcia sa stala samonosnou, čo umožnilo jej odskrúženie a následný presun podpernej priestorovej skruže do ďalšej etapy.

Polia 2 až 7 sa zrealizovali pomocou technológie letmej betonáže za súčasného budovania všetkých piatich vahadiel. Vahadlá pozostávali z dvanásťmetrového zárodka a z deviatich päťmetrových lamiel. Realizovali sa v pomerne veľkej výške (od 24,55 do 76,2 m), preto bolo potrebné vyriešiť podopretie zárodkov tak, aby sa kotvilo len do piliera. Hľadal sa spôsob, ako čo najmenej zaťažiť podopretie. Riešenie sa našlo v postupnom realizovaní zárodka, kde boli jednotlivé časti navrhnuté ako samonosné a podopretie nemuselo prenášať kompletne zaťaženie celého zárodka. Zárodok sa betónovali na tri fázy. V prvej fáze sa zabetónovala spodná doska s časťou trámov, následne zvyšok trámov a v poslednej fáze sa zabetónovala horná doska. Konštrukcia podopretia zárodkov sa kotvila do pilierov pomocou kotiev, ktoré sa skrútkovali do kónusov zabudovaných počas betonáže pilierov.



Realizácia nosnej konštrukcie
Construction of the bearing structure

was proposed for two piers, whilst for the other piers a deep foundation on large-diameter piles (900 mm in diameter) was required. However, it was not possible to implement large-diameter piles for three piers and thus these had to be either completed (in two cases) or replaced (in one case) with micro-piles. The execution of the foundation was carried out in an area with a risk of land-sliding, so it was necessary to secure the construction pits with soil nail wall construction and to drain the entire territory in advance using horizontal drainage boreholes.

The piers were built as pair of walls connected to each other by an H-shaped perpendicular wall in their lower part. The construction of the piers took place by 5 m shots using a climbing formwork. It was designed to allow the H-shape to be transformed to a pair of walls, as well as the entrance of the workers from the access tower or lifts in case of the piers over 30 m high. Tower cranes fitted at each cantilevered pier were used to shift the formwork. The cranes were anchored into separate foundations on large-diameter piles. Concreting of the piers with the height from 24.55 to 76.2 m, was carried out using a mobile concrete pump and in the case of greater heights by means of cranes and a concrete bucket.

Bearing structure

The bearing structure of the bridge was constructed as a nine-span continuous box girder of pre-stressed concrete. Construction of the bearing structure was carried out by two technologies. The first and last spans were built by the fixed scaffolding technology. A spatial scaffolding supplemented with I steel beams of 8 to 10 m in length was used to overcome the terrain unevenness and obstacles. The formwork of bearing structure was then mounted on the fixed scaffolding. Concreting on the fixed scaffolding was performed twice. First, the bottom slab with webs was made and secondly the top slab was built. After concreting of these parts, the pre-stressing was subsequently introduced into the structure using the pre-stressing tendons. Once the structure became self-bearing, the fixed scaffolding was removed and subsequently moved to the next stage.

Spans 2 to 7 have been implemented using the free cantilever technology with the simultaneous construction by all five pairs of form travellers. The cantilever consisted of the twelve-metre arms and nine five-metre segments. They were built at a relatively large height (from 24.55 to 76.2 m), thus it was necessary to design a temporary support of the cantilever arms that would be anchored only to the pier. It was necessary to find a way to minimize the loading of the temporary support. The solution was found in the gradual construction of the cantilever arms, where the individual parts were designed as self-bearing and the temporary support did not have to carry the complete load.



Pohľad na most Valy spustený do prevádzky
View of the Valy bridge in operation

Po realizácii zárodokov a odstránení ich podopretia sa osadili vozíky letmej betonáže. Montáž vozíkov sa realizovala pomocou vežových žeriavov s tým, že spodná podlaha, ktorá mala veľkú hmotnosť, sa zmontovala na zemi a do úrovne zárodokov sa zdvihla pomocou hydrauliky a štyroch vysokopevnostných tyčí. Po skompletizovaní vozíkov a ich nastavení do betonárskej polohy prebiehala betonáž päťmetrových lamiel symetricky na každú stranu vahadla. Počas betonáže bol povolený maximálny rozdiel 10 m³ betónu, čo sa zabezpečovalo hydraulickým rozdeľovačom umiestneným na betonážnom potrubí, ktorým sa dostával betón od stacionárneho čerpadla betónovej zmesi na miesto zabudovania. Vzhľadom na krátky čas, ktorý bol na realizáciu nosnej konštrukcie, sa súčasne nasadilo desať kusov vozíkov, na ktorých sa súčasne vybetonovalo päť vahadiel a šesť spojovacích lamiel (dobetonávok).

Predpätie sa do nosnej konštrukcie vnášalo v dvoch fázach. Najskôr sa predpínali súdržné káble počas realizácie jednotlivých lamiel, ktoré boli umiestnené v hornej doske. Po zmonolitnení jednotlivých vahadiel sa predopli voľné káble spojitosti vedené v komore nosnej konštrukcie. Ako predpínací systém sa použil 19-lanový systém Projstar. Voľné káble spojitosti dosahovali dĺžku až 372,5 m a boli zrealizované bez prerušenia. Káblové kanáliky voľných káblov boli zrealizované z HDPE rúr DN 125 zváraných elektrofúznymi spojkami. Predpínanie voľných káblov prebiehalo vo viacerých etapách, pričom v prvej etape predpínania sa uvoľnili dočasné podpory voľných káblov a v ďalších etapách predpínania sa sledovali a monitorovali oblasti deviátorov a priečnikov v mieste kotevných oblastí. Celkové skutočné predĺženie takýchto dlhých káblov dosiahlo hodnotu až 2 640,7 mm. Počas predpínania voľných káblov sa vykonalo monitorovanie napätosti voľných káblov a monitorovanie betónového komorového prierezu mosta. Na tento účel sa do komorového prierezu zabudovali vibračné tenzometre a do voľných káblov EM snímače. Monitorovanie týchto snímačov prebehlo aj počas statickej a dynamickej zatažovacej skúšky mosta, následne sa bude vykonávať v určitých časových intervaloch počas užívania mosta.

Príslušenstvo

Zaujímavou súčasťou mostného objektu je okrem štandardného príslušenstva použitie vetrolamu umiestneného na oboch stranách mosta na elimináciu bočných účinkov vetra na vozidlá. Konštrukciu vetrolamu tvoria zvárané oceľové stĺpiky s výškou 2,9 m kotvené do rímsy. Výplň vetrolamu je z hliníkových lamiel s obdĺžnikovým prierezom sklonených pod uhlom 45°. Uložené sú nad sebou v rozstupe 30 cm v počte osem kusov. Návrh vetrolamu sa pred realizáciou na mostnom objekte overil skúškami vo veternom tuneli.

Záver

Most Valy je momentálne najvyšším mostom na Slovensku a v strednej Európe. Je zároveň prvým mostom, na ktorom sa na našom území použil vetrolam. Technológia letmej betonáže, ktorá sa použila pri výstavbe tohto mostného objektu, je zavedená technológia, nikdy sa však na Slovensku nepoužila v takých veľkých výškach. Počas výstavby sa muselo vyriešiť veľa problémov a výziev, s ktorými sa realizátori museli vyrovnávať. Nadobudnuté skúsenosti budú môcť využiť pri realizácii podobných mostov.

ing of the entire cantilever arms. The cantilever arms were concreted in three phases. In the first phase, the bottom slab with webs were concreted, then the remains of the webs, and the top slab was built in the final phase. The cantilever support was anchored into the piers by anchors screwed into the cones which were built during the concreting of the piers.

After the construction of the cantilever arms and the removal of their temporary support, the form travellers were assembled. The assembly of travellers was carried out using tower cranes, but the bottom floor, enormous in weight, was assembled on the ground and raised to the cantilever level by hydraulic equipment and four high-strength bars. Once the form travellers were assembled and ready for operation, the concreting of the five-meter segments commenced symmetrically on both sides of the cantilever. During the concreting, a maximum difference of 10 m³ of concrete was allowed, which was ensured by a hydraulic distributor placed on the concrete pipeline, which received concrete from the stationary concrete pump to the place of concreting. Due to the time shortage for the construction of the bearing structure, 10 pieces of form travellers were put in operation at the same time, by which five cantilevers and six connecting segments were simultaneously concreted (additional casting).

The bearing structure was pre-stressed in two phases. Firstly, cohesive tendons were pre-stressed during the execution of the individual segments which were placed in the top slab. After concreting of the individual cantilevers, the external tendons led through the box girder were pre-stressed. A 19 "Projstar" cable pre-stressing system was used. External cohesive tendons length ranged up to 372.5 m and they were carried out without interruption. The tendon ducts were made of HDPE pipes (see DN 125) welded by electrofusion couplings. Pre-stressing of external tendons took place in several stages. The temporary support of external tendons was released during the first stage of pre-stressing, and the areas of deviators and crossbeams at the anchorage places were observed and monitored in other pre-stressing stages. The total prolongation of these tendons reached a value up to 2 640.7 mm. While pre-stressing the external tendons, the level of pre-stressing as well as the concrete box girder cross section were monitored. For this purpose, there were vibration strain gauges integrated into the cross section of the box girder and the external tendons were equipped with elasto-magnetic sensors. Monitoring of these sensors was also carried out during the static and dynamic load test of the bridge and in future it will be carried out at certain times during the lifespan of the bridge.

Accessories

In addition to standard accessories, an interesting part of the bridge is the use of a windbreak located on either side of the bridge to eliminate the wind effects on the vehicles. The windbreak construction is formed by welded steel posts of 2.9 m in height anchored to the flange. The windbreak is filled by aluminium lamellas of rectangular cross section, inclined at 45° angle. They are placed above each other at a distance of 30 cm. There are eight pieces in total. The windbreak design was verified by wind tunnel tests prior to the bridge construction.

Conclusion

The Valy bridge is currently the highest bridge in Slovakia as well in the central Europe. It is also the first bridge in our territory on which the windbreak was used. The free cantilever technology used for the construction of this bridge has been an established technology, but has never been implemented in Slovakia at such a height. During the construction there were many problems and challenges which had to be dealt with and overcome by the contractor. Nonetheless, the gained experience will be used to build similar bridges in future.

PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ, KONZULTAČNÍ ČINNOST A DIAGNOSTIKA VE STAVEBNICTVÍ



■ Mosty a lávky pro pěší ■ Dálnice, silnice, místní komunikace ■ Diagnostický průzkum konstrukcí ■ Objekty elektro ■ Inženýrské konstrukce ■ Konstrukce pozemních staveb ■ Zakládání staveb ■ Hlavní a mimořádné prohlídky mostů ■ Zatěžovací zkoušky ■ Technický dozor a supervize staveb

Certifikace systému jakosti podle ČSN EN ISO 9001:2016 a ČSN EN ISO 14001:2016

PONTEx, s.r.o., Bezová 1658, 147 14 Praha 4, tel.: 244 462 219, 244 062 215, e-mail: pontex@pontex.cz

ANKETA ČESKÉ A SLOVENSKÉ STAVBY STOROČIA 1918-2018

PRI PRÍLEŽITOSTI
100. VÝROČIA VZNIKU
ČESKOSLOVENSKA



Dajte hlas svojej stavbe, hlasujte v ankete
ČESKÉ A SLOVENSKÉ STAVBY STOROČIA!

www.stavbastorocia.sk

Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité, SO 237-10 most v križovatke Svrčinovec nad traťou ŽSR, Šlahorovým potokom a cestou I/11 v km 21,780 – 22,220

D3 Svrčinovec – Skalité, highway bridge no. 237-10 on the Svrčinovec intersection over the ŽSR railway track, Šlahorov creek and class I/11 road at km 21.780 – 22.220

Pri výstavbe nosnej konštrukcie diaľničných mostov stavebného objektu sa použila technológia postupného vysúvania z formy po pilieroch. V tomto prípade bolo treba riešiť aj odlišnosti oproti štandardom pri vysúvaných mostoch. Posun sa realizoval krokovacím zariadením umiestneným na medzilahom pilieri. Použil sa 36-metrový oceľový navádzací nos s plnostennými nosníkmi a dočasné klzné podložky s bočným vedením. Výrobňa sa počas výstavby priečne presunula z ľavého mosta na pravý most. Situovaná bola v kontakte za oporou. Výsuv ľavého mosta sa realizoval vrátane zárodku na napojenie odbočovacej vetvy. Most je situovaný v horskom teréne, má výšku 45 m.

Technológia výstavby postupným vysúvaním z formy po pilieroch patrí do súčasného portfólia výstavby mostov. Jej použitie je dispozične obmedzené na konštantné horizontálne a vertikálne zakrivenie. Vhodné sú stredné mosty s rozpätím 40 až 60 m, komorové, ale aj oceľové trámové. Príklad vhodného použitia predstavuje dlhá estakáda, kde sa najviac prejaví efektivita výstavby. Za oporou mosta je umiestnená výrobňa, štandardne na dĺžku polovice poľa, pri potrebe urýchlenia výstavby sa predlži na celé pole. Forma je za oporu odsadená približne o jej dĺžku z dôvodu stability pri prvom výsuvu, dostatočnej reakcie od vlastnej tiaže na oporu (pre krokovacie zariadenie) a prístupu k budovanej konštrukcii z terénu (kozmetika).

Projektové riešenie nosnej konštrukcie mosta

Most na diaľnici v križovatke Svrčinovec nad traťou ŽSR, Šlahorovým potokom a cestou I/11 v km 21,780 – 22,220 je dominantou križovatky Svrčinovec a najvýznamnejším objektom z hľadiska rozsahu výstavby. Je založený na osemnástich trvalých, dvoch provizórnych pilieroch a na piatich oporách vybudovaných v údolí. Tento most predstavuje hlavné diaľničné spojenie z juhu od Čadce, od tunela Svrčinovec, smerom na Skalité a Poľsko.

Most tvoria dve samostatné komorové konštrukcie z predpätého betónu. Komorový priečny rez má výšku v osi 3,8 m, typické rozpätie je 52 m. Od ľavého mosta sa v 4. poli odpája rampa odbočujúcej vetvy križovatky. Ďalej je v poslednom poli hlavného ľavého mosta vložené pole, ktoré je uložené na opore vrubovým klbom so šikmostou 45°, na opačnom konci je uložené na konzole v čele vysunutej komorovej konštrukcie. Oba hlavné mosty sa budovali metódou postupného vysúvania z výrobne umiestnenej veľmi blízko od portálu nadväzujúceho tunela, teda za hornou oporou. Časť konštrukcie v odbočujúcej vetve má jednotrámový priečny rez, vložené krajné

The superstructure of the highway bridges within the construction unit was built with incremental launching. In this case the project anomalies against the standard conditions in incremental launching had to be solved. The launching was realized with a stepping device placed on the intermediate pier. A 36 m long guiding nose with solid steel beams and temporary slide pads with lateral guides were used. The casting yard was shifted in transverse direction from the left to the right bridge. It was located in contact beyond the abutment. Launching of the left bridge included the starting part of the in situ cast ramp. The bridge is situated in mountainous terrain, height is 45 m.

The incremental launching method is a tested and verified technology. Its use is spatially limited to a constant horizontal and vertical curvature. It is suitable for medium-sized bridges with a bridge span of 40-60 m with box-girders but also steel beams. Long elevated highways are a great example because the efficiency of construction is most apparent in this case. The casting yard is located behind the bridge abutment. Typically it is positioned at half of the segment length and extended to the entire segment length when the construction speed has to be increased. The formwork is located behind the abutment at a distance of its own length to increase the stability of the first launching, maintain sufficient vertical reaction on the abutment (for the stepping device) and access to the structure from the surrounding terrain (cosmetic repairs of the surfaces).

Design solution of the superstructure

The highway bridge at the Svrčinovec intersection over the ŽSR railway track, Šlahorov creek and class I/11 road at km 21.780 – 22.220 dominates the Svrčinovec intersection and it is the most important construction object in terms of scale. It is supported on 18 permanent and 2 temporary piers and 5 abutments built in the valley. The bridge forms the main highway connection from the south of Čadca in the direction from the Svrčinovec tunnel toward Skalité and Poland. The bridge consists of two separate box-girder structures from prestressed concrete. The axial height of the box-girder in the cross section is 3.8 m and the typical bridge span is 52 m. A-ramp branches off from the 4th span of the bridge. Furthermore, the last span of the left bridge is a separate structure, which is placed on the abutment with a hinge at a 45° skew and it rests on the cantilever at the head of the extended box-girder structure



Obr. 1 Záber z prevádzky mosta, apríl 2018

Fig. 1 Bridge traffic in April 2018

pole má dvojtrámový rez. Obidve tieto časti sa stavali monoliticky na pevnej skruži po dokončení vysúvania ľavého mosta.

Väčšina pilierov a opôr mosta 237-10 sa nachádza v oblasti potenciálneho zosuvu. Predpokladané sily od zosuvu, ktoré treba preniesť, dosahujú na rade podpôr až 700 kN/m s hĺbkou šmykovej vrstvy až 8 m. Samostatnou štúdiou bolo preukázané, že takéto veľké účinky zosuvu nie je vhodné prenášať vlastnou základovou konštrukciou mosta, keďže vzniknuté deformácie v základoch podstatne presahujú kapacity pilierov a ložísk. Z tohto dôvodu sa pri väčšine pilierov realizovalo zaistenie síl od zosuvu návrhom samostatnej ochrannej konštrukcie. Tieto ochranné konštrukcie pozostávajú zo stien z pilót Ø 880 mm, ktoré sú v hornej úrovni spojené kotevným a roznášacím prahom. V ňom sú zakotvené šikmé zemné pramencové kotvy. Priestor medzi kotevným prahom a bokom základového bloku je vyplnený ľahko stlačiteľnou hmotou tak, aby jeho deformácie od účinkov zosuvu nevyvolávali vodorovné zataženie pôsobiace na založenie pilierov. Pri oporách sa doplnili šikmé mikropilóty Ø 108/16 mm.

Opis realizácie výstavby mosta

V čase od novembra 2014 do marca 2016 prebiehala výstavba nosnej konštrukcie mosta, ktorý je v súčasnosti v prevádzke.

Pôdorysne vedie most v konštantnom oblúku s polomerom v osi diaľnice $R = 1\,000$ m. Niveleta trasy na moste je v konštantnom spáde 1,44 %. Vyrábané mostné teleso sme vysúvali z výroby v spáde 1,44 % smerom nadol. Brzdenie od účinkov vlastnej tiaže ešte nebolo potrebné, no podľa minimálnej trakčnej sily sme sa pohybovali „na hrane“. Koeficient trenia mosta pohybujúceho sa po pilieroch bol len o málo väčší ako 1,44 %.

Realizácia výstavby postupným vysúvaním na tomto moste sa dá označiť za unikátnu v európskom meradle. Pre stiesnené pomery krajnej opory za tunelom na trase sa zriadila výrobná tesne pred oporou O1 a samotný posun mostnej konštrukcie vykonávalo hydraulické krokovacie zariadenie od fy. Eberspächer umiestnené na krajnom pilieri P9. Jeho maximálna výtlačná sila bola 9,6 MN a maximálna ťažno-brzdňacia sila 4,8 MN. Na pilieri bol osadený aj brzdný satelit, ktorý pôsobil počas výstavby ako fixačný pevný bod mosta. Horizontálna reakcia od trakčnej sily výsuvu na pilieri bola kotvená pomocou oceľových rozpier ($4 \times \text{HEB550} + \text{zopnutie s celozávitovými tyčami Dywidag 36WR}$). V krajnom poli sa zriadil pomocný železobetónový pilier (spolu 2 ks – pravý, ľavý most), ktorý sa po výstavbe odstránil – recykloval. Pomocný pilier slúžil na stabilitu systému počas vysúvania prvého taktu nosnej konštrukcie. Pred pilierom P9 bola v smere vysúvania zriadená oceľová stojka s rámom na uchytenie ťažných hydraulických lisov výsuvu a prenos trakčnej sily. Pre predstavu to aj s pracovnou plošinou predstavovalo 39 t konštrukčnej ocele. V prvom poli sa zriadila drevená pracovná plošina na podpornej konštrukcii. Pížmo na kozmetické práce na pohľadovom betóne mosta vysunutom z výroby.



Obr. 2 Kríženie vysúvaného mosta SO 237-10 s mostom SO 237-20 na vetve A

Fig. 2 Crossing the incrementally launched bridge SO 237-10 with the bridge SO 237-20 on the A ramp

on the opposite end. Both main bridges were built by the incremental launching method from the formwork located close to the portal of the adjacent tunnel, i.e. directly behind the upper abutment. A section of the off-ramp structure has a single beam cross section and the separate span has a double T cross section. Both these parts were cast-in-situ on a solid scaffolding after launching of the left bridge was completed.

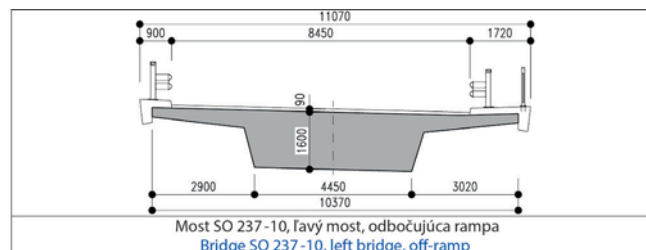
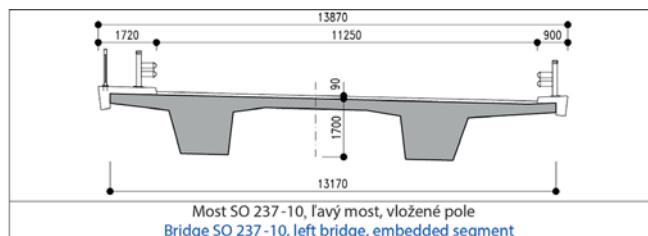
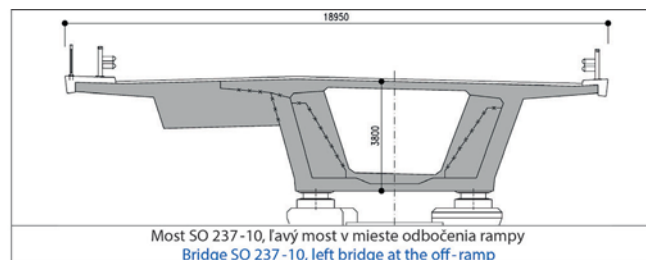
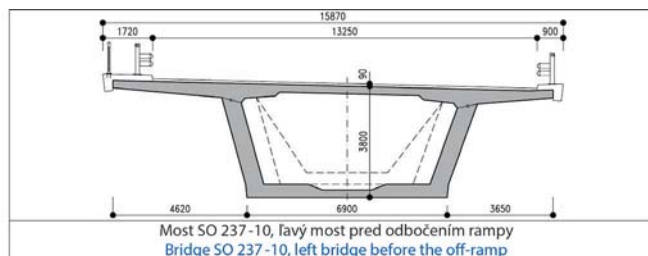
Most of the piers and abutments of the 237-10 bridge are located in an area with potential landslides. The estimated force of the landslide, which must be transferred, is up to 700 kN/m on a number of supports with a depth of the shear layer of up to 8 m. It was shown in a separate study that such large landslide effects should not be transferred through the foundations of the bridge, as the resulting deformation of the foundations significantly exceeds the capacity of the piers and bearings. For this reason, most of the piers were secured against the forces of a landslide with a separate protective structure. These protective structures consist of walls of the Ø 880 mm piles, which are connected with the anchoring block at their heads. Inclined ground strand anchors are attached to it. The space between the anchoring block and the side of the foundation block is filled with easily compressible substance so that the deformations resulting from the effects of the landslide do not cause horizontal load acting on the foundation of the piers. The abutments were additionally supported by inclined micropiles Ø 108/16 mm.

Description of the construction of the bridge

The construction of the superstructure of the bridge was carried out in the period from November 2014 to March 2016, and the bridge is currently in use.

In terms of its ground shape, the bridge copies a constant curve in the highway axis with a radius of $R = 1\,000$ m. The grade line on the bridge is in a constant longitudinal gradient of 1.44 %. The bridge was incrementally launched from the casting yard at a downward gradient of 1.44 %. No braking as a result of the dead weight was necessary, but minimum traction power required for launching indicated that the coefficient of friction of the bridge moving on the piers only slightly exceeded 1.44 %.

The use of incremental launching on this bridge is unique on a European scale. Due to the lack of space behind the abutment in the tunnel area the casting yard was built directly in front of the O1 abutment and the launching of the bridge segments was performed by a hydraulic stepping device by Eberspächer, which was located on the P9 pier. Its maximum pushing force was 9.6 MN and maximum pulling-braking force was 4.8 MN. The piers also contained a braking satellite, which served as a fixed point on the bridge during construction. The horizontal reaction of the traction forces on the pier was transferred by steel horizontal props



Obr. 3 Charakteristické tvary priečného rezu mosta SO 237-10

Fig. 3 Characteristic shapes of the SO 237-10, cross section

Na výstavbu sa použila výrobná s pevnou podlahou s dĺžkou 26 m (1/2 poľa). Na základoch bol zriadený železobetónový skelet s klznými stenami. Na ňom bola uložená oceľová konštrukcia z priečnikov HEB600/18 m, ktorá niesla debnenie komôrky. Celá táto zostava ležala na hydraulických lisoch, čo umožňovalo oddebnenie. Samotný most zostal po spustení z výrobného ležať na preglejkách na vazelíne na klzných stenách. Pri vychádzaní z výrobného sa preglejky odoberali. Prvý most (ľavý) bol zhotovený zo štrnástich taktov výroby vo výstavbe. Pri 5., 6. a 7. takte sa debnenie atypicky prerábalo. V týchto miestach sa vyrábala pracovná škára na napojenie odbočovacej vetvy (vrátane priečnika, zosilnenia trámov, kotvenia predpätia vetvy...). Táto vetva sa vyrábala po vysunutí ľavého mosta na podpornom lešení – monoliticky vo výške 40 m nad neprístupným svahom ponad Šlahorov potok a elektrifikovanú trať ŽSR.

Po ľavom moste bola výrobná presunutá (hydraulicky po teflonoch) na základy do pozície pravého mosta. Pri priečnom presune sa forma smerovo aj výškovo rektifikovala do novej polohy. Nosný železobetónový rám bol na nových základoch podliaty cementovou zálievkovou hmotou. Výškový rozdiel medzi ľavým a pravým mostom predstavoval pri presune približne 40 cm. Pri prvej výstavbe výrobného sa nosné železobetónové steny betónovali na výšku na dvakrát s pracovnou škárou s PVC fóliou. Pri presune sa odoberala výrobná s hornou časťou steny (bez „podstavca“). V rámci priečného presunu sa vymenil plášť formy z paluboviek na pero a drážku.

Výstavba pravého mosta sa realizovala v sedemnástich taktach. Na výsuv sa použil oceľový navádzací nos s dĺžkou 36 m a hmotnosťou 95 t. Tvorili ho dva plnostenné nosníky s premennou výškou od 0,8 do 4,0 m s rozchodom 5,90 m. Nos bol votknutý do čela mosta

(4 × HEB550 + connection with Dywidag 36WR threaded bars). In the end span, a temporary reinforced concrete pier was erected (2pcs – right and left bridge), which has been removed and recycled after construction. The temporary pier provided the stability of the system during the launching stage of the first span of the superstructure. In front of pier P9 in the direction of launching there was a steel support with a frame to attach the hydraulic jacks for launching and transfer of the traction force. The combined weight including the working platform was 39 t of structural steel. In the first segment there was a wooden work platform on the Pižmo scaffolding for cosmetic work on the freshly exposed concrete of the launched. A fixed casting yard was used, 26 m long (1/2 of the span). A reinforced concrete skeleton with sliding walls was established on the foundations. A steel structure made of HEB600 18 m cross beams to support the formwork of the box was placed on the skeleton. This whole assembly was placed on hydraulic jacks, which allowed demoulding. After activating the formwork, the bridge remained lying on the plywood greased with Vaseline on the sliding walls. When leaving the formwork, the plywood was removed. The first (left) bridge was made of 14 segments in the casting yard. In segments 5, 6 and 7, the formwork had to be atypical. In these segments, it was necessary to make the construction joints for the connection of the off-ramp (including the cross beam, reinforcement of the walls, anchoring of the off-ramp prestressing etc.). This branch was made after launching the left bridge on the supporting scaffolding – cast-in-situ at a height of 40 meters above an inaccessible slope over the Šlahorov creek and electrified ŽSR railway track.

After finishing the left bridge, the formwork was moved hydraulically on Teflon pads onto the foundations into the position of the right bridge. During the lateral shift, the formwork was adjusted into the new position both directionally and vertically. The area below the supporting reinforced concrete frame was grouted with cement grout. The height difference during the launching between the left and right bridge was approximately 40 cm. During the initial construction of the formwork the supporting reinforced concrete walls were cast in two parts separated by a PVC foil. The stationary formwork was removed with the top section of the wall (without the "base"). During the lateral shift, we replaced the formwork mantle made of tongue and groove floorboards.

The construction of the right bridge consisted of 17 segments. The launching was performed with a guided steel nose with a length of 36 m and weight of 95 t. It consisted of two solid steel beams of variable height 0.8 – 4 m, with a spacing of 5.90 m. The nose was fixed to the front of the bridge using the Dywidag 36WR prestressed bars. The superstructure was moving on the piers on slidepads with



Obr. 4 Priečny presun výrobného po ukončení NK ľavého mosta

Fig. 4 Lateral shift of the formwork after finishing the left bridge superstructure

pomocou predpínacích tyčí Dywidag 36WR. Nosná konštrukcia sa počas výstavby vysúvala po pilieroch po klzných podložkách s bočným vedením na silikónovej vazelíne na teflonových doskách. Po vysunutí sa most pridvihoval na jednotlivých pilieroch (hydraulicky). Klzné podložky sa zamieňali za definitívne mostné ložiská. Na tieto účely sa okolo každého piliera zriadilo lešenie s pracovnou podlahou okolo hlavy piliera.

Počas vysúvania nosnej konštrukcie sa na pilieroch merali náklony. Na hlave piliera bol osadený rozvádzač, v ktorom bol pripojený merací snímač. Na rozvádzači bol núdzový tlačidlový vypínač a zvuková signalizácia upozorňujúca na pohybujúci sa most. Všetky piliere boli zvedené do centrálnej jednotky pri hydraulickom agregáte na výsuv. Celé toto zariadenie slúžilo ako bezpečnostný ochranný systém. Na displeji sa znázorňovali horizontálne náklony pilierov, pričom pri prekročení pružného pretvorenia ktoréhokoľvek piliera sa zablokovala výsuvná hydraulika.

Projektovanie tvarov mosta a technologických zariadení (výroba, debnenie, klzné nosníky, klzné podložky, hydraulické zariadenie) sa dialo v súradniciach JTSK vyrovnanej siete stavby diaľnice. Na realizáciu pohybu mostnej konštrukcie, osádzania klzných nosníkov, klzných podložiek, rektifikáciu debnenia a na kontrolné merania sa používala transformácia kartézskych súradníc na trasovanie po výsuvnej osi (staničenie, horizontálny ofset, vertikálny ofset). Tak sa zhodovala presnosť výstavby s presnosťou geodetického terestriálneho merania.

Závery

Už postavený most 237-10 v Svrčinovci tvorí teraz dominantu celého údolia. Môžeme potvrdiť, že pri danej výške a neprístupnosti terénu sa kvalitou prác (dielenská výroba vo výrobni), rýchlosťou výstavby (104 m konštrukcie/mesiac) aj produktivitou prác potvrdila správnosť zvolenej technológie výstavby. Most na diaľničnej križovatke v Svrčinovci ukazuje príklad, kde sa napriek okrajovým podmienkam – stiesnený priestor na výrobu za tunelom a členený horský terén – podarilo odovzdať dielo do užívania načas, v plnej kvalite a pri spokojnosti verejnosti, objednávateľa a správcu Národnej diaľničnej spoločnosti a veríme, že aj manažmentu realizačnej firmy Doprastav.

lateral guides on silicone grease and Teflon boards. After launching, the bridge was raised on the piers (hydraulically) and the temporary slide pads were replaced by final bridge bearings. For this purpose, the scaffolding with a working floor around the pier head was set up around each pier.

During the launching of the superstructure, the piers were measured for deflection. The pier head included a distributor with a measuring sensor. The distributor was also equipped with an emergency kill switch and sound warning to signal the moving bridge. All piers were connected to the central unit in the hydraulic launching unit. These tools served as a safety system. The display showed the horizontal deflection of the piers. When any of the piers exceeded its maximum flexible deflection, the launching hydraulics was stopped.

The design of the bridge segments and technology (formwork, sliding beams, slide pads, hydraulic jacks) was carried out in the JTSK coordinate system in the level network of the highway construction site. For the launching of the bridge, installation of slide beams, slide pads, adjustment of the formwork and control measurements, the Cartesian coordinates had to be transformed into directional coordinates along the launching axis (chainage, horizontal offset, vertical offset). This way the accuracy of construction matched the geodetic terrestrial measurements.

Conclusions

The completed bridge 237-10 in Svrčinovec is now a dominating structure of the entire valley. In spite of the constrained conditions, height above terrain etc. the resulting quality, speed of construction (104 m/month) and productivity all confirm the right choice of this construction technology. The bridge on the Svrčinovec highway intersection shows that despite the unfavorable conditions – cramped space for formwork behind the tunnel and mountainous terrain – we managed to hand the bridge into use on time, in full quality and to the satisfaction of general public, the Client (National Highway Company) and management of the construction company Doprastav.



Obr. 5 Výsuv ľavého mosta pri navádzaní na pilier č. 7
Fig. 5 Launching of the left bridge onto pillar 7



Nový železničný most cez Váh v Trenčíne

A new railway bridge across the Váh river in Trenčín

Nový železničný most cez rieku Váh je zhotovený technológiou letmej betonáže. Je postavený na železničnej trati v novom koridore. Dôvodom novej trasy železničnej trate je jej modernizácia so zabezpečením rýchlosti 160 km/h.

Stavby modernizácií železničných tratí na Slovensku prinášajú so sebou veľa nevšedných výziev, pred ktorými stoja technici z oblasti projektovania aj samotnej výstavby mostov. Jedna z nich sa týkala prevedenia novej železničnej trate v okresnom meste Trenčín cez koryto rieky Váh. Železničná trať v Trenčíne prechádzala dovtedy ponad rieku Váh po starom moste, ktorý ju aj po sprevádzkovaní nového mosta stále premostuje. Teraz už však bez toho, aby plnil svoju pôvodnú funkciu.

Mosty vždy predstavovali unikátne inžinierske diela a týka sa to, samozrejme, aj tohto mosta. Preto si dovoľíme uviesť najvýznamnejšie historické fakty z verejne dostupných zdrojov (www.vlaky.net), ktoré sprevádzali prevedenie železničnej dopravy cez rieku Váh v Trenčíne.

Prvý železničný most cez rieku Váh bol postavený v roku 1883. V roku 1907 bol na spoločných podperách postavený súdebný most na druhej koľaji. Povoynové roky 1945 a 1946 znamenali obnovenie vojnou zničeného mosta. Najskôr bol v roku 1945 opravený jeden z dvojice mostov – išlo o novšiu konštrukciu postavenú pri zdvojkolajnení trate na koľaji č. 2. Druhý most na koľaji č. 1 nahradil v roku 1946 nový most – pôvodná konštrukcia bola neopraviteľná. V roku 1984 sa starší opravený most na koľaji č. 2 nahradil novým mostom, pretože pôvodný most už nevyhovoval požiadavkám na únosnosť. Tieto mosty, ktoré stále možno vidieť na ich mieste, ale už bez pôvodnej funkcie, majú rozpätia poľi 4 × 61,62 m.

V roku 2014 sa začala písať nová história premostenia toku rieky Váh na zabezpečenie železničnej dopravy. Až do tohto času viedla železničná trať v koridore vytvorenom už v roku 1883. Požiadavky na modernizovanú železničnú trať, hlavne požiadavka na zvýšenie rýchlosti na 160 km/h, si však vyžiadali nevyhnutnosť opustiť pôvodný koridor a hľadať novú polohu železničnej trate. Nová trať vedie severne od pôvodnej trate, povyše toku rieky Váh.



Železničný most cez Váh (fotografia z roku 1944)
Railway bridge across the river Váh (a photo from 1944)

The railway bridge over the Váh river is constructed by the balanced cantilever method. It is built on a railway line in a new corridor. The reason for the new route of the railway line is its modernization with a max. allowed speed of 160 km/h.

The modernisation constructions of railway tracks in Slovakia bring many remarkable challenges that the technicians in the design and the actual bridge construction field must face. One of them also concerned the building a new railway track in the district town of Trenčín across the river bed of the Váh. Until then, the railway track led over the river of Váh across an old bridge, which still stands across the river after commissioning of the new bridge. However, now without performing its original function.

Bridges have always represented unique engineering works and certainly the same applied to this bridge as well. Therefore, I would like to take the liberty and indicate the most significant historical facts from publicly available sources (www.vlaky.net) concerning the implementation of railway transportation across the river Váh in Trenčín.

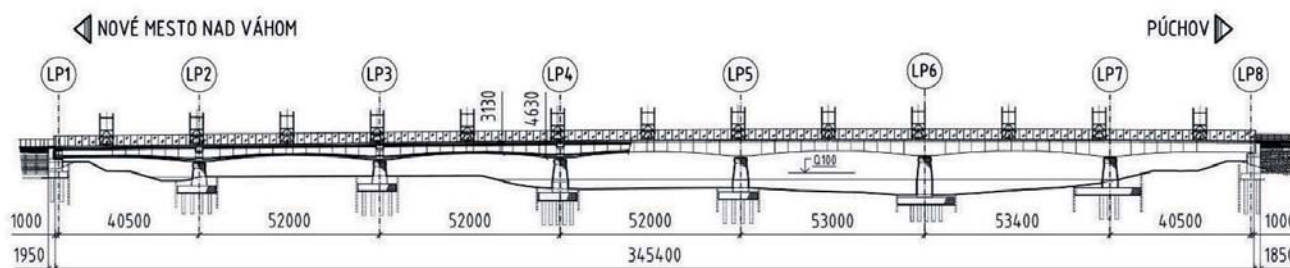
The first railway bridge across the river Váh was built in 1883. In 1907 a second parallel bridge was built on joint supports on the second rail.

The post-war years of 1945 and 1946 meant restoration of the town devastated by the war. First in 1945 one of the two bridges was repaired; it was a newer structure built upon turning the railway track on rail No. 2 into a double track. The second bridge on rail No. 1 was replaced by a new bridge in 1946 as the original structure could not be repaired. In 1984, the older, repaired bridge on rail No. 2 was replaced by a new bridge as the old bridge ceased to meet the bearing capacity requirements. These bridges, which can still be seen at their place but without their original function, have a range of fields 4 × 61.62 m.

In 2014, a new history in bridging the Váh river flow in ensuring railway transportation started. Until this time, the railway track was conducted in a corridor created back in 1883. The requirements for railway track modernisation, mainly the requirement for speed in-



Keď starý doslúži...
When the old retires...



Pozdĺžny rez ľavým mostom
Longitudinal section of the left bridge

Všetky nosné konštrukcie mostov, ktoré slúžili svojmu účelu v pôvodnom koridore, boli navrhnuté a zhotovené v klasickom konštrukčnom usporiadaní železničných mostov, ktorým bola priehradová oceľová konštrukcia so spodnou mostovkou. Zvrátiť toto zaužívané pravidlo bolo pre tím projektantov veľkou výzvou. Nový most cez koryto rieky Váh bol navrhnutý s použitím nosnej konštrukcie z monolitického predpätého betónu. Takýto návrh ešte aj dnes predstavuje v oblasti železničných mostov výnimočné riešenie. Prelomiť zaužívané pravidlo o oceľových železničných mostoch sa na Slovensku podarilo iba nedávno, prvými mostami z predpätého betónu po dlhom čase nedôvery v takéto konštrukcie boli mosty na tzv. Šenkvickej preložke. Tá bola postavená tiež v rámci modernizácie železničných tratí na zabezpečenie rýchlosti 160 km/h.

Projektanti našej spoločnosti, CEMOS, s. r. o., dostali príležitosť poďeľať sa na zhotovení dokumentácie na realizáciu stavby pre zhotoviteľa. Bol to posledný stupeň projektovej dokumentácie, ktorý sa použil na samotnú výstavbu mosta potom, ako prebehla verejná súťaž a zhotoviteľ zadefinoval technické parametre na betónovacie vozíky, ktorými sa mala postaviť nosná konštrukcia.

Všeobecný opis

Všeobecné údaje

Dĺžka premostenia: PM: 336,6 m, LM: 341,4 m

Dĺžka mosta: PM: 344,3 m, LM: 349,1 m

Šikmosť mosta: kolmý

Šírka jedného mosta: 7,05 m

Celková šírka objektu: 7,05 + 0,6 + 7,05 = 14,7 m

Výška mosta: 15,95 m

Stavebná výška: 3,06 – 4,56 m

Plavebná výška: 7,33 m

Plocha mosta: $336,6 \times 7,05 + 341,4 \times 7,05 = 4\,779,9 \text{ m}^2$

Zaťaženie mosta: zaťažovací vlak 1,21 × ZM71 podľa STN EN 1991-2

crease to 160 km/h, made it necessary to give up the former corridor and seek a new position for the railway track. The new track is led to the north from the original track, up the flow of the river Váh.

All support structures that used to serve their purpose in the original corridor were designed and constructed in the classical structural arrangement of railway bridges, which was the steel framework structure with a lower bridge deck. To change this customary rule, it was a great challenge for the designers. The new bridge across the river bed of Váh was designed using a support structure made of monolithic prestressed concrete. Even today, such a design in the field of railway bridges still represents an extraordinary solution. Only recently they have managed to break the customary rule of steel railway bridges in Slovakia; the first bridges made of prestressed concrete (after long distrust in such structures) were the bridges of the so-called Šenkvice relocation. This was also built within the framework of railway track modernisation in order to ensure the speed of 160 km/h.

The designers of our company CEMOS, s. r. o. had a chance to participate in elaboration of the documentation for implementation of the contractor's construction. It was the last level of the design documentation, which was used for the actual construction of the bridge after the public tender took place and the contractor defined the technical parameters for the concrete cars that the support structure was supposed to be built with.

General description

General information

Bridging length: RB: 336.6 m, LB: 341.4 m

Bridge length: RB: 344.3 m, LB: 349.1 m

Obliquity of the bridge: vertical

Width of one bridge: 7.05 m

Total width: $7.05 + 0.6 + 7.05 = 14.7 \text{ m}$

Bridge height: 15.95 m

Building height: 3.06 – 4.56 m

Cruising height: 7.33 m

The area of the bridge: $336.6 \times 7.05 + 341.4 \times 7.05 = 4\,779.9 \text{ m}^2$

Load of the bridge: load train 1.21 × ZM71 according to STN EN 1991-2

The new railway bridge across the river Váh is 344.3 m long in the axis of the right bridge and 349.1 m long in the axis of the left bridge. The left bridge has 7 fields with ranges of $40.5 + 3 \times 52.0 + 53.0 + 53.4 + 40.5 \text{ m}$. The right bridge also has 7 fields with the following ranges: $40.5 + 3 \times 52.0 + 50.8 + 50.8 + 40.5 \text{ m}$.

The bridge object is made up of two separate support structures, which are placed on joint intermediate supports. The outer supports in transverse direction of the bridge are separate for the left and the right bridge as well. The ranges of each fields was selected with respect to the arrangement of the fairway, which had to be respected. The fairway is divided into two parts; one is led between the supports No. 5 and 6 and the second one between supports 6 and 7. With regard to the fact that the direction of the Váh river flow is not perpendicular to the axis of the bridge, the piers are turned against the perpendicular to the bridge axis. Despite the turning of the pier shaft, the shape of the bed blocks is designed so that the actual placement of the support structure is perpendicular to its axis.



Realizácia piliera
Implementation of the pier

Nový železničný most cez Váh má dĺžku 344,3 m v osi pravého mosta a 349,1 m v osi ľavého mosta. Ľavý most má sedem polí s rozpätiami 40,5 + 3 × 52,0 + 53,0 + 53,4 + 40,5 m. Pravý most má tiež sedem polí s rozpätiami 40,5 + 3 × 52,0 + 50,8 + 50,8 + 40,5 m.

Mostný objekt tvoria dve samostatné nosné konštrukcie, ktoré sú uložené na spoločných medziľahlých podperách. Krajné opory sú v priečnom smere mosta samostatné v rámci ľavého aj pravého mosta. Rozpätia jednotlivých polí sa zvolili s ohľadom na usporiadanie plavebnej dráhy, ktorú bolo potrebné rešpektovať. Plavebná dráha je rozdelená na dve časti, jedna vedie medzi podperami č. 5 a 6, druhá medzi podperami 6 a 7. Vzhľadom na to, že smer toku rieky Váh nie je kolmý na os mosta, sú piliere pootočené oproti kolmici na os mosta. Napriek pootočeniu driekov pilierov je tvar úložných prahov navrhnutý tak, aby samotné uloženie nosnej konštrukcie bolo kolmé na jej os.

Spodná stavba mosta

Zakladanie medziľahlých podpier a krajných opôr je navrhnuté na krátkych veľkopiomerových pilótach s priemerom 0,90 m. Na pilótach sú zhotovené základové dosky s obdĺžnikovým tvarom, na nich sú postavené samotné drieky pilierov. Ich pôdorysný tvar rešpektuje umiestnenie pilierov v toku rieky a z toho vyplývajúcu požiadavku na zvýšenú ochranu pred erozívnymi účinkami prúdiacej vody a prípadných splavovaných drevín. Pilieri majú kónický tvar, ktorý zabezpečuje minimálny odpor proti vodnému prúdu. Všetky pohľadové časti spodnej stavby sú obložené tvárnicami z prírodného kameňa, ktoré zabránia vymývaniu betónu pod vplyvom tečúcej vody a súčasne tvorili stratené debnenie pri realizácii spodnej stavby. Základy a samotné podpory mosta sú zhotovené spoločne pre obidva mosty.

Zakladanie sa realizovalo v otvorených stavebných jamách pod ochranou štetovnicových stien. Na umožnenie realizácie zakladania sa zriadila obslužná plošina naprieč tokom rieky Váh. Tok bol presmerovaný do priestoru mostného poľa medzi piliermi č. 5 a 6 s tým, že v dvoch poliach bol prevedený popod hrádzu vloženie sústavy oceľových rúr s priemerom 1,00 m.

Úspešnosť stavby mosta v náročnom prostredí tvorenom riekou a jej inundáciou limitovalo posúdenie správania sa toku rieky s obmedzením koryta uvedenými hrádzami. Zložitosť tohto procesu znásobila skutočnosť, že samotný prietok Váhu predmetným miestom ovplyvňuje prevádzka vodného diela Trenčianske Biskupice. Realizácia závisela od vzájomnej spolupráce zhotoviteľa stavby a prevádzkovateľa VD Trenčianske Biskupice, pretože zakladanie sa dalo realizovať iba za predpokladu udržiavania hladiny toku na úrovni minimálnych prietokov na VD potrebných na zabezpečenie jeho prevádzky. Realizácia zakladania prebehla úspešne aj napriek tomu, že sa úplne nevyhla problémom súvisiacim s erozívnou činnosťou toku rieky a v neposlednom rade aj následkom vysokých hladín (nad



Pracovná plošina na realizáciu spodnej stavby
Work platform for implementation of the substructure

Substructure

The foundation of intermediate supports and outer supports is designed on short large-diameter piles with a diameter of 0.90 m. Base plates of rectangular shape are constructed on the piles and the actual pier shafts are built on them. Their plan shape respects the location of piers in the river flow and the resulting requirement for increased protection from erosive effects of the flowing water and incidental timber floating. They are of conic shape, which secures minimum resistance to water stream. The surface of a part of the piers washed by the water is protected by stone cladding.

The foundation was implemented in open construction holes under the protection of sheet piling. In order to enable implementation of the foundation, a service platform was established across the Váh river flow. The river flow was redirected to the space of the bridge field between piers NO. 5 and 6 so that in two fields the flow was redirected underneath the dam by inserting a system of steel pipelines with 1.00 m diameter.

The successfulness of bridge construction in a challenging environment consisting of the river and its inundation was limited by the behaviour of the river flow with river bed limitation by the above-mentioned dams. The complexity of the process was multiplied by the fact that the actual flow rate of the river Váh at the actual place is influenced by operation of the Waterworks Trenčianske Biskupice. The implementation depended on mutual cooperation of the construction contractor and the operator of the Waterworks Trenčianske Biskupice since the foundation could only be implemented provided that the level of the flow is kept at minimum flow rate level at the WW necessary for ensuring its operation. The implementation of foundation took place successfully despite the fact they could not completely avoid problems related to the erosive river flow activity and eventually also the consequences of high levels beyond the framework of the considered level due to excessive rainy weather.

Superstructure concrete:

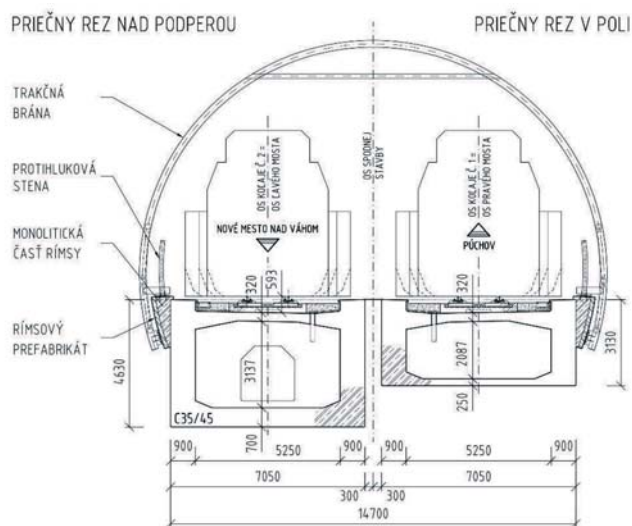
- piles: C25/30-XC2, C10,4, $D_{max} \leq 25$ (SK),
- foundations: C25/30-XC2, C10,4, $D_{max} \leq 25$ (SK),
- piers: C30/37-XC4, XF3, C10,4, $D_{max} \leq 25$ (SK).

Concrete reinforcement of the substructure: B500B.

Superstructure

The actual support structure consists of two bridges, which are symmetrical with respect to the longitudinal axis of the bridge. The support structure has a variable height from 3.13 m in the middle with a range up to 4.63 m above the intermediate supports. The support structure is placed on each support using two spherical bearings. The speciality of the bearings was the requirement for a relatively long horizontal bearing capacity due to the specifics of the railway operation.

A static calculation of the bearing structure was processed using the method of terminal elements on the framed space model for calculation of the envelopes of moving load and the effects of forced deformations. The actual assessment of the structure with effects of constant load, preload, creep, shrinkage and effects of the changes of static systems was performed on a planar model. The normal



Priečny rez
Cross section

rámec hladiny, s ktorou sa počítalo) z dôvodu nadmerného daždivého počasia.

Betón spodnej stavby:

- pilóty: C25/30-XC2, C10,4, $D_{max}25$ (SK),
- základy: C25/30-XC2, C10,4, $D_{max}25$ (SK),
- piliere: C30/37-XC4, XF3, C10,4, $D_{max}25$ (SK).

Betonárska výstuž spodnej stavby: B500B.

Nosná konštrukcia mosta

Samotná nosná konštrukcia pozostáva z dvoch mostov symetrických vzhľadom na pozdĺžnu os mosta. Nosná konštrukcia má premennú výšku od 3,13 m v strede rozpätí do 4,63 m nad medziľahými podpormi. Nosná konštrukcia je uložená na každej podpore prostredníctvom dvojice kalótových ložísk. Zvláštnosťou ložísk bola požiadavka na pomerne vysokú horizontálnu únosnosť z dôvodu špecifik železničnej prevádzky.

Statický výpočet nosnej konštrukcie bol spracovaný metódou konečných prvkov na prúťovom priestorovom modeli na výpočet obálok pohyblivého zaťaženia a účinkov vynútených deformácií. Samotné posúdenie konštrukcie s účinkami stáleho zaťaženia, predpätia, dotvarovania, zmršťovania a s účinkami zmeny statických systémov sa realizovalo na rovinnom modeli. Posúdili sa normálové napätia v krajných vláknoch prierezu pre MSP a takisto vybrané prierezy na MSÚ v ohybe aj šmyku. Statický výpočet bol spracovaný v súlade s príslušnými ustanoveniami noriem platných k februáru 2013 (STN a STN EN – Eurokódy).

Betón nosnej konštrukcie: C35/45-XC4, XF3, C10,2, $D_{max}25$ (SK).

Betonárska výstuž nosnej konštrukcie: B500B.

Predpínacia výstuž nosnej konštrukcie: prEN 10138-3-Y1860S7-15,7-I-F1-C1 (sedemdrôtové laná s nízkou relaxáciou, priemer lana 15,7 mm, plocha lana 150 mm², $f_{pk} = 1\ 860$ MPa).

K návrhu vedenia predpínacej výstuže bolo potrebné pristupovať s rešpektovaním zvláštnosti nosnej konštrukcie mosta pre železničnú trať. Špecifiká tvaru priečného rezu železničným mostom, ktoré spočívali v chýbajúcich postranných konzolách (tie sú samozrejme pri cestných mostoch), posúvali ťažisko prierezu nižšie, než je to práve pri prierezoch cestných mostov s konzolami. Z toho vyplýval aj špecifický priebeh predpínacích káblov v pozdĺžnom smere mosta. Obmedzujúcim bol samotný tvar priečného rezu – jeho malá šírka obmedzovala umiestnenie predpínacích káblov v priečnom smere a ich postupné kotvenie v čelách jednotlivých lamiel.

Nosná konštrukcia bola zhotovená technológiou letmej betonáže s použitím až štyroch betónovacích vozíkov. Časti krajných polí nad rámec symetrických vahadiel boli zhotovené na pevnej skruži. Jednotlivé vahadlá sa počas realizácie stabilizovali železobetónovými piliermi pod každým trámom priečného rezu.

Vybavenie mosta a mostný zvršok

Následne po zhotovení nosnej konštrukcie sa pristúpilo k realizácii mostného vybavenia a mostného zvršku. Samotné koľaje boli zhotovené systémom pevnej koľajovej jazdnej dráhy. Jednotlivé zvrškové dosky pevnej jazdnej dráhy sú stabilizované pomocou kotviacich blokov, ktoré boli zhotovené spojením s nosnou konštrukciou pomocou zabudovanej betonárskej výstuže. Izolácia nosnej konštrukcie je zhotovená s použitím natavovacích asfaltových pásov na zapečatujúcej vrstve na očistenej nosnej konštrukcii.

Spríevodnými konštrukciami mostov budovaných v dotyku so zástavbou sú protihlukové steny. Tie sú na moste zhotovené v konštrukčnom usporiadaní zhodnom s konštrukciou PHS na celom úseku železničnej trate priľahlej k mostu.

Celkový návrh protihlukových stien, trakčných brán, ale aj rímsovéych častí vychádzal z architektonického návrhu v predchádzajúcich častiach projektovej prípravy. Návrh bol úzko konzultovaný so zástupcami hlavného architekta mesta Trenčín. Na tieto časti sa kladol veľký dôraz, pretože most, ale aj samotná železničná trať prechádzajú zastavaným územím intravilánu mesta a všetci zainteresovaní na



Realizácia nosnej konštrukcie
Implementation of the superstructure

tension in the outer fibres of the section for the serviceability limit states was assessed, as well as the selected limit state design in bending and in shearing. The static calculation was processed in compliance with the respective provisions of standards valid as of the date of 02/2013 (STN and STN EN – Euro codes).

The basic materials used for construction of the support structure were concrete C 35/45, concrete reinforcement B500B and prestressing reinforcement prEN 10138-3-Y1860S7-15,7-I-F1-C1 (7-wire ropes with low relaxation, rope diameter 15.7 mm, area of the rope 150 mm², $f_{pk} = 1\ 860$ MPa). The design of conducting the prestressing reinforcement required an extraordinarily responsible approach. The specific shape of the longitudinal section of the bridge, which consisted in the missing lateral consoles (they are automatic in case of road bridges) moves the centre of gravity of the section lower than it is actually in case of the sections of road bridges with consoles. It also implied a specific course of prestressing cables in the longitudinal direction of the bridge. The actual shape of the transverse section was limiting. Its small width limited placement of the prestressing cables in the transverse direction and their progressive mooring in the face of each plate.

The support structure was constructed using the technology of cantilever construction using up to four concrete cars. A part of the outer fields beyond the symmetric bascules was constructed on a fixed ring. During the implementation, the individual bascules were stabilised by reinforced concrete piers under each beam of the transverse section.

Bridge equipment and bridge overhead

After construction of the support structure, they started to implement the bridge equipment and the bridge surface. The actual rails were constructed using the system of fixed rail carriageway. Each surface board of the fixed carriageway was stabilised using mooring blocks, which were constructed by connection with the support structure using the built-in concrete reinforcement. The isolation of the support structure is made of PVC isolation foil with underlying geotextile. The isolation foil is protected by another layer of geotextile and a separation PVC foil. On the surfaces outside the fixed carriageway, there is an isolation layer protected by a layer of reinforced concrete.

The accompanying structures of bridges built in contact with residential developments are sound absorbing walls. They are built on the bridge in a structural arrangement aligned with the structure of sound absorbing walls on the entire section of the railway track intermediate to the bridge.

The overall design of sound absorbing walls, traction gates as well as cornice parts was based on the architectonic design in the previous parts of the design preparation. The design was closely consulted with the representatives of the lead architect of the Town of Trenčín. High emphasis was placed on these parts since the bridge, as well as the actual railway track, passes through built-up areas of the town boundaries and all the stakeholders in the preparation of the construction had an interest in it that the overall look of the



Pohľad na nový most
View of the new bridge

príprave stavby mali záujem, aby aj celkový výzor mosta dotváral prostredie svojou jedinečnosťou s dôrazom na každý detail.

Spojazznením úseku železničnej trate prechádzajúcej mestom Trenčín v roku 2017 sa skončila jedna etapa existencie starého mosta a začala sa etapa existencie nového mosta. Starý most predstavoval vo všetkých modifikáciách výsledok úsilia technikov na úrovni najvyšších poznatkov o návrhu a výstavbe mostov vo vtedajších obdobiach. Pevne veríme, že aj nový most bude dlhé roky svedkom technickej zručnosti tejto doby. Sú v ňom vložené najlepšie schopnosti všetkých zúčastnených na jeho príprave a výstavbe.

bridge should shape the environment by its uniqueness with attention to each and every detail.

By putting the railway track passing through the town of Trenčín in operation in 2017, one stage of the existence of the old bridge finished and the new stage of new bridge existence started. The old bridge, in all modifications, represented the result of efforts of technicians at the level of supreme knowledge of bridge design and construction at that time. I strongly believe that also this new bridge will witness technical competence of this era for a long time. It includes the best abilities of all participants that took part in its preparation and construction.



Konzultačná činnosť pre dopravné stavby a konštrukcie

Projektovanie ciest, diaľnic a mestských komunikácií

Dopravný urbanizmus a dopravné inžinierstvo

Projektovanie mostov a oporných konštrukcií

Projektovanie inžinierskych sietí

Inžinierska činnosť v stavebníctve

... už 20 rokov

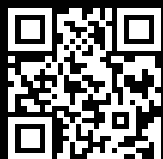


CEMOS, s. r. o.
Mlynské nivy 70, 821 05 Bratislava

shop.doka.com

Kúpa debnenia online jednoducho a rýchlo

doka

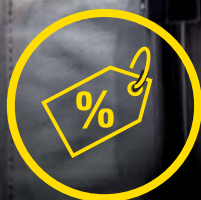


Jednoduché kliknutie pre vás,
veľký krok pre stavbu.
shop.doka.com



24/7

**Kúpte si
debnenie kdekoľvek,
kedykoľvek**



**Profitujte
z najlepších
cien komponentov**



**Zostaňte vždy
informovaní**



**Sledujte
predchádzajúce
objednávky**

 facebook.com/DokaSlovakia

DOKA Slovakia, Debniaca technika s.r.o. | Ivanská cesta 28 | 821 04 Bratislava | P.O.Box 39, 820 02 Bratislava 22 | T +421 2 43 42 14 26 | F +421 2 48 20 21 20 | slovakia@doka.com | www.doka.sk

Odborníci na debnenie.

Milan Chandoga – Andrej Jaroševič –
Ladislav Čerňanský – Ľubomír Hrnčiar –
Richard Púček – Jozef Mariňák



Prvý letmo betónovaný most s elektricky izolovaným predpätím na Slovensku

The first free cantilever bridge with an electrically isolated pre-stressing tendons in Slovakia

Súčasťou modernizácie železničnej siete na Slovensku na rýchlosť do 160 km/h sú aj úseky, pri ktorých vzhľadom na zložité hydrogeologické podmienky územia investor a projektant dieľa rozhodli, že všetky predpäté mosty budú mať elektricky izolované predpätie. VÁHOSTAV-SK, a. s., je od roku 2012 držiteľom licencie na predpínací systém PROJSTAR-CH. V rámci prebiehajúcej certifikácie podľa európskej smernice ETAG 013 sa realizovali aj skúšky systému elektricky izolovaného predpätia. V tomto príspevku je predstavená konštrukcia a niektoré výsledky preukazných certifikačných skúšok predpínacieho systému PROJSTAR CH-19/EIK a ich aplikácia in-situ na železničnom moste cez rieku Váh.

Within the Modernisation of the Slovakian Railways for the velocity of 160 km/h, there are sections of railway for which, given the complexity of hydrogeological condition of the area, the investor and the designer have decided that all pre-stressed bridges shall have electrically isolated pre-stressing tendons. Since 2012 VÁHOSTAV-SK, a. s. has held a licence for the pre-stressing system PROJSTAR-CH. In terms of the ongoing certification the tests of the system of electrically isolated pre-stressing tendons were carried out in accordance with the European Directive ETAG 013. This article describes the bridge structure and some results of the certification tests of the pre-stressing system PROJSTAR CH-19/EIK as well as their in-situ application on the railway bridge over the river Váh.

V 90. rokoch sa zrodila kategorizácia káblov predpätia, ktorá poskytuje rôzne stupne konštrukčného riešenia antikorošnej ochrany predpínacej výstuže [1]. Podľa toho, v ktorej kategórii agresivity prostredia sa predpätie nachádza, sa stanovili tieto úrovne ochrany predpínacieho kábla PL (PL = Protection Level):

- PL1 – kábel injektovaný cementom v hadici zo stáčaného plechu, kotvy sú zabetónované bez ochranných krytov,
- PL2 – kábel injektovaný cementom v PE hadici s ochrannými krytmi kotvenia, tzv. kábel s kompletným vodotesným obalom,
- PL3 – elektricky izolovaný kábel (EIK). Ide o kábel PL2 doplnený elektroizolačnými prvkami na ochranu proti bludným prúdom. Jeho korozívny stav možno monitorovať meraním zmien izolačného odporu EIK.

Najvyššiu úroveň ochrany z hľadiska chloridov, ako aj bludných prúdov poskytujú tzv. elektricky izolované káble, pri ktorých možno ochranu predpínacej výstuže proti korózii a bludným prúdom merať pomocou elektrického odporu medzi predpínacou a betonárskou výstužou zabudovanou v betónovej konštrukcii.

Prvý slovenský most s elektricky izolovaným predpätím je navrhnutý ako spojitý 5-polový trám (47,5 + 3 × 65 + 47,5 m) s dvojkomorovým priečnym rezom so šírkou 11,82 m a premennou výškou – 8 m nad podperou a 3 m v strede rozpätia (obr. 1 a 2). Most s označením SO 44-33.18 premostuje rieku Váh a štátnu cestu II/507.

Nosná konštrukcia mosta bola navrhnutá na použitie technológie letmej betonáže. Nad každým pilierom sa vybudovali zárodok s dĺžkou 13 m, z ktorých sa obojstranne realizovalo letným spôsobom šesť lamíel s dĺžkami 2 × 3 + 2 × 4 + 2 × 5 m. Aby sa zabezpečila stabilita vahadla počas letmej betonáže, vybudovali sa pod zárodkami železobetónové stabilizačné stĺpy, spolu šesť stĺpov pre každý zárodok (obr. 4).

In 1990's a categorisation of the pre-stressing tendons has appeared. It provides various stages of the structural design of the anti-corrosion protection of the pre-stressing tendons [1]. Depending on aggressiveness of the surroundings the following protection levels (PL) of the pre-stressing tendons have been designated:

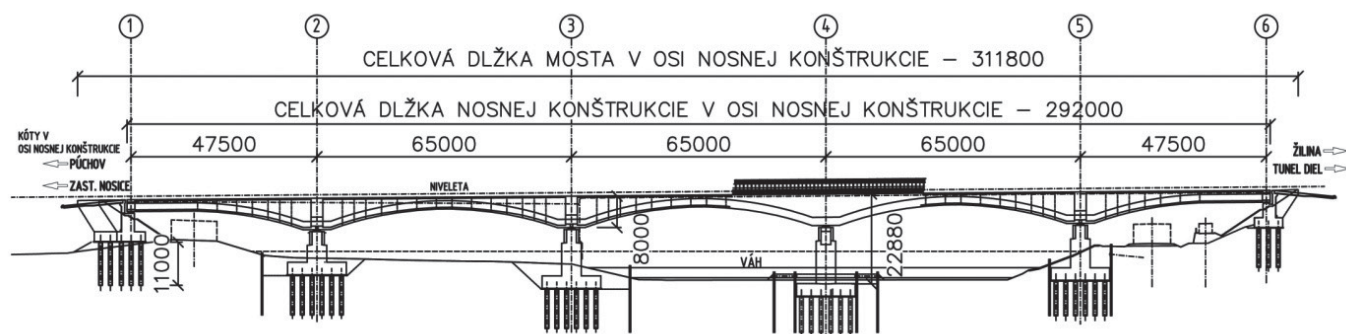
- PL1 – a cement grouted tendon in a duct made of rolled sheet metal, anchorages are concreted without protective cover,
- PL2 – a cement grouted tendon in a PE duct, anchorages have protective covers – so called tendon with an overall waterproof coating,
- PL3 – electrically isolated tendon (EIT). It is PL2 tendon with electro-isolating elements for the protection against stray currents. Its corrosive situation can be monitored by measuring changes in EIT isolation resistance.

The highest level of protection against chlorides as well as stray currents is provided by so called electro-isolating tendons (hereinafter only the EIT). The protection of the pre-stressing tendons against corrosion and the stray currents can be measured by electrical resistance between the pre-stressing tendons and concrete reinforcement contained within the concrete structure.

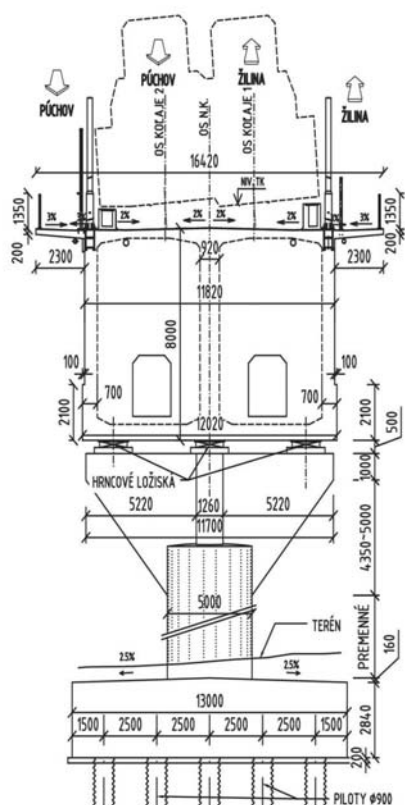
The first Slovak bridge with the electrically isolated pre-stressing is designed as a continuous 5-span beam (47.5 + 3 × 65 + 47.5 m) with a double-box girder cross-section 11.82 m in width and variable height (8 m above the abutment and 3m in the middle of the span), see Fig. 1 and 2. Bridge SO 44-33.18 crosses the river Váh and the state road communication II/507.

The bearing structure of the bridge was designed for the free cantilever method of construction. Pier segments with 13m in length were erected above each pier. From those there were six segments (2 × 3 + 2 × 4 + 2 × 5 m) constructed on both sides by the free can-

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR-PK, s. r. o., Nad ostrovom 2, 84104 Bratislava, tel.: +421 903 722252, e-mail: projstar@projstar.sk
doc. RNDr. Andrej Jaroševič, PhD., PROJSTAR-PK, s. r. o., Nad ostrovom 2, 84104 Bratislava, tel.: +421 905 917440, e-mail: projstar@projstar.sk
Ing. Ladislav Čerňanský, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava 3, e-mail: ladislav.cernansky@vahostav-sk.sk
Ing. Ľubomír Hrnčiar, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava 3, e-mail: lubomir.hrnciar@vahostav-sk.sk
Ing. Richard Púček, VÁHOSTAV-SK, a. s., Hlinská 40, 011 18 Žilina, +421 41 5171595, e-mail: richard.pucek@vahostav-sk.sk
Ing. Jozef Mariňák, VÁHOSTAV-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 5172016, e-mail: jozef.marinak@vahostav-sk.sk



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom
Fig. 1 Longitudinal section of the bridge



Obr. 2 Priečny rez mostom
Fig. 2 Cross section of the bridge

Aj keď rekonštruovaná trať, na ktorej sa nachádza tento most, je na celej trase napájaná striedavým prúdom, generálny investor ŽSR vyhodnotil tento úsek ako úsek so zvýšenou hydrogeologickou záťažou a na všetkých mostoch požaduje použitie elektricky izolovaných káblov predpätia.

Na predpätie trámu sa použili 12- a 19-lanové elektricky izolované káble PROJSTAR CH-12-19/EIK rozdelené do troch skupín. Prvú tvoria konzolové káble, ktoré slúžia na predopnutie jednotlivých lamiel počas výstavby vahadiel. V druhej skupine sú káble spojitosti, ktoré slúžia na zmonolitnenie jednotlivých častí nosnej konštrukcie. Tretiu skupinu tvoria voľné káble, ktoré sa predopnú po zmonolitnení celej nosnej konštrukcie.

Konštrukcia elektricky izolovaného kábla

Základná konštrukcia elektricky izolovaného súdržného kábla vychádza z konštrukcie kábla kategórie LP2. Na voľnej dĺžke je predpätia výstuž primárne chránená PE extrudovanou hadicou. Na elektrickú izoláciu predpätia výstuže v roznášacích podložkách je použitý PE kužel a izolačná vysokopevnostná doska (obr. 5). Pri voľných kábloch je PE hadica nahradená HDPE rúrou. PE ochranný kryt kotvenia má vývod na pripojenie vodiča na meranie elektrického odporu kábla (obr. 6).



Obr. 3 Betonáž zárodku a prvých 3 m lamiel na betónovacích vozíkoch
Fig. 3 The concreting of the pier segment and the first 3 segments constructed by the form travellers

tilever method. To ensure the stability of the bridge saddle during construction there were temporary stabilising reinforced-concrete columns erected beneath the pier segment. In total there were six columns at each pier segment (Fig. 4).

Although the reconstructed railway on which this bridge is located is entirely supplied with alternating current, the general investor ŽSR evaluated this section as a section with an increased hydrogeological risk and thus the use of the electro-isolated pre-stressing tendons is required.

To pre-stress the girder the 12 and 19 ropes electro-isolated tendons PROJSTAR CH-12-19/EIT were divided into three groups. The first group are cantilever tendons which serve to pre-stress the individual segments during construction of the bridge saddle. The second group are continuous tendons, the purpose of which is to pre-stress the parts of the bearing structure together. The third group are external tendons which are pre-stressed once the entire bearing structure is built.

Electro- isolated tendon structure

The basic structure of electro- isolated bonded tendon is based on the structure of the tendon category LP2. The loose length of pre-stressing tendons is primarily protected by PE extruded duct. In order to provide electrical isolation of the pre-stressing tendons in the



Obr. 4 Pohľad na rozostavaný most
Fig. 4 A view of the bridge under construction

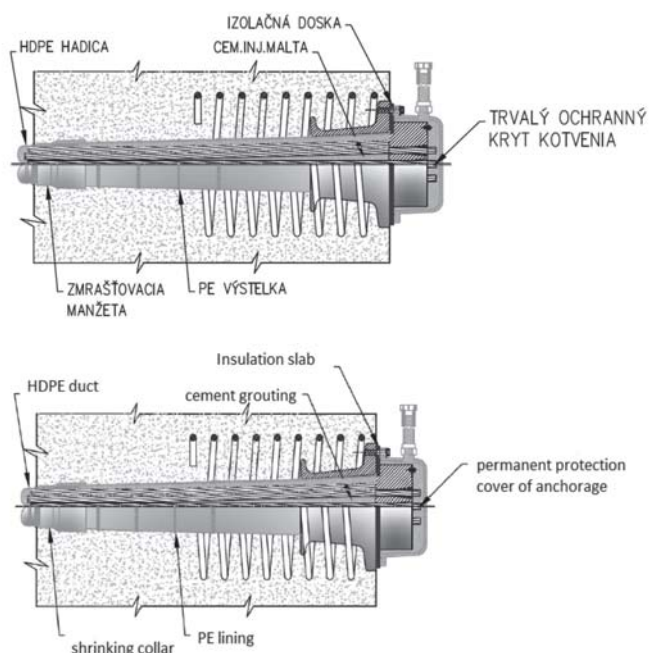
Všeobecne o meraní elektrických parametrov EIK

Predpínací kábel

Je dobrým vodičom elektrického prúdu a jeho základnou charakteristikou je jeho elektrický odpor $R (\Omega)$. Odpor predpínacieho kábla má väčšinou hodnotu výrazne pod 1Ω . Na vyvedenie „meracích bodov“ stačí dobre izolovaný medený drôt (aspoň 1 mm^2 z dôvodu mechanickej pevnosti), ktorý treba priskrutkovať cez „vejárovitú“ podložku ku kotevnej objímke aj roznášačej podložke. Pri meraní je dobré mať obidva meracie body pokope.

Injektážna malta

Nie je izolantom, merný odpor vzoriek injektážnej malty odobrať pri injektáži na stavbe sa pohybuje po štyroch týždňoch od injektáže na úrovni $40 \Omega \cdot \text{m}$. V porovnaní s merným odporom železa $9,8 \cdot 10^{-8} \Omega \cdot \text{m}$ má malta skoro o deväť rádov väčší odpor.



Obr. 5 Konštrukcia EIK pre súdržné káble systému PROJSTAR-CH/EIK
Fig. 5 EIT structure for bonded tendons of the system PROJSTAR – CH/EIT

bearing plates, there is a PE cone and an isolating high-strength slab (Fig. 5). For external tendons the PE duct is replaced by a HDPE pipe. The PE anchorage protection cover has an outlet for connecting a device measuring electric resistance of tendons (Fig. 6).

General information on measurement of the electric parameters of EIT

Pre-stressing tendon

It is a good electric conductor and one of its basic properties is its electric resistance $R (\Omega)$, which is usually far below 1Ω . The “measuring points” are outlet by a well- isolated copper wire (at least 1 mm^2 to ensure the mechanical strength), which must be screwed through the “fan-shaped” pad to the anchor head and the bearing plate. When carrying out the measurement it is recommended to have the both measurement points next to each other.

Cement grouting

It is not an insulation, the electrical resistance of cement grouting samples (taken at the time of grouting) is around $40 \Omega \cdot \text{m}$ measured four weeks after grouting. As compared to the measured resistance of iron ($9,8 \times 10^{-8} \Omega \cdot \text{m}$), the grouting has nearly nine times greater resistance.

Tendon duct, transmission anchorage cover and isolation slab

Tendon duct, transmission anchorage cover and isolation slab between the anchorage clip and the bearing plate are insulations and dielectrics. For this reason the most commonly measured value is the “isolating” resistance between anchor head and bearing plate that has been welded to concrete reinforcement.

Certification test of the EIK

The measurement of conductivity (resistance) of the tested electrically isolated tendon

In the scope of certification procedure TSUS BA [4], a test of 19-strands electrically isolated pre-stressing tendon was carried out. The tendon was built-in, pre-stressed and grouted within a reinforced concrete beam ($500 \times 800 \times 5\,000 \text{ mm}$), see Fig. 9.

The measurements of resistance were carried out using LCR meter ELMA 6400: firstly, after it had been assembled, secondly after it had been pre-stressed and once before and once after the grouting and solidifying of cement mortar. The results of these measurements are presented in Fig. 10.



Obr. 6 Ochranný kryt kotvenia s vodičom na meranie elektrického odporu
Fig. 6 Protective cover of anchorage with conductor for the measurement of electric resistance

Káblový kanálik, prechodový obal kotvy a izolačná doska

Káblový kanálik, prechodový obal kotvy a izolačná doska medzi kotevnou objímkou a roznášacou podložkou sú izolanty a dielektriká. Preto sa najčastejšie meria hodnota „izolačného“ odporu medzi kotevnou objímkou a roznášacou podložkou, ktorá je priradená k betonárskej výstuži.

Certifikačná skúška EIK

Meranie vodivosti (odporu) skúšobného EI kábla

V rámci certifikačného konania TSÚS BA [4] sa vykonala skúška na 19-lanovom elektrickom izolovanom predpínacom kábli, ktorý bol zabudovaný, napnutý a zainjektovaný v železobetónovom tráme s rozmermi 500 × 800 × 5 000 mm (obr. 9).

Merania odporu sa vykonali pomocou LCR metra ELMA 6400 po zostavení kábla, jeho napnutí, pred a po injektáži cementovou injektážnou maltou a po jej zatvrdnutí. Výsledky týchto meraní sú uvedené na obr. 10.

Meranie vodivosti (odporu) injektážnej malty

Nad rámec certifikačnej skúšky sa riešiteľský tím podujal preskúmať časový priebeh vodivosti cementovej injektážnej malty. Na meranie časového priebehu vodivosti malty sa vyrobili tri skúšobné valce s antikoróznymi elektródami (obr. 12). Valce z HDPE rúry sa naplnili injektážnou maltou priamo na stavbe, aby vzorky zodpovedali podmienkam injektáže na stavbe. Vzorka 3 sa naplnila maltou z inej zmesi. Vzorky boli uložené pri izbovej teplote a počas prvých dní sa meral ich elektrický odpor každých 12 hodín. Výsledok dlhodobého merania odporu je znázornený na obr. 11.

Ako vidieť z priebehu na obr. 11, injektážna malta sa v uzatvorenom priestore správa inak ako voľné trémiky s elektródami, v literatúre bežne používané na meranie časového priebehu elektrického odporu malty. Hodnota elektrického odporu malty má síce stúpajúci trend, nedá sa však tvrdiť, že malta bude po vytvrdnutí nevodiť, čo sa väčšinou zistí na voľných trémikoch. Vnútorne usporiadanie elektród je symetrické, vzorky však boli injektované vo zvislej polohe. Hneď pri prvých meraniach sa vzorky správali ako galvanický článok s napätím do 130 mV a túto vlastnosť si zachovali doteraz. Výsledky dlhodobého merania odporu injektážnej malty v uzatvorenom priestore (čo EIK je) naznačujú, že chyby pri injektáži EIK, ktoré spôsobujú malú hodnotu izolačného odporu, sa časom samy neopravia. Preto treba príprave injektáže EIK venovať zvýšenú pozornosť.

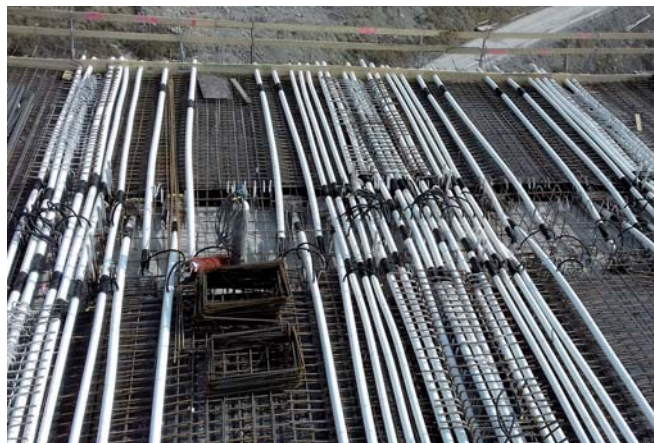
Výsledky merania kapacity koaxiálneho kondenzátora, tvoreného sústavou betón (vonkajšia elektróda), HDPE rúra (dielektrikum) a injektážna malta (vnútorná elektróda), nepotvrdzujú optimistické štúdie, ktoré sa pokúšajú týmto spôsobom merať kvalitu injektáže EIK.

Záver

Realizácia elektricky izolovaného súdržného predpätia in situ si vyžaduje perfektné plánovanie a pracovnú disciplínu od všetkých pracovníkov. Realizácia EI káblov výrazne predražuje cenu predpätia.



Obr. 7 Meranie elektrického odporu kábla pred injektážou
Fig. 7 Measuring of tendon's electric resistance before grouting



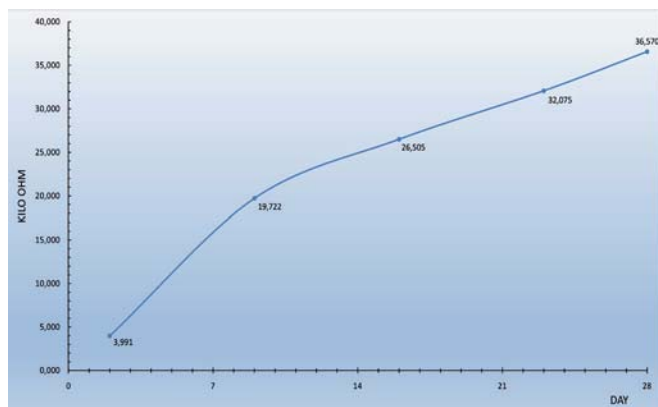
Obr. 8 Ukladanie PE hadíc injektovaného predpätia
Fig. 8 Laying of the PE ducts for the grouted tendons



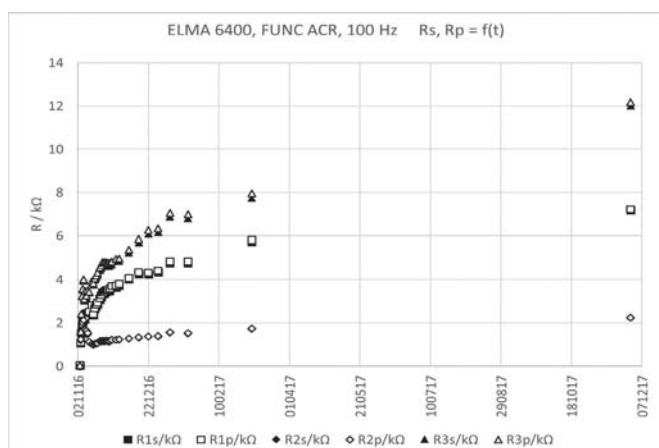
Obr. 9 Skúšobný trám so zabudovaným EI 19-lanovým káblom PROJSTAR CH
Fig. 9 Testing beam with the built-in electrically isolated 19-strands tendon PROJSTAR CH

Measuring of electric conductivity (resistance) of the cement grouting

Apart from the certification test the team undertook to investigate the time course of the conductivity of the cement grouting. In order to do so, the three cylinders with stainless steel electrodes were manufactured (Fig. 12). The cylinders made of HDPE pipe were filled by cement grouting directly on site to establish the same conditions as the real grouting on site. The sample no.3 was filled by different mixture of cement mortar. The samples were kept at the room tem-



Obr. 10 Izolačný odpor R vzorky 19-lanového kábla PROJSTAR CH/EIK
Fig. 10 Isolated resistance R of the sample taken on 19-strands tendon PROJSTAR CH/EIT



Obr. 11 Časový priebeh nárastu odporu injektážnej malty v uzavretom priestore od 2. 11. 2016 do 28. 11. 2017. Malta sa správa pri kmitočte 100 Hz ako činný odpor.
Fig. 11 Time course of the resistance growth of the cement grouting in enclosed space from 2.11.2016 until 28.11.2017. At 100 Hz the mortar behaves as an active resistance.

Literatúra

1. Quality Control and Monitoring of electrically isolated posttensioning tendons in bridges. Forschungsauftrag AGB 2004/010, Juli 2011.
2. Zabudovanie a meranie elektricky izolovaných dodatočne predpätých káblov. Podniková technická norma Váhostav-SK, PTN 87/64.13/16, spracovatelia: doc. M. Chandoga, PhD., doc. RNDr. A. Jaroševič, PhD., Ing. L. Čerňanský.
3. Základné ochranné opatrenia pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov na mostné objekty pozemných komunikácií. TP 03/2014. Ministerstvo dopravy a výstavby SR.
4. PROTOKOL O SKÚŠKE č. 20-16-1458. Kotevný systém PROJSTAR CH/EIK, 19-lanový elektricky izolovaný kábel zabudovaný do žb. bloku 500 × 800 × 5 000 mm. Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Bratislava, 11/2016.
5. Metóda merania EIK a dlhodobé skúšky vodivosti injektážnej malty. Správa 11/2016. Projstar-PK, spracovatelia: doc. RNDr. A. Jaroševič, PhD., doc. M. Chandoga, PhD.



Obr. 12 Skúšobné vzorky na meranie odporu injektážnej malty a kapacity oproti okolitému betónu (simulovaný Al fóliou)

Fig. 12 Test samples for measurement of the resistance of cement grouting and the capacity against surrounding concrete (simulated by Al foil)

perature and their electric resistance was measured every 12 hours during the first days. The result of the long-term measurement of resistance is presented in Fig. 11.

As can be seen in Fig. 11 the cement mortar behaves differently in enclosed space than the free joists with electrodes that are frequently used in literature to measure the time course of the electric resistance of cement mortar. Although the value of the electric resistance of cement mortar has increasing tendency, it cannot be claimed that the cement mortar, once solidified, will be conductive. This is what usually happens with the free joists. The inner layout of the electrodes is symmetric, although the samples had been grouted in vertical position. Right at the first measurements the samples behaved as a galvanic cell with voltage of up to 130 mV and they have remained so until today. The results of the long-term measurement of the resistance of cement grouting in enclosed space (such as the EIT) indicate that the errors made at the time of grouting, which cause the low isolation resistance, cannot be corrected in time by themselves. Therefore, an increased attention needs to be paid to preparation of the EIT grouting.

The results of the capacity measurement of the coaxial capacitor, formed by concrete (outer electrode), HDPE pipe (dielectric) and cement grouting (inner electrode) do not support the optimistic research, which intends to apply this way to measure the quality of the EIT grouting.

Conclusions

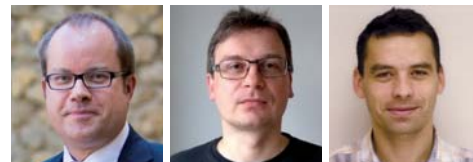
The development of the electrically isolated pre-stressing system PROJSTAR CH/EIT and its certification depended on the requirements of the design documentation of the railway bridges in section Púchov – Považská Bystrica. It must be mentioned that this entire railway route is fed by alternating current. At the time of construction of the New bridge over the river Váh in the town of Trenčín the use of electrically non-isolated pre-stressing tendons of type PL2 was sufficient (pre-stressing strands are in the PE ducts). Incorporation of the EI tendons will significantly increase the cost of pre-stressing, especially its execution. Therefore, this is the main reason why even the "rich countries" continue to use the type PL2 tendons.

References

1. Quality Control and Monitoring of electrically isolated posttensioning tendons in bridges. Forschungsauftrag AGB 2004/010, Juli 2011.
2. Zabudovanie a meranie elektricky izolovaných dodatočne predpätých káblov. Podniková technická norma Váhostav-SK, PTN 87/64.13/16, spracovatelia: doc. M. Chandoga, PhD., doc. RNDr. A. Jaroševič, PhD., Ing. L. Čerňanský.
3. Základné ochranné opatrenia pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov na mostné objekty pozemných komunikácií. TP 03/2014. Ministerstvo dopravy a výstavby SR.
4. PROTOKOL O SKÚŠKE č. 20-16-1458. Kotevný systém PROJSTAR CH/EIK, 19-lanový elektricky izolovaný kábel zabudovaný do žb. bloku 500 × 800 × 5 000 mm. Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Bratislava, 11/2016.
5. Metóda merania EIK a dlhodobé skúšky vodivosti injektážnej malty. Správa 11/2016. Projstar-PK, spracovatelia: doc. RNDr. A. Jaroševič, PhD., doc. M. Chandoga, PhD.



Richard Novák – Tomáš Romportl – Libor Hrdina



Most 216-00 na diaľnici D1 Hubová – Ivachnová

Bridge 216-00 on highway D1 Hubová – Ivachnová

Úsek diaľnice D1 Hubová – Ivachnová je situovaný v okolí mesta Ružomberok a bude tvoriť jeho obchvat. Diaľničný viadukt 216-00 prekonáva cestu III. triedy, železnici ŽSR a rieku Váh. Most je umiestnený východne od mesta Ružomberok v širokom údolí formovanom riekou Váh. Celková dĺžka mosta je 596 m, rozpätie typických polí je 44 m. S výnimkou prvého mostného poľa, ktoré je situované nad pätou zosuvného územia, vedie most plochým údolím Váhu.

Cesta III. triedy sa nachádza v druhom poli, trať ŽSR je v šiestom poli a rieka Váh v desiatom a jedenástom poli. Polovica mosta je situovaná v inundačnom území Váhu. Koncová opora a dvanáste až štrnásťte pole sú situované v tesnej blízkosti lužného lesa Ivachnová. Územie medzi cestou a železnicou sa poľnohospodársky využíva. Trať ŽSR tvoria tri koľaje a dve odbočujúce koľaje k drevárskemu závodu firmy Mondi. Železničné teleso je chránené protipovodňovým valom. Nad územím mosta je ochranné pásmo miestneho športového letiska. Každý smer diaľnice je prevedený po samostatnej nosnej konštrukcii, ktorú tvoria predpäté nosníky a spriahnutá železobetónová doska. Nosníky sa osadzovali pomocou jedonosníkového zavesujúceho mosta. Zakladanie mosta v náročných podmienkach bolo navrhnuté metódou pilier – pilóta, nevyžadujúcou základové pätky.

Opis koncepčného riešenia mosta

Trasa D1 vedie po moste smerovo v priamke a výškovo v zakružovacom oblúku. Pozdĺžny spád na moste je premenný, klesá od 0,57 do 1,91 %. Výška mosta nad terénom je od 5 do 14 m. Každý smer diaľnice vedie po samostatnej mostnej konštrukcii. Celková dĺžka ľavého mosta je 586 m, celková dĺžka pravého mosta je 596 m. Ľavý most má rozpätia polí 33 + 4 × 44 + 4 × 41,5 + 4 × 44 + 33 m. Pravý most má rozpätia polí 33 + 12 × 44 + 33 m. Voľná šírka vozovky na moste je 11,75 m. Na vonkajších rímoch obidvoch mostov je situovaný reštrný chodník so šírkou 0,75 m. Nosnú konštrukciu mosta tvorí na celej dĺžke mosta spojitý nosník.

Priečny rez tvorí spriahnutý prierez z dodatočne predpätých prefabrikovaných nosníkov a dodatočne betónovaných spriahnutých dosiek a monolitických priečnikov. Nosná konštrukcia je uložená na spodnú stavbu prostredníctvom hrncových ložísk. Opory tvoria masívne úložné prahy so záverným múrikom a kolmými krídlami. Pilieri tvorí dvojica štíhlych stojok s kruhovým prierezom. Opory sú založené

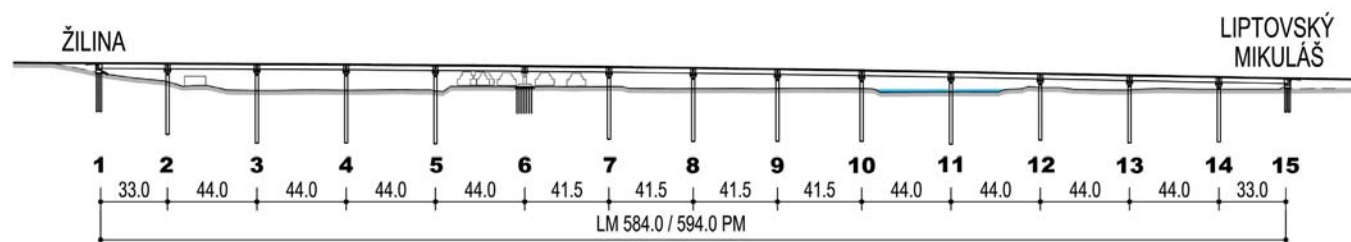
Section Hubová – Ivachnová on highway D1 is located near town Ružomberok and it will form its bypass. Highway bridge 216-00 cross class III. road, ŽSR railway and river Váh. The bridge is located east from the town in a wide valley created by river Váh. Total length of the bridge is 596 m, typical span length is 44 m. The bridge is elevated above a flat valley except the first span which is elevated above the bottom of land slide slope.

The road is located in the second span, railway in the sixth span and the river Váh in the eleventh span. Half of the spans are located in inundation area of the river. Abutment at the end of the bridge and spans twelfth to fourteenth are located in the vicinity of bottom-land forest. The area between railway and the road is used for agriculture. Railway is composed by three tracks of ŽSR and two tracks of Mondi company. Railway is protected by artificial embankment against flooding. Above the bridge is located access cone of the airport. Each highway direction is located on the separate superstructure. The superstructure is formed by precast beams and composite concrete deck. The beams were placed using mono-beam heavy launching girder. Foundation of the bridge in difficult conditions was designed using monopiles.

Conceptual design

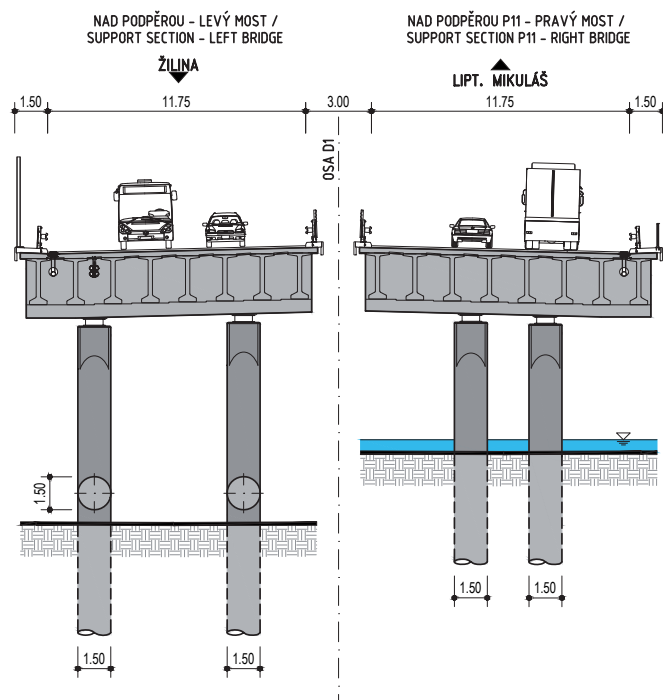
Highway is located on bridge in straight and in vertical curve. Elevation profile is descending variable between 0.57 % and 1.91 %. Height of the bridge varies between 5 to 14 m. Each highway direction is located on a separate superstructure. Total length of the left bridge is 586 m, of the right bridge it is 596 m. Left bridge span lengths are 33 + 4 × 44 + 4 × 41.5 + 4 × 44 + 33 m. Right bridge span lengths are 33 + 12 × 44 + 33 m. Free width of the carriageway is 11.75 m. On the outside ledges there are maintenance walkways of 0.75 m width. Superstructure is formed by continuous girder in the whole length of bridge.

Cross section is formed by a composite section of precast prestressed beams and in-situ casted deck and cross beams. Superstructure is supported on piers by pot bearings. Abutments composed of massive cross beams with abutment wall and perpendicular wing walls. Piers are formed by two slender columns of circular section. Abutments are supported on a group of bored cast-in situ concrete



Pozdĺžny rez mostom
Bridge elevation

Ing. Richard Novák, Stráský, Hustý a partneri, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 5 47101811, e-mail: r.novak@shp.eu
Ing. Tomáš Romportl, Stráský, Hustý a partneri, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 5 47101811, e-mail: t.romportl@shp.eu
Ing. Libor Hrdina, Stráský, Hustý a partneri, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 5 47101811, e-mail: l.hrdina@shp.eu



Priečny rez mostom – štandardné uloženie (vľavo) a uloženie na podpore P11 (vpravo)
Cross section – typical (left) and nontypical at P11 (right)

na skupinách vŕtaných pilôt s priemerom 0,9 m. Založenie pilierov tvorí vždy jedna vŕtaná veľkopriemerová pilóta s priemerom 1,5 m, priamo nadväzujúca na stojku piliera. Dĺžky pilôt pri oporách sa pohybujú od 9 do 18 m. Dĺžky pilôt pri vnútorných podporách sa pohybujú od 25 do 30 m.

Zakladanie mosta

Inžinierskogeologické, geotechnické a hydrogeologické pomery územia sa preskúmali IG vŕtmi a sondami dynamickej penetrácie do hĺbky 20 až 25 m. Až do km 12,295 zasahuje do trasy mostného objektu zosuvný blok sutín a paleogénnych hornín s mocnosťou 8 až 15 m, ktorý prekrýva okraj údolnej nivy. Od km 12,295 je údolná niva Váhu vyplnená ílovitými a štrkovými náplavami s mocnosťou až 4 m. Povrchová vrstva náplavových ílov dosahuje hrúbku od 0,3 m pri koryte rieky až po 3 m pri päte svahu. Fluválne štrky majú charakter štrkov s prímiesou jemnozrnných zemín. Predkvartérne podložie tvoria paleogénne ílovce a pieskovce. Súvrstvie je zvetrané do hĺbky 9 až 18 m, pri päte svahu je tektonicky porušené. Hladina podzemnej vody sa v údolnej nive zistila v hĺbkach 0,8 až 2 m, v zosuvnom svahu

píly 0,9 m priemeru. Píly sú podporené na mono-píle 1,5 m priemeru, ktorá je presne rovnakého priemeru ako stĺp piliera. Dĺžka oporných píľí sa pohybuje od 9 do 18 m. Dĺžka píľí na vnútorných podporách sa pohybuje od 25 do 30 m.

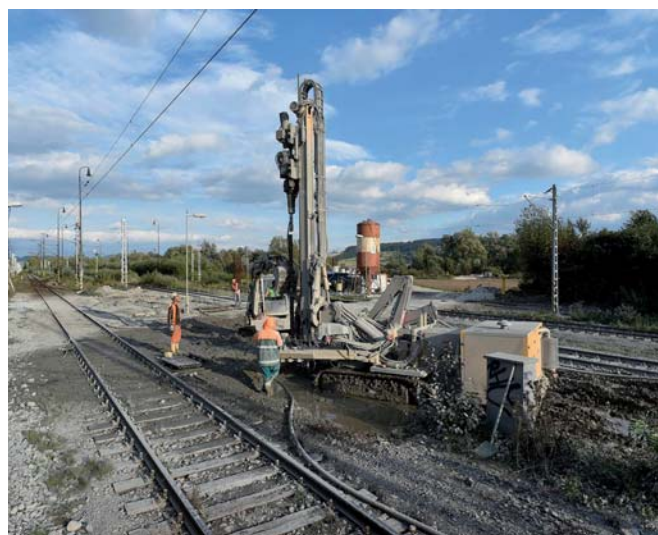
Foundation

Geological, geotechnical and hydrological conditions of the area were determined by IG bore holes and heavy dynamic penetrations into the depth of 20 to 25 m. Up to the chainage km 12.295 the location is influenced by a land slide of gravels and rocks of 8 to 15 m depth and which is also overlaying the edge of fluvial plain. From chainage 12.295 the fluvial plain of river Váh is filled by clay or gravel alluvial of up to 4 m thickness. The topmost layer of fluvial clay thickness varies between 0.3 m at river banks to 3 m at span 1. Fluvial gravel has fine grains admixture. Pre-Quaternary soil strata is formed by Paleogene's claystone and sandstone. Strata is weathered up to the 9 to 18 m depth and it is seismically fractured at bottom of the slope. Groundwater has been located at depth of 0.8 m to 2 m in the fluvial flat and at depth of 4 to 5 m in landslide slope. Groundwater is not aggressive to the concrete structures and it is medium aggressive to the steel structures.

The tender for construction of D1 Hubová – Ivachnová project was launched as "Design and Build". In comparison with Client's documentation it was allowed to change some of the bridge characteristics.

Main focus on possible changes of the bridge design was attained to the foundation. In tender documentation the foundation has been designed in a common arrangement using micro piles with pile caps. Realization of such a foundation in the described soil conditions would require extensive usage of pile sheeting works. Also, an extensive use of temporary ground anchors would be required in areas of land slide, railway and river. Common solution using pile caps was replaced by monopile solution. Expensive temporary sheets and anchors did not been required and the time for foundation works construction was significantly reduced. However, it was required to produce large diameter piles of significant lengths in rock strata. Because of that it was decided to do a static load test of a non-system pile. Doing a non-system pile it was also tested the technology and means used for boring, casing and pile casting procedure. Load test was done before piling works started and it showed the piles would have enough load bearing capacity.

Foundation using large diameter piles was not suitable in railway embankment. It is because of the track should remain in full service during construction. Micropiles technology was kept as in tender documentation. Outline and level of pile cap was adjusted to avoid pile sheeting and temporary ground anchors.



Práce na zakladaní mosta – vľavo realizácia pilôt v Váhu, vpravo realizácia mikropilôt v zemnom telese
Foundation works – piling in the river on the left side, micro piling between ŽSR tracks on the right side



Zaťažovacia skúška pilóty – vľavo zaťažovací most, vpravo vybavenie armokoša tenzometrami
Pile load test – load bridge on the left side, strain gauges in rebar cage on the right side



Atypické podpery mosta – piliere P6 a P11
Non-typical supports – piers P6 and P11



v hĺbkach 4 až 5 m. Podzemná voda nie je agresívna k betónovým konštrukciám, k oceli je stredne agresívna.

Súťaž na zhotoviteľa stavby D1 Húbová – Ivachnová bola vypísaná systémom „Design and Build“. Oproti dokumentácii predloženej a schválenej v stavebnom konaní tak bolo možné meniť niektoré parametre návrhu mosta.

Pozornosť projektanta mosta sa zamerala predovšetkým na zmenu riešenia jeho zakladania. V dokumentácii DSP bolo navrhnuté štandardné zakladanie s použitím základových pätičiek na mikropilótach. Na realizáciu takého zakladania by bolo v danom geologickom prostredí nevyhnutné použiť rozsiahle množstvo dočasných pažiacich a tesniacich konštrukcií. Tie by bolo nutné dopĺňať dočasnými zemnými kotvami v mieste ohrozenom zosuvom, v zemnom telese trate a v koryte Váhu. Klasické riešenie s využitím základových pätičiek sa tak nahradilo systémom pilier – pilót, vďaka čomu odpadli nákladné realizácie dočasných pažiacich a kotviacich konštrukcií a čas potrebný na realizáciu zakladania mosta sa výrazne skrátil. Veľkopriemerové pilóty sa však museli v horninovom prostredí realizovať s veľkými dĺžkami a pomerne veľkými priermi. Z tohto dôvodu padlo rozhodnutie vykonať statickú zaťažovaciu skúšku nesystémovej pilóty. Pomocou tejto skúšky si zhotoviteľ overil technológiu vŕtania a betonáže pilót a tiež návrhové parametre pilót. Zaťažovacia skúška prebehla na konci roka 2014 a preukázala dostatočnú kapacitu v únosnosti pilóty.

Z dôvodu nevyhnutnosti zachovania trvalej premávky na trati ŽSR a jej elektrifikácie nebolo možné urobiť základanie podpory mosta situované v zemnom telese trate medzi dvomi koľajami pomocou veľkopriemerových vŕtaných pilót. V tomto prípade tak zostala navrhnutá technológia zakladania na mikropilótach. Pôdorysný tvar základu a výška základovej škáry sa upravili tak, aby bolo možné realizovať

Substructure and superstructure

Bridge piers are composed of two slender circular columns of 1.5 m diameter that straight follow up the section of concrete piles. Each column has a head that enables stabilization of superstructure cross beam during construction. Pile cap between tracks of ŽSR is shown above ground and has outline adjusted in such a way not to collide with clearance profile. Both columns are stiffened with in-situ concrete wall which withstand train impact load better.

Bridge superstructure is designed as a 14-span continuous girder composed of prefabricated prestressed beams and reinforced concrete composite slab. Deck is stiffened by crossbeams at each pier and abutment and is supported on pot bearings.

Cross section is formed by 8 precast concrete beams VHP-PTMN 2010 of 2.1 m height and spaced at 1.7 m distance. Beams are connected together using in-situ concrete slab of 220 mm thickness. Precast beam composed of from 3 parts was casted using match-cast methodology. All 3 parts were transported on site separately, assembled and connected on ground before their erection using 4-strand tendons. There were beam lengths of 33.2, 40.5 and 43.0 m.

Cross beams were designed to stiffen the deck in torsion and in transversal loading. Vertical load from precast beams is also transferred through them acting as indirect supports. Construction methodology required casting of piers in two stages. First, part with outline of inverted T-shape was casted. On the first part the precast beams were placed during deck construction. In the second stage, in-situ slab together with the remaining part of cross beam were casted. All cross beams were made of reinforced concrete except of those at piers P6 and P11 where internal transversal prestressing was required because of shorter distance between columns.

práce v otvorenej výkopovej jame bez nutnosti dočasných kotevných a pažiacich konštrukcií.

Spodná stavba a nosná konštrukcia

Piliere mosta tvorí dvojica štíhlych stĺpov s priemerom 1,5 m priamo nadväzujúcich na betónové pilóty. Na každom stĺpe je vyhotovená hlavica umožňujúca stabilizáciu priečnika NK pri výstavbe nosnej konštrukcie. V mieste križenia s telesom dráhy je zakladanie upravené na mikropilótové so základovou pätkou. Základ je priznaný na povrchu zemného telesa trate tak, aby pri jeho realizácii nebolo nutné stabilizovať zemné teleso, zároveň je dostatočne nízky, aby nezasaľoval do gabaritu. Dvojice stĺpov tu dopĺňa monolitická stena, ktorá lepšie odoláva zaťaženiu v mimoriadnej kombinácii pri náraze vlaku do podpory mosta.

Nosná konštrukcia každého mosta je navrhnutá ako spojitý nosník so štrnástimi poľami tvorenými prefabrikovanými nosníkmi a železobetónovou spriahnutou doskou. Konštrukcia je nad podperami stúžená pomocou priečnikov, na spodnú stavbu je uložená pomocou hrncových ložísk.

Priečny rez mostom tvorí 8 ks tyčových prefabrikovaných nosníkov VHP-PTMN 2010 s výškou 2,100 m uložených v osovej vzdialenosti 1,700 m, ktoré sú spojené železobetónovou spriahnutou doskou s minimálnou hrúbkou 220 mm. Prefabrikovaný nosník bol vyrobený kontaktným spôsobom z troch samostatných častí, ktoré sa tesne pred uložením nosníkov do konštrukcie predopli pomocou štvorlanových predpínacích káblov. Na moste sa použili prefabrikované nosníky s dĺžkami 33,200, 40,500 a 43,000 m.

Nad každou oporou a podperou mosta sa navrhli priečniky zabezpečujúce stuženie nosnej konštrukcie a prenos zaťaženia z nosníkov a dosky do spodnej stavby (nepriame uloženie). Technológia výstavby si vyžadovala zhotovenie priečnikov v dvoch etapách. Najprv sa vybetónovali zárodky priečnikov v tvare obráteného T, na ktoré sa kladli pri montáži prefabrikované nosníky, následne sa finálne spojili nosníky s priečnikom pomocou monolitického betónového spojenia, ktoré sa realizovalo súčasne s betonážou spriahajúcej dosky. Priečniky sú železobetónové, iba na podpere P6 a P11 sú s ohľadom na menšiu osovú vzdialenosť pilierov predopnuté pomocou súdržného predpätia.

Monolitická doska sa budovala po jednotlivých etapách s pracovnou škárou kolmou na os mosta, umiestnenou vždy 3,500 m od osi podpory. Súčasne s doskou sa betonovala aj druhá fáza príslušného priečnika a časť dosky z predchádzajúcej etapy.

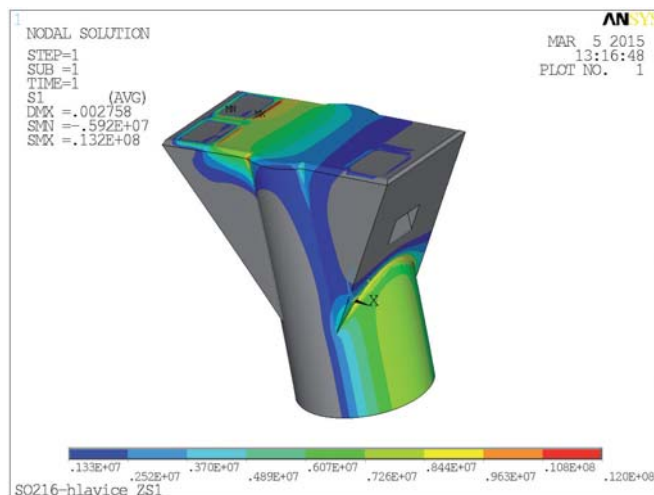
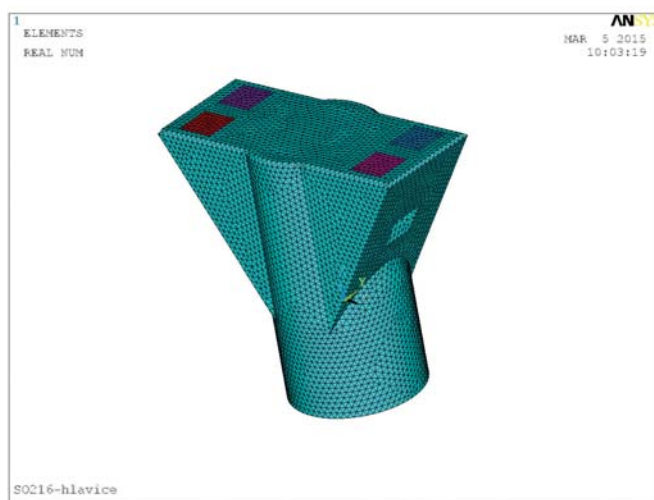
Ľavý aj pravý most mali rovnakú technológiu postupnej montáže predpätých nosníkov pomocou ťažkého zavážacieho mosta, postupnej betonáže spriahajúcej dosky pomocou strateného debnenia a postupného zmonolitňovania priečnikov. Výstavba mosta prebiehala proti smeru staničenia od opory O15 smerom k O1.

Výstavba každého poľa nosnej konštrukcie sa začala výstavbou prvej fázy priečnika, ktorý bol dočasne uložený na hlavici piliera pomocou montážnych lisov a závitových tyčí, zaisťujúcich stabilitu zárodku v čase montáže. V prípade podpier v koľajisku (P6) a rieke Váh (P11) sa urobilo predopnutie káblov priečného predpätia zárodku. Následne sa pomocou žeriavov alebo zavážacieho mosta uložili prefabrikované nosníky na zárodok priečnikov a na nosníky sa uložili filigránové dosky s hrúbkou 55 mm, ktoré umožňujú pohyb pracovníkov po konštrukcii a zároveň slúžia ako stratené debnenie monolitckej dosky. Nasledovala betonáž príslušnej časti spriahajúcej dosky a priečnika (druhá fáza priečnika) a presun zavážacieho mosta do nasledujúceho poľa.

Záver

Realizácia všetkých prvkov spodnej stavby aj nosnej konštrukcie mosta prebehla úspešne, v súčasnosti prebiehajú práce na príslušenstve mosta.

Návrh zakladania systémom pilier – pilóta sa potvrdil na tejto stavbe ako výhodný. Využila sa dostatočná únosnosť podložia vo väčších hĺbkach a eliminovali sa komplikácie s realizáciou základových pätičiek pod hladinou spodnej vody.



Montážne uloženie priečnika na hlavici a jeho detailné modelovanie v programe ANSYS

Temporary cross beam supports on pier head and its structural modelling in ANSYS

In-situ slab was casted in stages following the span arrangement and with construction joint arranged perpendicular to the bridge at 3.5 m distance from pier axis. Together with slab also 2nd stage of cross beam and part of the slab in previous span were casted. Space between beams top flanges was covered using precast slabs of 55 mm thickness acting as lost formwork.

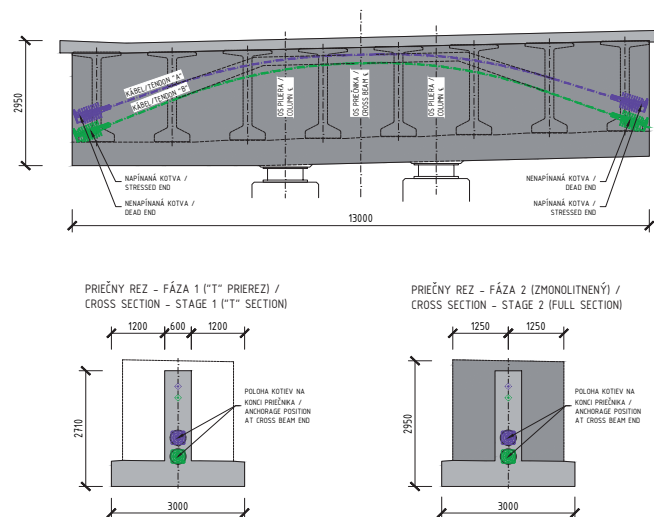
Left and right superstructure was constructed using the same technology. For placement of precast beams heavy launching girder was used. Deck construction starts at abutment 15 and finished at abutment 1.



Doprava a osadenie predpätých nosníkov
Transport and placement of precast prestressed beams



Pohľad na dokončenú výstavbu nosnej konštrukcie
View of the finished construction of bridge superstructure



Predpätie atypických priečnikov
Transversal prestressing of non-typical cross beams

Výstavba nosnej konštrukcie s použitím jednonosníkového záväzacieho mosta znamenala plynulú výstavbu aj pri prekonávaní rozličných prekážok.

Investorom stavby je Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Zhotoviteľom je Združenie Čebrať: OHL ŽS SK a VÁHOSTAV-SK, a. s. Špeciálne zakladanie urobila firma Zakládání staveb, a. s.

Spotreby materiálu pri nosnej konštrukcii (dĺžka 586,0 + 596,0 m; šírka 13,55 m; plocha 16 016 m²)

Deck consumption of materials (length of 586.0 + 596.0 m; width of 13.55 m; deck area of 16 016 m²)

	Spolu / Total	na 1 m ² / per 1 m ²
Betón Concrete	12 419 m ³	0,78 m ³
Prepínacia výstuž Prestressing steel	448 t	28,0 kg
Betonárska výstuž Reinforcing steel	2 132 t	133,1 kg

Pozn.: Betón nosnej konštrukcie bol rozdelený takto: prefabrikované nosníky: C 50/60, ŽB doska: C 30/37, priečniky 1. fázy: C 40/50, priečniky 2. fázy: C 30/37.

Note: Deck concrete is distributed as follow: precast beams: C 50/60, in-situ slab: C 30/37 crossbeam 1st stage: C 40/50, crossbeam 2nd stage: C 30/37.

Construction of each span starts with casting of 1st stage of cross beam, which was supported on pier head on temporary jacks and fixed against overturning by threaded steel rods. In case of pier P6 and P11 transversal prestressing tendons were also stressed. Next, precast beams were placed using heavy launching girder. Then, precast slabs were placed on top of precast beams to cover space between their flanges. Precast slabs enable movement of site crew and act as a lost formwork. Finally, the composite slab was casted together with 2nd stage of cross beam. After reaching of sufficient concrete strength heavy launching girder was moved to the next span.

Conclusion

Bridge construction was realized successfully and smoothly without major difficulties and delays.

Foundation design using monopile system has been confirmed as advantageous for the project. Sufficient load bearing capacity of soil strata in larger depths was utilized and problems connected with high level of underground water were eliminated.

Deck construction using mono-beam heavy launching gantry largely contribute to the smooth and rapid construction above various obstacles.

The Client was Národná diaľničná spoločnosť, a. s., the Contractor was Joint Venture Združenie Čebrať: OHL ŽS SK a VÁHOSTAV SK a. s., special foundation works were performed by Zakládání staveb, a. s.

František Hanuš –
Milan Šístek – Peter Hurbánek
– Jan Mukařovský –
David Malina –
Ondřej Matoušek – Jan Blažek



Most 213-00 na diaľnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová v km 8,214 – 8,969

Bridge 213-00 on D1 highway between Hubová – Ivachnová at km 8.214 – 8.969

Na rozostavanom úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová je najdlhším mostom objekt 213-00. Celková dĺžka každej jeho nosnej konštrukcie s pätnástimi poľami s maximálnym rozpätím vnútorných poľí 52 m a krajných poľí 39 m predstavuje 756 m. Spodná stavba je založená hĺbkovo na veľkopriemerových pilótach Ø 0,9 m. Najvyššie piliere dosahujú výšku 41 m. Výstavba nosných konštrukcií prebieha metódou vysúvania. Trasa diaľnice leží v oblasti mosta v priamke a vo vrcholovom kružnicovom oblúku s polomerom 28 000 m. V súčasnosti je vybudovaná celá spodná stavba, ktorá je vysunutá a uložená na ložiská obidvoch nosných konštrukcií.

Mostný objekt 213-00 prevádza diaľnicu D1 v danom staničení členeným terénom nad poľnými cestami a bezmenným potokom. Voľná šírka diaľnice je v obidvoch smeroch 11,75 m, na vonkajších stranách mosta sú umiestnené revízne chodníky so šírkou 0,75 m. Nosná konštrukcia mosta je v každom dopravnom smere navrhnutá ako komorová z predpätého betónu s pätnástimi poľami s rozpätiami 39 + 13 × 52 + 39 m. Spodná stavba zahŕňa krajné opory a štrnásť dvojíc pilierov s maximálnou výškou 41 m. Z verejnej súťaže na tento úsek diaľnice D1 si vybral investor stavby Národná diaľničná spoločnosť združenie ČEBRAŤ s vedúcim členom OHL ŽS, a. s., a členom VÁHOSTAV-SK, a. s. DSP tohto objektu vypracoval DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava v marci 2007, zadávaciu dokumentáciu v máji 2014. Pre zhotoviteľa objektu OHL ŽS, a. s., vypracovali DRS projektová kancelária Novák a partner, s. r. o., a VTD technológie, projektová kancelária V-CON, s. r. o. V priebehu vypracovania týchto dokumentácií prišlo oproti zadaniu k niekoľkým zmenám, ktoré prispeli k optimalizácii konštrukcie aj výstavby mosta.

Založenie a spodná stavba mosta

Na základe inžinierskogeologického prieskumu je založenie celej spodnej stavby mosta navrhnuté na veľkopriemerových pilótach Ø 0,9 m. Pilóty majú dĺžku 16 – 20 m a sú votknuté do nevetraných až zdravých ílovcov a pieskvcov triedy R4 až R5. Zakladanie obidvoch opôr sa realizovalo z čiastočne zhotoveného násypu zo štrkopiesku, ktorý sa v päte násypového kužela vymenil za stavajúce sa podložie. Paleogénne podložie je zložené zo striedajúcich sa vrstiev rôzne zvetraných ílov a pieskvcov s mocnosťou 10 až 15 m. Za oporou 16 a v priestore výroby lamiel nosnej konštrukcie sa zaznamenal aktívny pohyb zosuvného územia. Spodná stavba je v každom dopravnom smere zložená z dvoch masívnych železobetónových opôr s votknutými rovnobežnými krídlami a zo štrnástich pilierov. Každá opora je založená na jedenástich vŕtaných pilótach Ø 0,9 m.

Object 213-00 is the longest bridge on currently built part of D1 highway between Hubová – Ivachnová in Slovakia. It consists of two bridges, one for each direction. Each bridge has 15 spans with maximum span of 52 m for inner ones and 39 m for outer ones. The overall length is 756 m. The foundations are made of concrete piles, 0.9 m in diameter each. The highest pier reaches the height of 41 m. An Incremental launching method has been used for constructing of both bridges. The bridge is straight horizontally and curved vertically with the radius of 28 000 m. Nowadays, the substructure of both bridges is already finished and the superstructure of both bridges is placed on permanent bearings.

Bridge object 213-00 surrounded by ragged terrain, is bridging D1 highway over agricultural road and nameless watercourse. The width of the highway is 11.75 m in both directions. The inspection footway with the width of 0.75 m is placed on the outer edge of the bridge. The bridge superstructure is designed as a post tensioned concrete box girder with 15 spans (39 + 13 × 52 + 39 m). The substructure consists of 2 abutments and 14 piers with maximum height of 41 m. The joint venture ČEBRAŤ, which consists of leading company OHL ŽS, a. s. and a member OHL ŽS, a. s., was chosen as the winner of the public tender by the National Highway Agency as the main investor of the project. The building permit documentation has been done by in March 2013 and tender documentation in May 2014 by DOPRAVOPROJEKT, a. s. Bratislava. The construction documentation for OHL ŽS, a. s. has been done by design company Novák a partner, s. r. o. and steel fabrication with assembly plans by V-CON, s. r. o. During the preparation of these documentations, there were several changes that contributed to the optimization of the bridge design and construction of the bridge.

Foundation and substructure

Based on the geological survey the foundation of the bridge is made out of concrete piles with the diameter of 0.9 m. The length of piles is between 16 to 20 m. Its foot reaches R4/R5 claystone and sandstone. The foundation of both abutments is made of a gravel platform that replaced the existing subsoil. The subsoil consists of alternating layers of sandstone and claystone with different level of degradation with the thickness from 10 to 15 m. An active soil movement has been registered behind the abutment 16, where the segment platform should take a place. The substructure consists of two massive concrete abutments, one for each direction, with fixed wings and of 14 piers. Each abutment is placed on 11 concrete piles with diameter of 0.9 m. Abutment 16 is modified for bridge launching and is connected to the fabrication plant for bridge segments. The foundation

Ing. František Hanuš, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592053, e-mail: frantisek.hanus@novak-partner.cz

Ing. Milan Šístek, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592066, e-mail: milan.sistek@novak-partner.cz

Ing. Peter Hurbánek, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592055, e-mail: peter.hurbanek@novak-partner.cz

Ing. Jan Mukařovský, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592073, e-mail: jan.mukarovsky@novak-partner.cz

Ing. David Malina, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592053, e-mail: david.malina@novak-partner.cz

Bc. Ondřej Matoušek, Novák a partner, s. r. o., Perucká 5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 221 592 053, e-mail: ondrej.matousek@novak-partner.cz

Ing. Jan Blažek, V-CON, s. r. o., Vaňurova 505/17, 460 01 Liberec, tel.: +420 724 983110, e-mail: jan.blazek@v-con.cz

PRIEČNY REZ

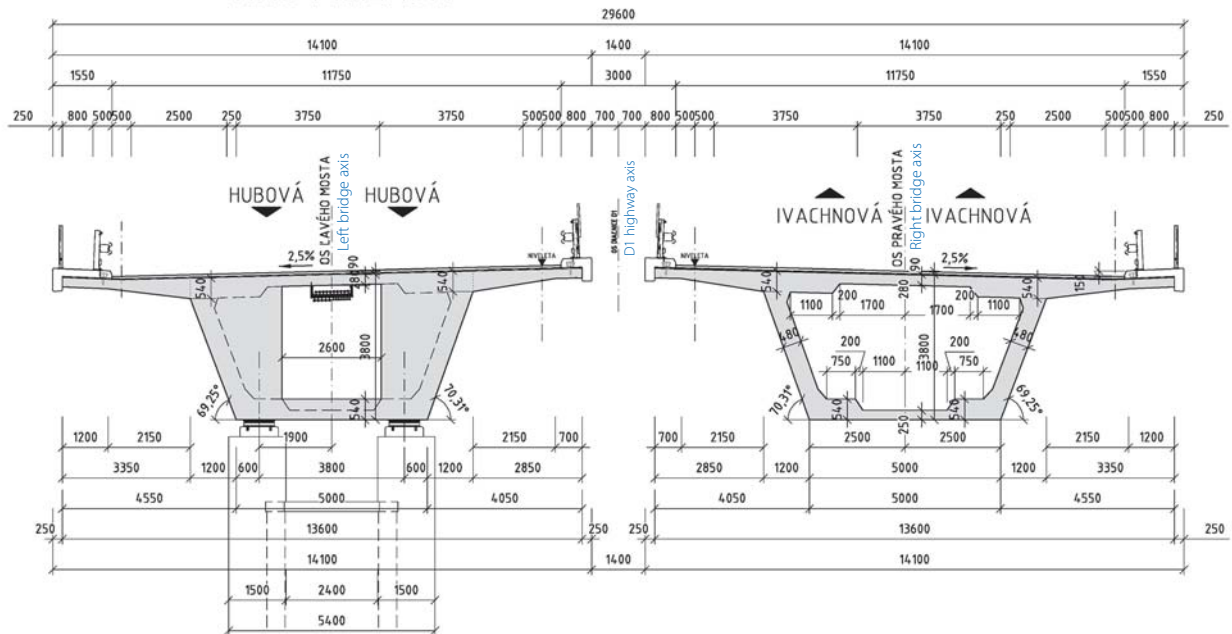
Cross section in straight part of structure

REZ VEDENÝ V PRIAMEJ ČIASI KOMUNIKÁCIE

M 1:100

NAD PILIEROM Above pier

V POLI In mid-span



Priečne rezy nosnou konštrukciou
Superstructure cross section

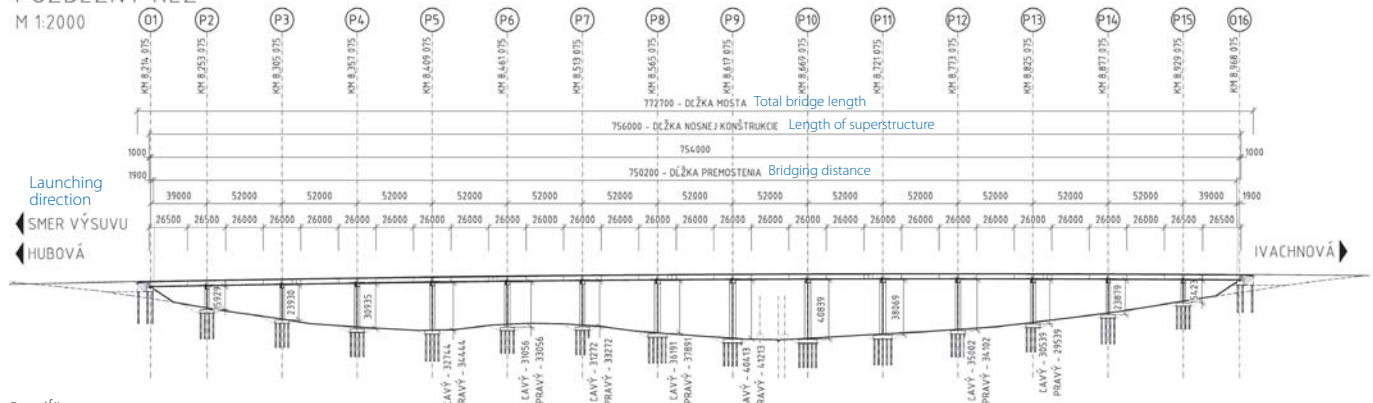
Opora 16, od ktorej prebieha výsuv nosnej konštrukcie, je upravená na technológiu výsuvu a je spojená monoliticky so železobetónovou konštrukciou výrobné lamieľ. Tá je založená plošne na zhutnenom štrkovom násype. Opora je tak schopná preniesť extrémnu vodorovnú silu až 10 MN, ktorá vznikne počas výsuvu mosta pri výskyte mimoriadnej hodnoty trenia. V DSP boli navrhnuté duté piliere umožňujúce prístup k ložiskám po vnútornom oceľovom schodisku. V DRS sa priečny rez piliermi zmenil na plný otvorený prierez. Prístup k ložiskám umožňujú otvory v spodnej doske komorového prierezu umiestnené nad každým pilierom, ktorými sa bude možné dostať na podestu v hlave piliera. Pilieri majú premennú výšku od 16 do 41 m a sú navrhnuté v priečnom reze v tvare písmena I, umiestneného naprieč mostom. Všetky piliere sú podľa výšky rozdelené do troch skupín – každá z nich má zhodné rozmery priečného rezu piliera, základu a počet pilót založenia. Všetky piliere sú založené hlboko na vrtných pilótach Ø 0,9 m, pričom podľa druhu piliera sa použilo 16, 20 alebo 25 pilót. Drieky pilierov sú votknuté do základových dosiek s rozmermi 10 × 11 m až 13 × 12 m. Šírka všetkých pilierov je konštantná, 5,4 m, ich druhý rozmer v pozdĺžnom smere mosta sa

of this fabrication plant is made as a flat foundation on a compacted gravel platform and is connected to the abutment. The abutment is then capable to transfer the extreme force during the launching of 10 MN which occurs when abnormal friction happens. In the previous stage of documentation, the piers have been designed as hollow and allow access through the pier when inspecting bearings. Cross section of the pier has been changed to I shape in the construction documentation. Access to the bearing for its inspection is provided through the bottom slab of the box girder. These openings are placed above each pier. The height of piers varies from 16 to 41 m. All piers are divided into three groups depending of its height. Each group has unified pier dimensions, base dimensions and number of piles. The foundation of all piers is made of piles with the diameter of 0.9 m. 16, 20 or 25 piles are designed according to the pier type. The base dimensions vary from 10 × 11 m to 13 × 12 m. Width of all piers, perpendicular to the bridge axis is constant of 5.4 m. There are three different pier dimensions parallel to the bridge axis, 3 m, 3.6 m and 4.2 m. The pier wall stem thickness is 0.6 m. The shape of pier cross section is based on the pier height, to provide required

Longitudinal section

POZDĹŽNY REZ

M 1:2000



Pozdĺžny rez
Longitudinal section



Výstavba pilierov
Piers construction

mení a dosahuje hodnoty 3,0, 3,6 a 4,2 m pri hrúbke spájajúcej steny 0,6 m. Premenný tvar priečného rezu bol navrhnutý s ohľadom na potrebnú tuhosť piliera v závislosti od jeho výšky. Najvyššie piliere 8 – 11 majú najväčšiu plochu, na nich je nosná konštrukcia uložená pomocou pevných ložísk. Na ostatných pilieroch a oporách je nosná konštrukcia uložená pomocou pozdĺžnych a všesmerných pohyblivých ložísk. Vonkajší obrys pilierov je na ich celej výške konštantný, čo sa ukázalo na jednoduchosti ich výstavby a estetickom vzhľade. Príruby pilierov sú v hornej časti na výšku 1,75 m zosilnené na hrúbku 1,5 m vzhľadom na možnosť uloženia nosnej konštrukcie pomocou lisov na definitívne ložiská. Toto zosilnenie sa vybetónovalo po osadení staveniskových prefabrikátov vložených do prierezu piliera. Tvoria tak podestu, za ktorou sú obsluhované klzné bloky počas výsuvu, ktoré budú slúžiť na kontrolu ložísk pri prevádzke mosta.

Nosná konštrukcia a príslušenstvo mosta

Nosné konštrukcie oboch polovíc mosta sú navrhnuté ako jednokomorový nosník z predpätého betónu C35/45. Šírka oboch polovíc mosta je rovnaká, 13,60 m. S ohľadom na postup výstavby bola každá nosná konštrukcia rozdelená na 29 lamíel s dĺžkou približne 26 m. Na výsuv sa v DSP navrhlo centrické podoprenie so súdržnosťou, ktoré sa po vysunutí konštrukcie doplnilo zdvíhanými voľnými káblami vedenými cez deviátory, umiestnenými vnútri komorového prierezu. Spracovateľ DRS urobil oproti DSP optimalizáciu návrhu nosnej konštrukcie pri dodržaní rozdelení podpier v pozdĺžnom smere. Upravil nielen tvar a výšku prierezu nosnej konštrukcie, ale aj jej pozdĺžne predpätie. Výška prierezu sa zväčšila z 3,65 na 3,80 m a dodatočne napínané voľné káble vo vnútornom priestore komorového prierezu sa nahradili zdvíhanými káblami so súdržnosťou vedenými v stenách prierezu. V každej stene komorového prierezu sú navrhnuté tri zdvíhané káble s devätnástimi lanami. Takto navrhnuté predpätie dosiahlo s ohľadom na zväčšenú excentricitu väčšiu účinnosť ako pôvodné riešenie s voľnými káblami navrhnuté v DSP. Na výsuv konštrukcie sa navrhli káble centrického predpätia s devätnástimi a dvanástimi lanami, umiestnené v doskách komory. Podperné lamely majú v oblasti pilierov silnejšiu spodnú dosku v celej šírke a obsahujú dodatočne betónované priečniky so šírkou 1,2 m.

Na moste sú navrhnuté železobetónové monolitické rímky, do ktorých sú osadené zvodidlá s úrovňou zachytenia H2, na vonkajších stranách mosta je zábradlie. Medzi rímsami bude uložené vozovkové súvrstvie, ktoré bude mať vrátane celoplošnej pásovej izolácie hrúbku 90 mm. Šírka vozovky oboch polovíc mosta je 11,75 m. Odvodnenie mosta zaisťujú odvodňovače s rozmermi 500 × 300 mm, z ktorých sa voda odvádza priamo pod konzolu mosta do pozdĺžnych zvodov. Na koncoch mosta sú osadené mostné závery pre celkové posuny 600 mm na opore 1 a 500 mm na opore 16.

Postup výstavby

Nosné konštrukcie oboch polovíc mosta sa vysúvali z výroby umiestnenej za oporou 16. Trasa diaľnice leží v priamke a vo vrcho-



Pohľad do výroby pri výsuvu NK
Fabrication plant during bridge launching

stiffness. The highest piers 8 to 11 have the biggest cross-sectional area and are equipped with fixed bearings. The rest of the piers are equipped with a set of single and multidirectional moving bearings. The cross section of all piers is constant along the height of the pier and allows an easy construction as well as contributes to its aesthetics. The top of the pier is modified to provide enough place for supporting the structure during construction and allow placing of temporary jacking devices. This modification has been made after the prefabricated concrete platform was placed on the top of the pier. This platform was used during launching for workers as well as will be used for bearing inspection in future.

Superstructure and bridge equipment

Superstructure of both bridges is designed as post tensioned box girded made of C35/45 grade concrete. The width of each bridge is 13.6 m. Due to the construction method, the structure has been divided into 29 segments with the length of 26 m. In the previous stage of documentation, bonded centric pre-stressed tendons were designed as the main pre-stress during construction stages. In addition to that an unbonded external tendons situated inside of the box girder were used for the final stage of the structure. In the documentation for construction, the bridge has been optimized. Length of the bridge and number of spans remains the same. The cross-section shape, its height and all pre-stress tendons have been modified. The section height increased from 3.65 to 3.8 m and unbonded tendons has been superseded by bonded internal tendons situated in the box girder walls. Three 19 strand tendons were designed in each wall. This tendon layout is far more effective than the previous solution. The centric pre-stress tendons are situated in top and bottom slab of the box girder. Two types of centric tendons are used: 19 strand ones and 12 strand ones.

In terms of bridge equipment, the bridge is equipped with in-situ poured concrete copes with safety barrier together with railing. The thickness of surfacing including waterproof isolation is 90 mm, its width between copes is 11.75 m. The bridge drainage system consists of 0.5 × 0.3 m large drainers that are connected to drain pipe. Expansion joint at the beginning of the bridge at abutment 01 can cope with maximum movement of 600 mm, at the end of the bridge at abutment 16 with 500 mm.

Construction sequence

Both bridge superstructures were launched from the fabrication plant situated behind the abutment 16. The bridge is horizontally straight and vertically curved with the radius of 28 000 m. Only a small portion of the bridge close to abutment 01 is affected by the transition between horizontal curved part of the road and the straight one. The maximum deviation from straight line in this part is 115 mm. This difference is solved by varying length of bridge cantilevers. The fabrication plant is 26 m long and its beginning is situated 29 m far from axis of abutment 16. Between fabrication plant and axis of abutment 16 there is a temporary pier there. This has been used for positioning of

lovom oblúku s polomerom 28 000 m. Iba počiatkových približne 53 m nosnej konštrukcie mosta pri opore 1 leží v prechodnici s maximálnou odchýlkou 115 mm od priamky. Tento rozdiel je riešený premenným vyložením konzol s komorovým prierezom. Výrobňa lamiel mosta má dĺžku 26,5 m a jej počiatok bol umiestnený 29 m za os uloženia na opore 16. Medzi začiatok výroby a os uloženia na opore 16 sa umiestnil pomocný pilier. Pred betonážou prvej lamely sa uložil pred výrobňu oceľový nadstavec s celkovou dĺžkou 32,0 m, ku ktorému sa táto lamela pribetónovala. Pripojenie oceľového nadstavca k nosnej konštrukcii sa realizovalo predpínacími káblami s devätnástimi a dvanástimi lanami a tyčami Ø 40 mm. Výrobňa lamiel bola s oporou 16 spojená železobetónovými monolitickými základovými pásmi. Vlastná výrobňa bola zložená z dvoch železobetónových stien plošne založených na hutnom zásype zo štrkodrviny. Monolitická konštrukcia výroby bola doplnená o oceľové konštrukcie nesené vonkajším debnením a podhľad komorového prierezu NK. Konštrukcie spočívali na lisoch, aby bolo po betonáži lamely možné realizovať jej oddebnenie. Betonáž komorového prierezu prebiehala v dvoch etapách: v prvej etape sa vybetónovala najskôr spodná doska a steny, v druhej etape potom horná doska. Vlastné výsuvné zariadenie sa skladalo z ťažných pištolí firmy VSL, opretých o líce opory 16, ktorými prechádzali predpínacie káble zakotvené do oceľových trňov vsunutých do komorového prierezu nosnej konštrukcie. Postupným prektovovaním lán a ich ťahaním dochádzalo k posunutiu vybetónovanej časti nosnej konštrukcie o dĺžku jednej lamely, t. j. o 26 m. Po dosunutí lamely bola celá sústava nosnej konštrukcie v priestore opory 16 zakotvená lisami o pomocné oceľové konštrukcie zapreté o časti závernej stienky. Týmto postupom sa realizoval výsuv konštrukcie rýchlosťou približne 5 až 6 m za hodinu. Výstavba a vysunutie bežnej lamely trvali v priemere osem dní.

Sledovanie mosta počas výstavby

Ukladanie predpínacích káblov do nosnej konštrukcie, ich napínanie, injektovanie a zaistenie výsuvu nosných konštrukcií realizovala firma VSL SYSTÉMY (CZ), s. r. o. Počas výsuvu jednotlivých lamiel NK prebiehalo kontinuálne sledovanie spodnej stavby a vlastnej NK, ktoré realizovala firma CCE Praha, s. r. o. Výsledkom všetkých uvedených činností sa získali tieto hodnoty:



Ťažné pištoly SLU-330 firmy VSL SYSTÉMY (CZ)
Launching jacks SLU-330, VSL SYSTÉMY (CZ)

30 m long steel launching nose before first segment launching took place. This launching steel nose is connected to the bridge structure by 19 strand and 12 strand pre-stressing tendons together with pre-stressing bars with 40 mm in diameter. The fabrication plant is connected to the abutment via buried concrete struts. The foundation of the fabrication plant is made on a compacted gravel platform. Additional steel structures are supporting superstructures vertically movable formwork. This was placed on hydraulic jacks. Pouring of concrete was done in two stages: in first stage the bottom slab and both walls were poured, in the second the top slab. Launching device itself consists of massive hydraulic jacks owned by VSL Company. These jacks were connected to the face of the abutment 16. Steel launching girders were placed vertically through the box girder and were connected to the jacking devices with steel tendons. The structure was then moved out of the formwork by pulling the tendons. When every single segment with the length of 26 m left the formwork, the entire structure was then fixed by steel bracing elements against movement. The speed of launching was 5 to 6 m per hour and time span between two consecutive segments launches was 8 days.



Výsuv nosnej konštrukcie ľavého mosta (8/2016)
Left bridge superstructure launching (8/2016)



Pohľad na obidve vysunuté nosné konštrukcie
Both fully launched bridge structures

- prieťahy všetkých centrických káblov kotvených v danej lamele a správa o ich injektáži,
- hodnoty tlakov v lisoch výsuvného zariadenia v pokoji aj v pohybe počas výsuvu danej lamely a z nich vychádzajúce celkové vodorovné sily,
- sadnutie spodnej stavby a výrobné,
- posuny hláv pilierov od vodorovných síl počas výsuvu NK,
- odchýlka osi NK v jednotlivých podperách počas ich výsuvu,
- aktuálna celková dĺžka nosnej konštrukcie.

Projektant DRS mosta dostával po výsuvu každej lamely priebežne všetky uvedené dáta a porovnával ich s teoretickými hodnotami. Všetky získané namerané hodnoty zodpovedali predpokladom, s ktorými sa počítalo v DRS, a žiadne z nich neprekročili vopred stanovené maximá. Všetkým účastníkom výstavby to tak prinášalo istotu, že počas výsuvu nosných konštrukcií nenastanú mimoriadne situácie, ktoré by negatívne ovplyvnili priebeh výstavby mosta.

Záver

Výstavba mostov metódou vysúvania je v súčasnosti veľmi dobre technologicky zvládnutá. Pri príprave DRS je však potrebné, aby projektant úzko spolupracoval so zhotoviteľom mosta a jeho „podzhotoviteľom“, ktorý zaisťuje výsuv NK. Pri tejto metóde výstavby treba použiť alebo upraviť technológiu, ktorou disponuje zhotoviteľ. Aká kvalitná príprava bola počas práce na projekte, sa ukázalo pri vlastnej realizácii mosta. Projektant DRS mosta mal dobré skúsenosti s firmou OHL ŽS, a. s., a s firmou VSL SYSTÉMY (CZ), s. r. o., z výstavby vysúvaných mostov realizovaných v Českej republike. Všetci pritom uplatnili svoje dlhoročné skúsenosti s danou metódou výstavby. Každý z účastníkov tak prispel svojimi odporúčaniami a nápadmi k celkovému zdraru diela. Dôkazom toho bola plynulá realizácia mosta v požadovanej kvalite.

Bridge monitoring during construction stages

Company VSL SYSTÉMY (CZ), s. r. o. was responsible for placing tendons into the structure before concreting, for its pre-stressing and for launching of the bridge. During the launching of each segment a continuous monitoring of substructure took place as well as monitoring of superstructure itself. This was done by CCE Praha. Following data have been obtained as a result of this monitoring:

- elongation of all centric pre-stress tendons together with a report about its grouting,
- pressure values in hydraulic jacks for launching which indicates a launching force at the beginning and during each launch,
- the settlement values of piers, abutments and fabrication plant,
- horizontal movement of the top of the piers during the launch,
- horizontal position of the bridge superstructure,
- actual length of the superstructure.

These values were checked by the designer against the theoretical ones used in the design. All obtained values met the assumptions made in the design and none of them reached or exceed its maximum. This brought confidence to all participants and minimized any unexpected events to happen.

Conclusion

Incremental launching method is very well technologically managed nowadays. Very critical is a close relation between a contractor and a designer during the design process. There is a need to suit the used technology to the design and when it is not possible to modify the technology to comply with the design. Taking all these aspects in play in the preliminary design shows itself as very beneficial in the construction process. All participants have used their long-standing experience in this construction method gained on previous projects. Every participant contributed to the successfully built bridge structure. A smooth-running construction that met expected quality criteria is a proof of that.

kameň • štrk • betón



Betonárne

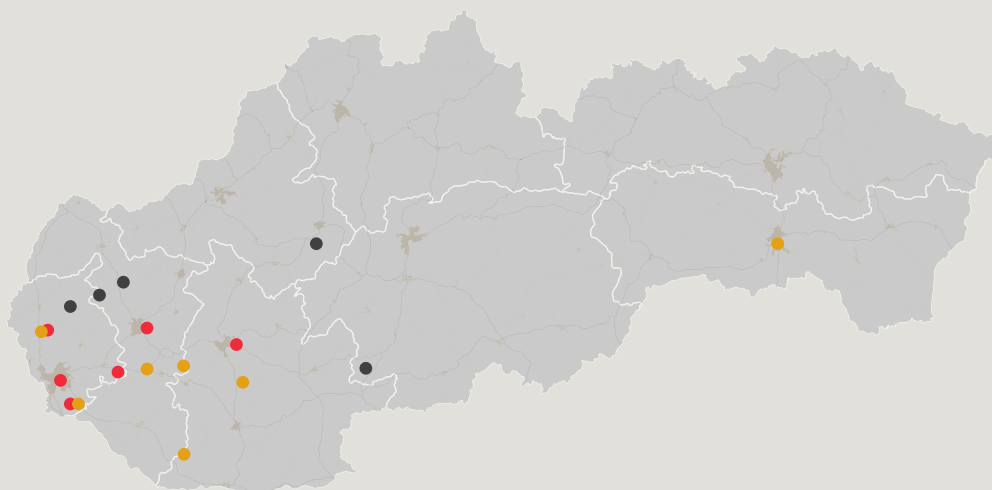
Bratislava - Polianky
Bratislava - Petržalka
Vysoká pri Morave
Trnava - Chovateľská ul.
Trnava - Prielohy (Zavar)
Nitra
Senec

Kameňolomy

Trstín
Lošonec
Sološnica
Kamenec pod Vtáčnikom
Hontianske Trst'any - Hronďín

Štrkopieskovne

Vysoká pri Morave
Pusté Úľany
Komjatice
Okoč
Bratislava - Petržalka
Kechnec
Štrkovec



- betonárne ALAS
- kameňolomy ALAS
- štrkopieskovne ALAS



Jozef Mariňák – Richard Púček – Ľubomír Oslovič

Výstavba nosnej konštrukcie mosta z tyčových prefabrikátov na stavbe D1 Hubová – Ivachnová

Construction of the skeleton of bridge from pole prefabricate on construction D1 Hubová – Ivachnová

Mostný objekt 216-00 prevádza diaľnicu D1 ponad cestu, železničnú trať a koryto rieky Váh dvomi súbežnými 14-poľovými mostami. Nosnú konštrukciu tvoria tyčové predpäté prefabrikované nosníky spriahnuté monolitickou železobetónovou doskou. Ukladanie nosníkov sa realizuje pomocou jednonosníkového záväžacieho mosta (JZM), ktorý umožňuje zavážať nosníky po postupne realizovanej nosnej konštrukcii.

Súčasťou stavby D1 Hubová – Ivachnová je aj mostný objekt 216-00, ktorý prevádza diaľnicu D1 ponad cestu III/018104, trať ŽSR, trať Mondi Business Paper SCP, a. s., Ružomberok a koryto rieky Váh. Nachádza sa v extraviláne obce Lisková na rozhraní katastrálnych území Lisková a Ivachnová, v inundačnom území rieky Váh v blízkosti lužného lesa Ivachnová. Zároveň prechádza ochrannými pásmami letiska. Štvorpruhová smerovo rozdelená komunikácia na mostnom objekte je z kategórie D26,5, v rámci každého dopravného smeru je zrealizovaný samostatný most. Stavebníkom je Národná diaľničná spoločnosť, a. s., zhotoviteľom stavby je Združenie Čebrať v zložení VÁHOSTAV-SK, a. s., a OHL ŽS, a. s. Projektantom objektu je firma Stráský, Hustý a partneri, s. r. o.

Charakteristika objektu

Základné údaje

Dĺžka ľavého mosta je 589,00 m, pravého 599,00 m. Samotná nosná konštrukcia má 586,00 m pri ľavom moste (LM) a 596,00 m pri pravom moste (PM). Šírka vozovky medzi zvodidlami je 11,75 m, šírka služobného chodníka 0,75 m. Celková šírka nosnej konštrukcie je 13,55 m. Výška nosnej konštrukcie je 2,32 m, výška mosta približne 11 m. Smerovo vedie trasa v priamke. Niveleta je čiastočne vo výškovom zakružovacom oblúku s $R = 25\,000$ m so sklonom dotýčníc

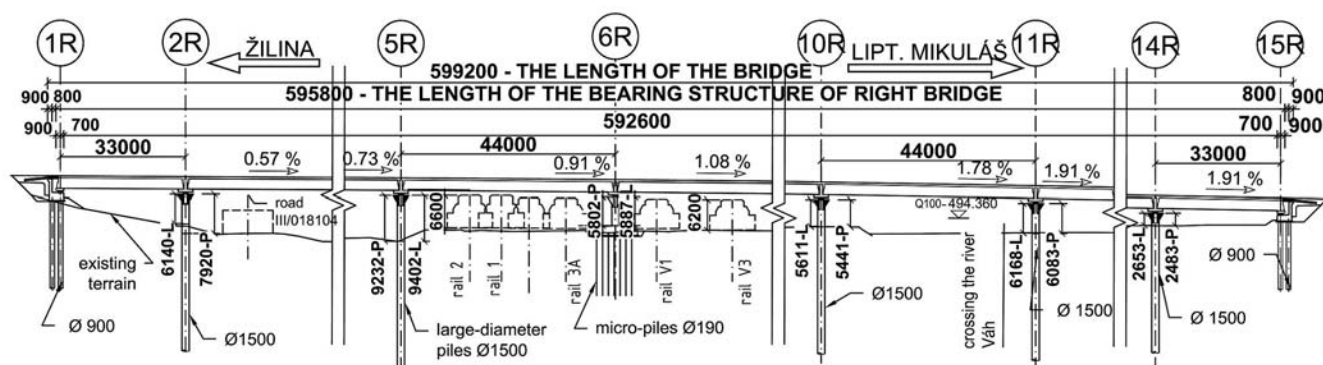
Bridge object 216-00 overpasses the D1 motorway above the road, railway, and riverbed Váh by two parallel 14-pole bridges. The supporting structure consists of pre-assembled pole prefabricated beams connected by a monolithic reinforced concrete plate. The laying of the beams is realized by means of a single-beam load-bearing bridge (JZM), which allows the loading of the beams after a gradually realized support structure.

Part of construction D1 Hubová – Ivachnová is also a bridge building 216-00, which carries the D1 highway above the road III / 018104, ŽSR line, Mondi Business Paper SCP, a. s. Ružomberok and Váh riverbed. It is located in rural area of village Lisková on the boundary of the cadastral areas of Lisková and Ivachnová, in the inland territory of the river Váh near the floodplain forest Ivachnová. At the same time it passes through the protection zones of the airport. Four-way, directionally divided communication on the bridge object is category D26.5, a separate bridge is realized for each traffic direction. The builder is Národná diaľničná spoločnosť, a. s., the contractor of the construction is Association Čebrať in the composition of VÁHOSTAV-SK, a. s. and OHL ŽS, a. s. The construction designer is Stráský, Hustý a partneri, s. r. o.

Characteristics of the object

Basic information

The length of the left bridge is 589.00 m, right 599.00 m. The load-bearing structure itself has 586.00 m at the left-hand bridge (LB) and 596.00 m at the right-hand bridge (RB). The width of the road between barriers is 11.75 m, the walkway width is 0.75 m. The total width of the load-bearing structure is 13.55 m. The height of the load-bearing structure is 2.32 m, the bridge height is approximately



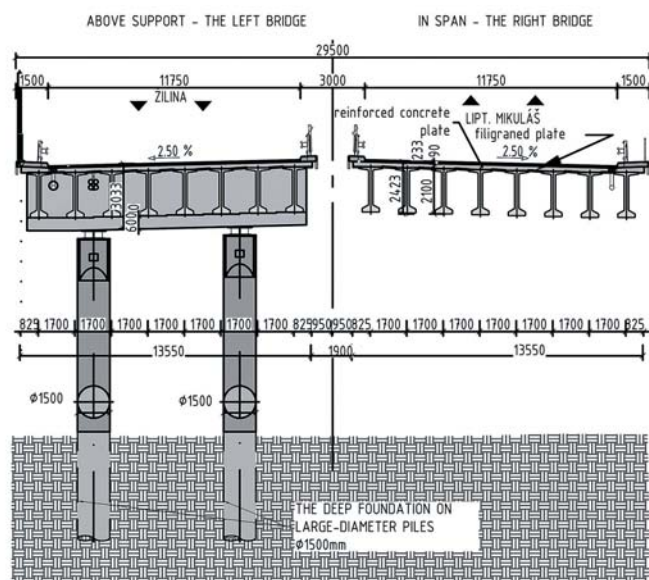
Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom

Fig. 1 Longitudinal section of the bridge

Ing. Jozef Mariňák, Váhostav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 5172016, e-mail: jozef.marinak@vahostav-sk.sk

Ing. Richard Púček, Váhostav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 5171595, e-mail: richard_pucek@vahostav-sk.sk

Mgr. Ľubomír Oslovič, Váhostav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 911 665090, e-mail: lubomir.oslovic@vahostav-sk.sk



Obr. 2 Vzorový priečný rez

Fig. 2 Sample cross section

-0,57 % a -1,91 %. Priečný sklon je jednostranný s hodnotou 2,5 %.

Ľavý aj pravý most majú rovnako 14 polí, rozpätia sú 33,0 + 12 × 44,0 + 33,0 m pri PM a 33,0 m + 4 × 44,0 + 4 × 41,5 + 4 × 44,0 + 33,0 m pri ĽM.

Zakladanie a spodná stavba

Spodnú stavbu tvoria krajné opory a trinásť medzifalých podpier (pri každom moste samostatne). Krajné opory P1 a P15 sú monolitické, železobetónové, založené na veľkopriemerových pilótoch s priemerom 900 mm. Tvoria ich úložný prah, krídla a záverný múrik. Podpery P2 až P5 a P7 až P14 majú dvojicu pilierov s kruhovým prierezom, ktoré priamo nadväzujú na veľkopriemerové pilóty s priemerom 1 500 mm. Podpera P6, ktorá sa nachádza medzi koľajami železničnej trate, má základ založený na mikropilótoch. Dvojica pilierov, ktorá vychádza zo základu, je navzájom prepojená stenkou stužujúcou piliere proti účinkom nárazu vlaku. V hornej časti sú všetky piliere zakončené hlavicou s výškou 2 m, ktorá je rozšírená len v pozdĺžnom smere a je rovnaká pri všetkých pilieroch. Maximálna výška piliera aj s hlavicou je približne 9,6 m.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia je so spodnou stavbou spojená vždy dvojicou hrncových ložísk. Konštrukcia je navrhnutá ako spojité nosník z predpätých tyčových I-nosníkov s výškou 2,1 m, spojených spriahajúcou železobetónovou doskou s hrúbkou minimálne 220 mm. Nosníky sa ukladajú na monolitické priečniky, ktoré sa realizujú v dvoch fázach. V prvej fáze sa zrealizuje časť potrebná na uloženie nosníkov, v druhej fáze sa priečník zmonolitní so zvyškom nosnej konštrukcie. Spodná časť priečnikov na oporách má obdĺžnikový tvar so šírkou 1,7 m a hrúbkou 0,5 m. Spodná časť priečnikov nad piliermi má tvar obráteného písmena T s výškou 2,71 m. Šírka spodnej dosky je 3 m, hrúbka približne 0,6 m. Hrúbka strednej steny v osi priečnika je 0,6 m. Vzhľadom na požiadavku povodia a ŽSR bolo pri podperách P6 a P11 nevyhnutné zmenšiť osovú vzdialenosť podpier, čo vyvolalo následne potrebu použiť priečne predpätie umiestnené v stredovej stene priečnika.

V priečnom reze sa na priečník ukladá osem prefabrikovaných nosníkov typu VHP-PTMN 2010, ktorých výrobcom je VÁHOSTAV-SK-PREFA, s. r. o. Nosníky sú od seba vzdialené 1,7 m, ukladajú sa do vysoko pevnostnej malty. Výška prierezu nosníka je 2,1 m, šírka spodnej pásnice 0,8 m a šírka hornej pásnice 1,1 m. Šírka stojiny je 0,2 m. Dĺžka nosníkov závisí od dĺžky jednotlivých polí a pohybuje sa od 33,2 do 43 m. Nosníky sú zložené z troch segmentov – krajné segmenty majú dĺžku 14 m, stredový segment je upravený podľa celkovej dĺžky nosníka. Spájanie jednotlivých častí prebieha na stavbe vnesením

11 m. Direction leads line in line. The level is partly in a height-curve arch with $R = 25\,000$ m with a slope of -0.57 % and -1.91 %. The transverse slope is one-sided with a value of 2.5 %.

Left and right bridges also have 14 span fields 33.0 + 12 × 44.0 + 33.0 m for RB and 33.0 + 4 × 44.0 + 4 × 41.5 + 4 × 44.0 + 33.0 m for LB.

Base and bottom structure

The bottom structure consists of extreme supports and 13 intermediate supports (each bridge separately). The extreme supports P1 and P15 are monolithic, reinforced concrete, based on 900 mm large diameter pilots. They are formed by storage place, wings and terminal wall. Supports P2 to P5 and P7 to P14 have a pair of circular cross-section pillars which directly follow the large-diameter pilots with a diameter of 1500 mm. The support P6, which is located between rail tracks, is based on micropiles. The pair of pillars, which come from the base, is interconnected by a stiffening wall against the impact of the train. At the top, all pillars are ended with a 2 m head, which extends only in the longitudinal direction and is the same for all pillars. The maximum height of the pillar and head is approximately 9.6 m.

Framework

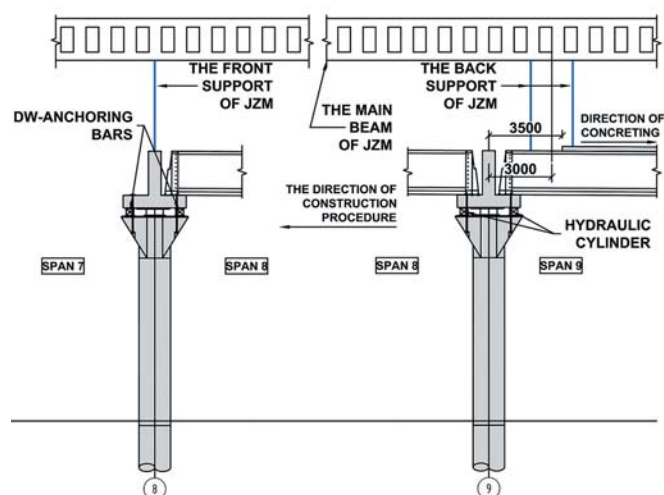
The supporting structure is connected to the lower structure by a pair of pot-shaped bearings. Structure is designed as a continuous beam of prestressed pole I beams of 2.1 m height, connected by a reinforced concrete plate with a thickness of min. 220 mm. The beams are mounted on monolithic cross-sections, which are performed in two phases. In the first phase, it is usually performed the part necessary for the bearing of the beams, in the second phase, the cross-section is multiplied with the rest of the supporting structure. The lower part of the bars on the supports has a rectangular shape with a width of 1.7 m and a thickness of 0.5 m. The lower part of crossbars above the pillars has the shape of the inverted letter T with a height of 2.71 m. The width of the bottom plate is 3 m, approximately 0.6 m thick. The thickness of the middle wall in the transverse axis is 0.6 m. Due to the requirement of the river basin and ŽSR, it was crucial to reduce the axial distance of the supports on the supports P6 and P11, which subsequently caused the need to use a transverse bias located in the central wall of the cross member.

In the transverse section eight prefabricated beams of the VHP-PTMN 2010 type are stored, which are manufactured by VÁHOSTAV-SK-PREFA, s. r. o. The beams are 1.7 m apart and are stored in a high-strength mortar. The cross section height is 2.1 m, the bottom flange width is 0.8 m and the upper flange width is 1.1 m. The width of the web is 0.2 m. The length of beams depends on the length of each field and ranges from 33.2 to 43 m. The beams are composed of three segments – extreme segments have a length of 14 m, the central segment is adjusted according to the overall length of the beam. The joining of the individual parts takes place on construction site by addition of additional preload into the girders stored in



Obr. 3 Odoberanie nosníka zaväzácim zariadením z vozidla

Fig. 3 Removal of beam by loading device from the vehicle



Obr. 4 Umiestnenie podpier JZM pri ukladani tyčových prefabrikátov
Fig. 4 Location of the JZM supports when laying bar prefabricates

dodatočného predpätia do nosníkov uložených na skládke. Pri predpínaní sa využíva vlastný predpínací systém PROJSTAR.

Aby bolo možné manipulovať so segmentmi, sú na ich koncoch v hornej prírubie umiestnené úchyty typu DEHA. Na následnú manipuláciu so zopnutým nosníkom sú v stojine krajných segmentov umiestnené otvory, do ktorých sa vkladá špeciálny zdvíhací prípravok navrhnutý na tento účel.

Nosník má v hornej pásnici vybratie na umiestnenie strateného debnenia. Ako stratené debnenie je použitý železobetónový prefabrikát (filigrán) s obdĺžnikovým tvarom s hrúbkou 55 mm, šírkou 660 mm a dĺžkou od 1 895 do 2 445 mm.

Ukladanie nosníkov zariadením JZM

Základný opis zariadenia a spôsob ukladania nosníkov

Pri ukladaní nosníkov sa využíva jednonosníkový zaväzovací most (JZM). Toto zariadenie odoberá nosníky priamo z vozidla, ktoré sa pohybuje po už zhotovenej časti nosnej konštrukcie, následne ich ukladá na priečnik.

Zariadenie je schopné klást nosníky s hmotnosťou až 100 t, pričom dĺžka nosníka môže dosahovať 44,5 m. Dĺžkové obmedzenie je dané dĺžkou hlavného nosíka, ktorý má 78 m. V priečnom smere je možné zavážanie po koľajniciach – jedna je umiestnená vpredu na priečniku a druhá, zdvojená koľaj, vzadu na mostovke (obr. 4). Breno je vtedy zavesené na hlavnom nosníku medzi prednou a zadnou podperou.

Ďalej sa nosník môže zdvíhať a spúšťať pomocou dvoch samostatných navijakov, ktoré sa posúvajú nezávisle po základnom nosníku. Presunúť JZM z piliera na pilier možno vysunutím hlavného nosníka, ktorý je osadený na štyroch podperách – dve pomocné sú upevnené na koncoch nosníka a dve hlavné sa po ňom môžu posúvať. Podpery sa dajú zdvíhať a spúšťať pomocou hydrauliky, čo umožňuje v konečnom výsledku kráčanie, pričom maximálna dĺžka kroku môže byť približne 45 m. Zariadenie je schopné kráčať dopredu aj dozadu.

Opatrenia umožňujúce zefektívnenie ukladania nosníkov

Aby bolo možné využiť všetky výhody zariadenia JZM, treba tomu prispôbiť konštrukciu mosta už pri projektovaní. Na objekte 216-00 to bolo možné v maximálnej miere, keďže v súlade so zmluvnými podmienkami žltej knihy FIDIC, ktorými sa stavba riadi, zabezpečuje zhotoviteľ aj dodávku realizačnej dokumentácie.

Opatrenia, ktoré sa prijali v spolupráci s projektantom, sa začali realizovať už samotným postupom výstavby – smer ukladania sa zvolil od koncových opory mosta, keďže za ním je dostatočná plocha na montáž zariadenia aj na spínanie nosníkov. Pri projektovaní priečnikov sa zohľadnila potreba umiestnenia koľaje pre prednú podperu JZM, a to navrhnutím spodnej časti v tvare obráteného písmena T.

the landfill. The pre-tensioning system uses own pre-tensioning system PROJSTAR.

In order to be able to handle segments, DEHA handles are located at their ends in the upper flange. For the following handling with the beam closed, there are holes in the edges of external segments in which a special lifting device is inserted designed for this purpose.

The bearer has a removal in the upper flange for the placement of lost formwork. The lost formwork is a rectangular reinforced concrete (filigree) with a thickness of 55 mm, a width of 660 mm and a length of 1 895 to 2 445 mm.

Beams distribution by JZM device

Basic description of the device and method of laying beams

By installation of beams, one-sided loading bridge JZM is used. This device takes the beams directly from the vehicle, which moves on the already constructed part of the load-bearing structure, then places them on the transom.

The device is capable of putting beams to 100 tons of beams, with a beam length of 44.5 m. The length limit is given by the length of the main beam, which is 78 m. In the transverse direction, it is possible to load the rails – one is located on the front of the crossbeam and the other, the doubled track, at the back of the bridge (Fig. 4). The load is then hung on the main beam between the front and back supports.

Further, the beam can be lifted and lowered with help of two separate reels which move independently along the base beam. The JZM can be moved from pillar to pillar by ejecting the main beam, which is mounted on four supports – two auxiliaries are fixed at the ends of the beam and two main ones can be moved. Supports can be lifted and lowered by hydraulics, which ultimately leads to a walk, with a maximum length of about 45 m. The device is able to move forward and backwards.

Measures to make installation more efficient

In order to use all the advantages of the JZM, it is necessary to adapt the bridge construction in the process of designing. On the object 216-00 it was possible to do the maximum, as the contractor also provides the delivery documentation for the building, in accordance with the FIDIC yellow book terms of reference.

The measures, taken in cooperation with the designer, began to be implemented by the construction itself – the direction of laying was chosen from the end of the bridge, as there is a sufficient area for the installation of the device as well as for switching the beams. When designing crossbars, the need to place the track for the front support JZM was taken into account by designing the lower part in the shape of the inverted letter T. The track can thus be disposed on the central wall. At the same time, the shape of the inverted T is dimensioned to be self-supporting. This means that after casting it is



Obr. 5 Postavenie JZM
Fig. 5 Positioning of JZM



Obr. 6 Ukladanie filigránov
Fig. 6 Laying of filigrees

Na stredovú stenu tak možno rozmiestniť koľajovú dráhu. Zároveň je tvar obráteného T nadimenzovaný tak, aby bol samonosný. To znamená, že po vybetónovaní je schopný preniesť vlastnú hmotnosť, no zároveň aj hmotnosť nosníkov, mostovky, JZM a vozidla, na ktorom sa prepravuje nosník ďalšieho poľa. Zároveň pritom nemusí byť podpieraný pomocným podperným systémom, vyžaduje si to však podloženie hydraulickými valcami v mieste hlavice piliera aj kotvenie DW-tyčami. Tomu sa musel prispôbiť tvar hlavice piliera. Rovnako dôležité je aj vhodné zvolenie pracovnej škáry a úprava výstuže hornej dosky, kde je potrebné posunúť betónáž čo najbližšie k priečniku, pretože osová vzdialenosť medzi koľajovými dráhami prednej a zadnej podpory je obmedzená maximálne na 48 m. To umožňuje vozidlu cúvať tesne k zadnej koľaji a tak odoberať nosníky z vozidla. Aj cúvanie nosníkov v osi piliera a poradie ukladania nosníkov patria medzi opatrenia, ktoré prispievajú k realizovateľnosti takto zvolenej výstavby.

Po uložení nosníkov v poli prebieha s využitím JZM aj ukladanie filigránov. Následne môžu pokračovať práce na debnení, armovaní a betónáži hornej dosky a druhej časti priečnika.

Záver

Jednosníkový záväžací most JZM predstavuje jediné takto fungujúce zariadenie svojho typu na Slovensku. Je vlastníctvom firmy VÁHOSTAV-SK, ktorá ho využíva už od roku 2008. Zariadením sa ukladali nosníky na objekte 207 v Považskej Bystrici, na stavbe D1 Dubná Skala – Turany aj na D3 Svrčinovec – Skalité. Postupne sa zdokonalila technika ukladania, aj samotné zariadenie JZM. Zefektívnilo sa využívanie zariadenia prispôbením nosnej konštrukcie jeho potrebám. Ideálne je voziť nosníky pod zariadenie bez medziskládky, aby sa ušetrilo na skládkach, druhotnom prevoze a žeriavoch potrebných na nakládku. To však závisí od možností dopravy, vzdialenosti a prekážok na trase. Najdlhší nosník, ktorý sa takto podarilo doviesť z výroby priamo pod JZM, mal 38 m.

Výhody JZM sa najviac prejavujú v neprístupnom teréne a vo veľkej výške alebo pri prekonávaní prekážok, ako sú cesty, vodné toky či železnica.

Bežný takt sa pohybuje na úrovni 18 dní, ak sú však vedľa seba dva mosty a ich vzájomné rozmiestnenie umožňuje prechod medzi nimi, možno ukladanie zefektívniť na 12-dňový takt, za určitých podmienok aj na 10-dňový.

JZM sa zároveň využíva na jednoduché ukladanie filigránov, ktoré majú hmotnosť približne 220 kg.

Výhody JZM sa využili aj pri objekte 216-00, kde síce nie je veľká výška, ale objekt križuje vodný tok, cestu a železniciu so šiestimi koľajami.



Obr. 7 Ukladanie nosníkov v mieste kríženia s riekou Váh
Fig. 7 Laying of beams at the crossing point with the river Váh

able to transfer its own weight, but also the weight of the beams, the bridge, the JZM and the vehicles on which beam of the next field is transported. At the same time, it does not have to be supported by an auxiliary support system. However, it requires a hydraulic cylinder support at the pillar head position and DW-anchoring bars. This had to adapt to the shape of the pillar head. It is equally important to choose a working joint and adjust the top plate reinforcement where it is necessary to move the concrete as close as possible to the cross member as the axial distance between the front and back rail tracks is limited to a maximum of 48 m. This allows the vehicle to reverse close to the back track to remove the beams from the vehicle. Even the reversing of beams in the pillar axis and the laying of beams are among the measures that contribute to feasibility of the chosen construction.

After laying beams in the field, the laying of the filigree is also carried out using JZM. After, the works on forming, reinforcement and concreting of the top plate and the second part of transom can continue.

Conclusion

The single-beam load bridge JZM represents the only device of its kind in Slovakia. It is owned by the company VÁHOSTAV-SK, which has been used it since 2008. The equipment was used to lay beams for the 207 building in Považská Bystrica, on construction D1 Dubná Skala – Turany and D3 Svrčinovec – Skalité. Sequentially, the laying technique and the JZM have itself improved. It has made the use of the equipment more efficient by adapting the load-bearing structure to its needs. It is ideal to carry the beams without interlocking in order to save on landfills, secondary transport and cranes necessary for loading. However, this depends on the transport options, the distance and the obstacles on the route. The longest beam, which was in this way transported from the factory directly under the JZM, was 38 m.

The benefits of JZM are mostly evident in inaccessible terrain and high or by overcoming obstacles such as roads, watercourses or railways.

The usual cycle is 18 days, but if two bridges are side by side to each other and their intersection allows transition between them, the laying can be made more efficient on a 12-day cycle, under certain conditions, even a 10-day cycle.

At the same time, JZM is used for the simple laying of filigrees weighing around 220 kg.

The advantages of the JZM have also been used in 216-00 object, although it is not a huge height, but the object crosses waterway, road and railway with six rails.

Ľubomír Placek – Róbert Magyar – Jozef Mariňák – Richard Púček



Most na diaľnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová v km 0,411 – 0,849

Bridge on the highway D1 at section Hubová – Ivachnová at km 0.411 – 0.849

Súčasťou stavby D1 Hubová – Ivachnová je aj most na D1 v km 0,411 – 0,849 (SO 201), ktorým prechádza diaľnica ponad medzinárodnú cestu E50, rieku Váh, železničnú trať Žilina – Košice, preložku cesty III. triedy a potenciálne zosuvné územie. Pri výstavbe nosnej konštrukcie mostného objektu sa vzhľadom na technologické možnosti zhotoviteľa zvolila technológia letmej betónáže v kombinácii s podpernou skružou.

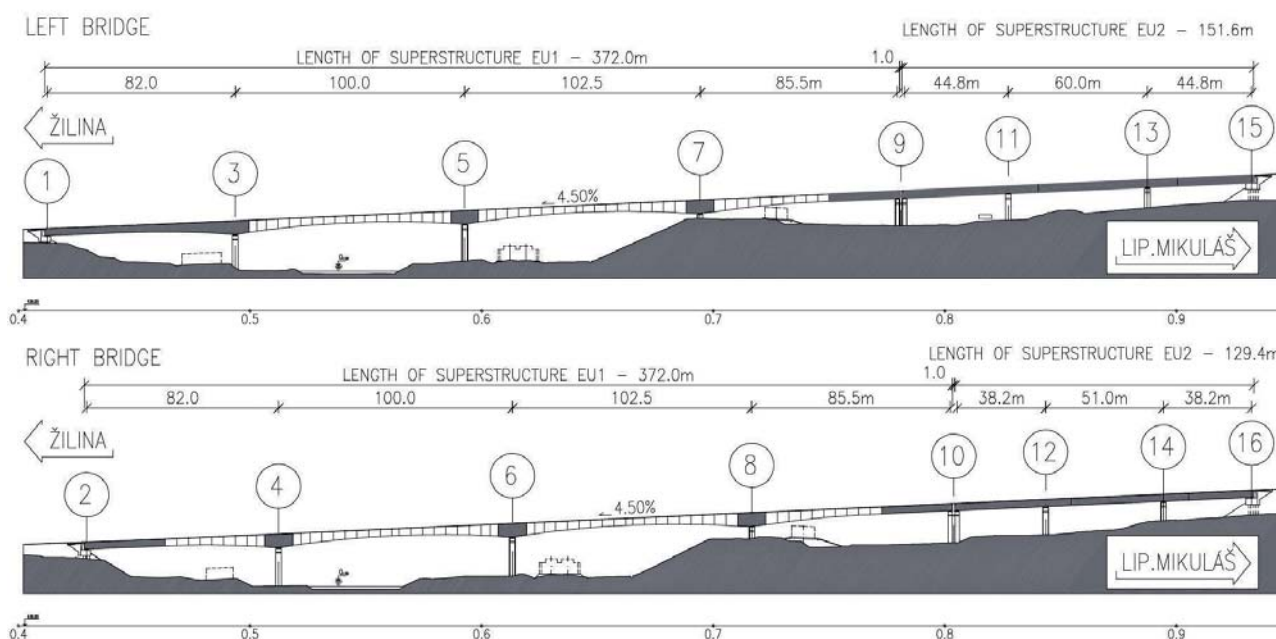
V súčasnosti prebieha výstavba nového úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová s dĺžkou 15,275 km, ktorý vedie v geologicky značne náročnom území okresu mesta Ružomberok. Začína sa mimoúrovňovou križovatkou Hubová, ktorá pokračuje mostom na D1 v km 0,411 – 0,849. Ten vedie diaľnicu ponad medzinárodnú cestu E50, rieku Váh, železničnú trať a cestu III/01898. Stavebníkom je Národná diaľničná spoločnosť, a. s., zhotoviteľom stavby je Združenie Čebrať v zložení Váhstav-SK, a. s., a OHL ŽS, a. s. Projektantom mosta je DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Počas výstavby mostného objektu sa na základe geotechnického monitoringu a doplnkových prieskumov zistili neočakávané skutočnosti v geologickej skladbe podložia, čo vyústilo do potreby predĺžiť mostný objekt. V príspevku predstavujeme konečné riešenie predĺženého mosta.

Bridge on the highway D1 in km 0,411 – 0,849 (SO 201), which is part of the construction of D1 Hubová – Ivachnová, is designed to carry the highway over the international road E5, the river Váh, railway Žilina – Košice, relocation of class 3 road and potential landslide area. Constructing the superstructure of the bridge, the cantilever method for cast-in-situ bridge construction in combination with scaffolding was selected due to the technological possibilities of the contractor.

Construction of the new section of the highway D1 Hubová – Ivachnová with length of 15.275 km is currently being executed. The highway section passes through geologically challenging landscape in the area of Ružomberok municipality. It begins with interchange Hubová, which continues with bridge on D1 at km 0.411 – 0.849. The bridge leads the highway over the international road E5, the river Váh, railway and road III/01898. The investor of the project is the National Motorway Company, a. s., the contractor of the project is the Consortium Čebrať consisting of Váhstav-SK, a. s. and OHL ŽS, a. s. The designer of the bridge is DOPRAVOPROJEKT, a. s.

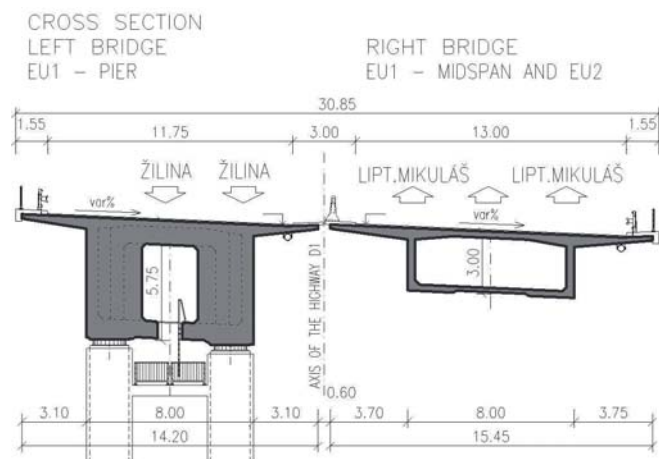
During the construction of the bridge there have been, based on the geotechnical monitoring and complementary geotechnical investigation, unexpected findings discovered in terms of the geological structure of the subsoil, which resulted in the necessity of extending the bridge.



Obr. 1 Pozdĺžny rez

Fig. 1 Longitudinal section

Ing. Ľubomír Placek, DOPRAVOPROJEKT, a. s., divízia Bratislava I, Kominárska 2/4, 832 03 Bratislava, tel.: +421 2 50234502, e-mail: placek@dopravoprojekt.sk
 Ing. Róbert Magyar, DOPRAVOPROJEKT, a. s., divízia Bratislava I, Kominárska 2/4, 832 03 Bratislava, tel.: +421 2 50234416, e-mail: magyar@dopravoprojekt.sk
 Ing. Jozef Mariňák, Váhstav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 5172016, e-mail: jozef.marinak@vahostav-sk.sk
 Ing. Richard Púček, Váhstav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava, tel.: +421 41 5171595, e-mail: richard_pucek@vahostav-sk.sk



Obr. 2 Priečný rez
Fig. 2 Cross section

Charakteristika mosta

Mostný objekt je riešený ako dvojica samostatných mostov v každom smere diaľnice. Ľavý a pravý most tvoria dva dilatačné celky (DC1 a DC2). Nosnú konštrukciu DC1 oboch mostov tvorí jednokomorový nosník s premennou výškou od 3,00 do 5,75 m. Rozpätia polí sú 82,0 + 100,0 + 102,5 + 85,5 m. Nosná konštrukcia DC2 nadväzuje plynulo na predchádzajúci dilatačný celok. Tvorí ju jednokomorový nosník s konštantnou výškou 3,00 m. DC2 ľavého mosta má rozpätia 44,8 + 60,0 + 44,8 m, pravého mosta 38,2 + 51,0 + 38,2 m.

Šírka ľavého mosta medzi zvodidlami je 11,75 m, pravého mosta 13 m. Priečný sklon je jednostranný, mení sa od -2,5 do 4 %. Smerovo vedie trasa na moste v protismerných prechodnicových oblúkoch s parametrami $R = 800$ m, $L = 375,22$ m a $R = 1\,000$ m, $L = 200$ m. Niveleta vedie na začiatku mosta vo výškovom oblúku, ďalej v priamke v pozdĺžnom sklone 4,5 %. Maximálna výška nivelety od terénu je približne 26,1 m (obr. 1).

Spodná stavba a zakladanie

Medziľahlé podpory sa skladajú zo základovej dosky a z dvojice stĺpov rámovo spojených priečnou v ich hornej časti. Pilieri majú v priečnom reze tvar obdĺžnika so skosenými hranami, po výške je konštantný. Rozmery priečle v hornej časti piliera boli navrhnuté tak, aby zabezpečili jeho priaznivé reagovanie v prípade seizmických účinkov a aby umožnili kontrolu ložísk. Prechodová podpera tvarovo nadväzuje na ostatné podpory a pozostáva zo základu a štvorice stĺpov spojených doskou v ich hornej časti. Krajné opory sú navrhnuté ako úložné prahy so zavesenými krídlami. Na každej podpore je navrhnutá dvojica hrncových ložísk.

Založenie mosta je navrhnuté na veľkopriemerových vŕtaných pilótach s priemerom 900 mm.

Nosná konštrukcia

Tvar nosnej konštrukcie DC1 je navrhnutý ako jednokomorový s vyloženými konzolami z predpätého betónu C45/55 (obr. 2). Výška nosnej konštrukcie sa po dĺžke mení od 3,00 m v strede rozpätia po 5,75 m nad medziľahlými podporami. Šírka nosnej konštrukcie ľavého mosta je 14,20 m, pravého mosta 15,45 m. Šírka komôrky oboch mostov je 8,00 m. Konštrukcia je predopnutá súdržnými 15- a 19-lanovými káblami vedenými v oceľových rúrach s priemerom 95 mm, voľné káble sú navrhnuté 19-lanové. Časť voľných káblov vedených v prvom poli bolo potrebné počas výstavby vahadla 3 postupne odpínať. Na začiatku výstavby pôsobilo prvé pole ako prostý nosník. Postupným budovaním lamiel jednostrannej letmej betonáže došlo v prvom poli k jeho odľahčeniu a tým k potrebe redukcie predpätia. Preto sa po vybetónovaní a predopnutí lamiel č. 6, 7 a 8 odopla vždy dvojica voľných káblov. V definitívnom stave je nosná konštrukcia predopnutá ôsmimi voľnými káblami. Použitý je predpínací systém Projstar.

Bridge description

The bridge is designed as a couple of two individual bridges for each direction of the highway. The left and the right bridge consists of two expansion units (EU1 and EU2). For both bridges, the superstructure of EU1 is constituted by single-cell box girder with variable height from 3.00 to 5.75 m. The spans are 82.0 + 100.0 + 102.5 + 85.5 m. The expansion unit EU2 continually follows the foregoing expansion unit. It is composed of single-cell box girder with constant height of 3.00 m. The spans of EU 2 for the left and the right bridge are 44.8 + 60.0 + 44.8 m, and 38.2 + 51.0 + 38.2 m respectively.

The width in between the safety barriers is 11.75 m and 13 m for the left and the right bridge respectively. The crossfall is one-sided and varies from -2.5 up to 4.0 %. In terms of the horizontal alignment, the road line on the bridge is arranged as two contra-directional spiral-curved arcs with parameters $R = 800$ m, $L = 375.22$ m and $R = 1\,000$ m, $L = 200$ m. The vertical alignment consists of vertical arc at the beginning of the bridge and continues in a straight line with longitudinal slope of 4.5 %. The maximum height of the vertical alignment with respect to the terrain is 26.1 m (Fig. 1).

Substructure and foundations

The intermediate piers are composed of foundation slab and a pair of columns creating a frame together with a cross-beam placed on the column tops. The cross-sectional shape of the piers is designed as a rectangle with chamfered edges and it is constant along the pier height. The dimensions of the cross-beam in the upper part of the pier were designed so that it secures favorable behavior of the pier in case of seismic action and at the same time it allows the bearing inspection. The shape of the transition pier follows the shape of the other piers and it consists of footing and four columns connected with a slab in their upper part. The abutments are designed as abutment seats with flying wing-walls. A pair of pot bearings is designed for each of the abutments.

The bridge foundations include bored piles with diameter of 900 mm.

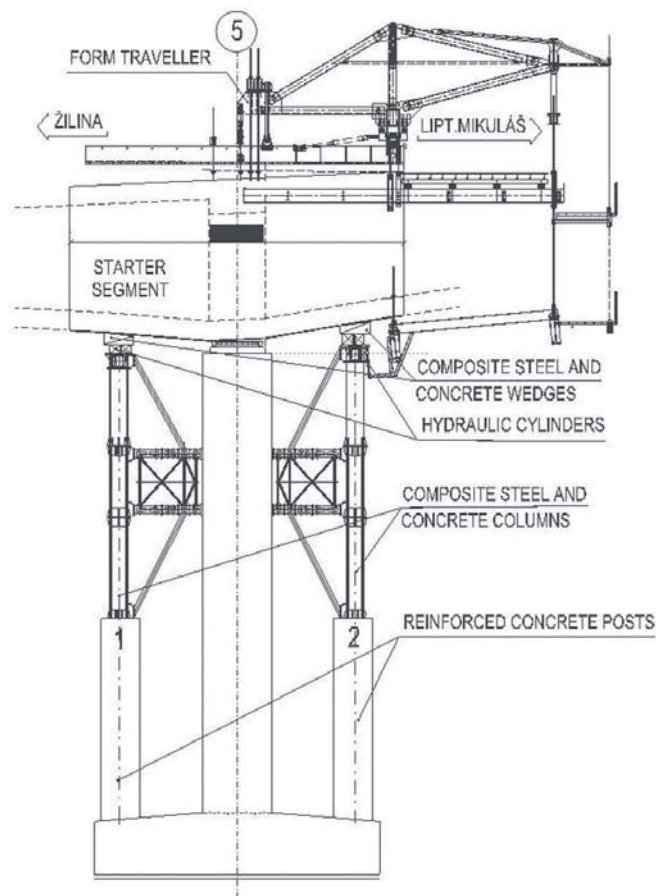
Superstructure

The shape of the superstructure EU1 is designed as single-cell girder with over-hanged cantilevers made of pre-stressed concrete C45/55 (Fig. 2). The height of the superstructure varies along its length from 3.00 m in the midspan up to 5.75 m in place of the intermediate piers. The width of the superstructure of the left and the right bridge is 14.20 m and 15.45 m respectively. The width of the cell of both bridge girders is 8.00 m. The structure is pre-stressed with bonded 15 and 19 strand cables placed in steel ducts with diameter of 95 mm, the external tendons are designed with 19 strands. It was necessary to sequentially remove part of the external cables led in the first span during the construction of the cantilever 3. At the beginning of the construction, the first span acted as a simple supported beam. Gradual adding of the segments of one-sided cast-in-situ cantilever method resulted in unloading of the first span, which led to need for stress reduction. For this reason, a pair of external tendons was removed after casting and pre-stressing of cantilever segments 6, 7 and 8. In the final state, the superstructure is pre-stressed using eight external tendons. Pre-stressing system Projstar was used.

The superstructure of the second expansion unit follows the shape of the first expansion unit. The structure is reinforced by means of 15 and 19 strand cables and permanent external 19 strand cables.

Bridge construction

Construction of the piers began with execution of the piling platforms, from which the piles have been bored. At pier 2, the piles have been extended by means of square columns (90 × 90 cm) with height of approximately 1.5 m and subsequently the embankment was completed. After that, the abutment seat was constructed using a formwork system.



Obr. 3 Schéma stabilizácie vahaďla podpery č. 5
Fig. 3 Stabilization scheme for cantilever of pier no. 5

Nosná konštrukcia druhého dilatačného celku tvarovo nadväzuje na prvý dilatačný celok. Konštrukcia je predopnutá súdržnými 15- a 19-lanovými káblami a voľnými trvalými 19-lanovými káblami.

Výstavba objektu

Realizácia opôr sa začala zhotovením pilotážnych plošín, z ktorých sa navrátili pilóty. Pri podpere 2 sa pilóty nadstavili štvorcovými stĺpmi (90 × 90 cm) s výškou približne 1,5 m a dosypal sa násyp. Následne sa v systémovom debnení zrealizoval úložný prah.

Na zabezpečenie stability stavebných jám 3 až 8 sa použili štetovnicové steny – pri podperách 7 a 8 z dvoch strán a pri podperách 3 až 6 po celom obvode. Základy sa betónovali do štetovnic v kombinácii so systémovým debnením. Pri pilieroch sa zvolilo postupne šplhané systémové debnenie s maximálnymi 5-metrovými zábermi. Nakoniec sa zrealizovala priečla na debnení osadenom na konzolách ukotvených k pilieru.

Pri výstavbe nosnej konštrukcie dilatačného celku 1 je použitá technológia letmej betonáže v kombinácii s betonážou na podpernej skruži. Jednostrannou letmou betonážou sa realizuje konzola od podpery 3. Od podpier 4 až 8 je navrhnutá symetrická letmá betonáž. Krajné polia a zárodok sa realizujú na skruži.

Na realizáciu prvého poľa na ľavom moste (etapa 1 až 3) sa z dôvodu komplikovaného terénu zvolila kombinácia ľahkej podpernej skruže a nosníkov I-500, čiastočne aj s využitím pižma. Etapa sa pre veľkú dĺžku (89 m) a zároveň aj výšku prierezu nosnej konštrukcie v mieste podpery 3 rozdelila na dve časti. Prvá časť (od podpery 3) sa realizovala na tri zábery (spodná doska, trámy a horná doska), druhá časť (od opory 1) na dva zábery (spodná doska s trámami a následne horná doska). Na zadenenie sa využilo systémové debnenie DOKA, ktorým sa najskôr zadenila spodná doska s trámami, po betonáži sa debnenie trámov odstránilo a zadenila sa horná doska.

Pred realizáciou zárodok sa najskôr vybudovali stabilizačné stojky, ktoré po odstránení debnenia a podpernej konštrukcie zabezpečujú stabilitu vahaďla až do realizácie spojovacej lamely. Na stabilizáciu



Obr. 4 Pohľad na rozostavané vahaďlo nad podperou č. 5
Fig. 4 View of the construction of the for cantilever above pier no. 5



Obr. 5 Pohľad na zrealizovanú časť nosnej konštrukcie
Fig. 5 View of the completed part of the superstructure

Sheet pile retaining walls were used in order to secure the stability of excavations 3 to 8 – sheet pile walls on two sides in case of piers 7 and 8, and along the whole excavation perimeter in case of piers 3 to 6. The footings were casted into the sheet piles in combination with formwork system. Climbing formwork system with maximum of 5-meter height was selected. Finally, the cross-beam was constructed using formwork installed on consoles anchored in piers.

Executing the construction of expansion unit 1, the technology of cantilever method for cast-in-situ construction is used in combination with concrete casting using scaffolding. Cantilever reaching from pier 3 is constructed by means of one-sided cantilever method. Symmetric free cantilever method is proposed in case of piers 4 to 8. Side spans and the pier tables are executed using scaffolding.

Due to complicated terrain, a combination of light scaffolding and beams I-500, partially reinforced by means of PIŽMO elements, was selected for construction of first span on the left bridge (sequence 1 to 3). The sequence was divided into two parts due to extensive length (89 m) as well as the height of the cross-section of the superstructure at the place of pier 3. The first part (from the pier 3) was constructed in three stages (lower slab, webs and upper slab), the second part (from abutment 1) was done in two stages (lower slab with webs and subsequently the upper slab). Formwork system DOKA was used while the formwork was first carried out for the lower slab with the webs, it was removed after casting and subsequently the formwork was constructed for the upper slab.

Stabilizing posts were constructed before the execution of the pier tables in order to provide stability of the cantilever after removing the falsework up to the point of execution of the closure stitch. Combination of self-made structure made of steel posts that was used on a different construction together with monolithic reinforced concrete posts fixed into foundation slab of the pier (Fig. 3, 4) was selected for stabilization. There are hydraulic cylinders located in the upper part of the posts, which will be used in order to release the

sa zvolila kombinácia konštrukcie vlastnej výroby z oceľobetónových stojok, ktorá sa už použila na inej stavbe, a monolitických železobetónových stojok votknutých do základovej dosky podpory (obr. 3 a 4). Na hornej časti stojok sa nachádzajú hydraulické valce, ktorými sa uvoľní podoprenie vahaďla po zrealizovaní spojovacej lamely. Tvar spodnej dosky v mieste hydraulických valcov si vyžadoval použitie klinov, ktorými sa spodná doska upraví do roviny. Na tento účel sú nad hydraulickými valcami uložené oceľobetónové klíny pripevnené k spodnej doske zárodok skrutkami. Po zrealizovaní stojok sa na podoprenie debnenia zárodok postavila ťažká podperná konštrukcia (pižmo), na ktorú sa osadilo systémové debnenie. Betonáž potom prebiehala na trikrát (spodná doska, trámy a nakoniec horná doska). Po odstránení podoprenia sa na zárodok osadil betónovací vozík, použil sa vozík od firmy BBE Solutions, ktorý je vo vlastníctve firmy Váhostav-SK. Tento vozík umožňuje betónovať lamely s hmotnosťou až 300 t čerstvého betónu. Každé vahaďlo má deväť lamiel. Pri betónovaní lamiel najmä ponad železničnú trať, kde sa už výložníkom nedali dostať pumpy, sa použili dva samostatné výložníky prepojené potrubím s rozdeľovacím ventilom umiestneným nad zárodokom. Pumpa sa prepojí pomocou gumovej hadice s ventilom a betón sa striedavo rozdeľuje na obe strany vahaďla. Rozdiel v hmotnosti počas betonáže nesmie prekročiť 4,5 m³ betónu.

Záver

Most sa buduje v geologicky a v geomorfologicky zložitom území. V nadväznosti na nové poznatky získané z geotechnického monitoringu počas výstavby dilatného celku 1 (obr. 5) sa musela výstavba pozastaviť a následne sa rozhodlo o predĺžení mosta (dilatčný celok 2), s ktorého výstavbou sa začne v najbližšom čase. V čase písania príspevku (júl 2018) sa sústreďuje všetko úsilie na dostavanie a spojenie ľavého mosta, ktorý bude slúžiť ako prístup k západnému portálu pretrasovaného tunela Čebrať, čím sa v neďalekej obci Hrboltová výrazne zníži dopravné zaťaženie ťažkou stavebnou technikou.

cantilever support after the construction of the key segment. Due to the shape of the slab in place of the hydraulic cylinders it was required to use wedges that would adjust the lower slab of the girder into plane. Steel-concrete wedges attached to the bottom slab of the pier table by means of bolts are placed above the hydraulic cylinders for this purpose. After the construction of posts, heavy supporting structure (PIŽMO) was constructed in order to support the formwork of the pier table. The casting was executed in three stages (lower slab, webs and finally the upper slab). After removing the temporary supports, form traveler is installed on the pier table. The form traveler from BBE Solutions that is in the ownership of company Váhostav-SK was used. This form traveler enables the casting of segments with mass equal to 300 t of fresh concrete. Each cantilever is composed of 9 segments. Casting the units, especially above the railway with no access for the pump jib, there were two individual jibs connected with duct including a distributing valve placed above the pier table used. The pump was interconnected by means of rubber hose with valve and the concrete was alternately distributed into both sides of the cantilever. The mass difference during casting must not exceed 4.5 m³ of concrete.

Conclusion

The bridge is being constructed in geologically and geomorphologically complicated area. Due to the new findings obtained from geotechnical monitoring during the construction of the expansion unit 1 (Fig. 5), the construction has been interrupted and subsequently the decision has been made to extend the bridge (expansion unit 2), construction of which will be commenced soon. At the time of writing the article (July 2018), the whole effort is focused on completion and commissioning of the left bridge, which will serve as an access to west portal of the rerouted tunnel Čebrať, which would substantially decrease the heavy machinery traffic load in nearby village Hrboltová.



VÁŠ PARTNER PRI VÝSTAVBE

DODATOČNÉ PREDPÍNANIE

- konštrukcií budov
- mostných konštrukcií
- síl, nádrží, zásobníkov
- mostné závesy

TECHNOLÓGIE

- manipulácia s ťažkými bremenami
- vysúvanie mostných konštrukcií
- špeciálne postupy výstavby
- mostné segmenty
- bezšpárové predpínané podlahy

GEOTECHNIKA

- oporné múry z vystuženej zeminy



VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.
organizačná zložka Slovensko
korešpondenčná adresa
V Násypu 339/5, 152 00 Praha 5
tel.: +420 251 091 680
e-mail: vsl@vsl.cz, www.vslcz.sk

Na modernizaci D1 se podílejí supermobilní betonárny SBM Euromix

Hned dvě supermobilní betonárny Euromix bylo možné vidět v bezprostřední blízkosti stavby na úseku dálnice D1 Hořice (EXIT 75) – Koberovice (EXIT 81) od července 2017 do června 2018. Celková modernizace spočívá v rozšíření komunikace na kategorii D 28, tedy o dva jízdní pásy o šířce zpevnění 11,5 metrů a zlepšení stavebnětechnického stavu dálnice, a bude dokončena v listopadu 2018.



Realizaci betonových prací zajišťovaly společnosti Eurovia a Colas. Mobilní betonárny, o nichž byla zmínka v úvodu, jsou konkrétně Euromix 3000 CC+ 84L s výkonem až 250 m³ betonu za hodinu a Euromix 1600 s maximálním výkonem 80 m³. Tyto betonárny je možné uvést do provozu již za tři dny od začátku instalace! Supermobilní betonárny Euromix jsou schopny míchat jak cementovou stabilizaci, tak vysoce kvalitní beton. Na úseku Hořice–Koberovice bylo během modernizace stavby namícháno cca 32 000 m³ cementobetonového krytu a cca 19 000 m³

cementové stabilizace. Práce spojené s pokládkou betonu byly dokončeny v červnu 2018 dle harmonogramu stavby. Díky těmto rychle přemístitelným zařízením s velkým výkonem lze splnit zadané dálniční zakázky v extrémně krátkých termínech.

Supermobilní betonárny rakouské firmy SBM Mineral Processing slouží po celém technicky vyspělém světě. Zajímavostí je, že letos společnost SBM slaví již dvacet let od výroby první supermobilní betonárny typu Euromix.

Na českém a slovenském trhu zastupuje rakouskou společnost SBM Mineral Processing

česká firma ALPAM se sídlem v Uherském Hradišti. ALPAM zajišťuje také nákup a prodej použitých betonáren a je zároveň obchodním zástupcem firmy BIBKO® – německého výrobce recyklingů pro zbytkový beton. Nově firma ALPAM spolupracuje se společností Blend – FBG, zabývající se výrobou mobilních volumetrických míchačů MOVMI.

ALPAM, s. r. o.
Všebrdova 487, 686 01 Uherské Hradiště, ČR
Tel.: +420 571 110 186, mobil: +420 608 712 562
e-mail: info@alpam.cz
www.alpam.cz, www.movmi.cz



SUPERMOBILNÍ BETONÁRNU **SBM EUROMIX®**

POSTAVÍTE SNADNO TAM, KDE CHCETE.

NA JAK DLOUHO POTŘEBUJETE.

TŘEBA NA MĚSÍC.



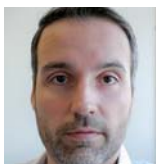
ALPAM
myslíme dál, myslíme mobilně



Ľudovít Naď



Viktória Chomová



José Vicente Candel



Luis Martín-Tereso



Wojciech Włodzimirski



Adrián Chalupec



Juraj Kopčák



Ramón Merino

PPP projekt D4R7 – súčasť nultého obchvatu mesta Bratislavy

PPP project D4R7 – part of zero bypass of the city of Bratislava

Nultý obchvat Bratislavy má, resp. bude mať, pre hlavné mesto SR mimoriadny význam. Projekt PPP D4R7 s celkovou dĺžkou takmer 60 km (z toho 27 km diaľnice D4 a 32 km rýchlostnej cesty R7) je v súčasnosti najväčším infraštruktúrnym projektom nielen na Slovensku. Jeho trasa vedie rovinným, teda geograficky jednoduchším územím. Sčasti má však charakter „mestského okruhu“ s viacerými náročnými križovatkami a prechádza aj územím so zvýšenou environmentálnou ochranou európskeho významu (Natura 2000).

Technické riešenia všetkých, približne 1 100 stavebných objektov (z toho 116 mostov) prešli viackriteriálnou optimalizáciou. Najikonickejšou súčasťou projektu D4R7 je dunajské súmostie, ktorého nová koncepcia riešenia, ako aj dôvody jej prijatia sú tiež uvedené v článku.

Dlhodobý preťažený vnútorný okruh Bratislavy tvorený diaľnicou D1 s Prístavným mostom (s priemernou dennou intenzitou viac ako 100 000 vozidiel) a diaľnicou D2 s tunelom Sitina, ako aj veľký rozvoj satelitného bývania v sídlach pozdĺž cesty I/63 smerom na Dunajskú Stredú, kde sa intenzita dopravy za uplynulých 15 rokov viacsobne zvýšila, si vyžiadali akútnu potrebu výstavby nového cestného prepojenia.

Projekt PPP D4R7 sa skladá z dvoch úsekov diaľnice D4 a z troch úsekov rýchlostnej cesty R7 (obr. 1). Diaľnica D4 na úseku Bratislava-Jarovce – Bratislava-Rača predstavuje dopravné prepojenie s existujúcimi diaľničnými ťahmi D1 a D2 v južnej a východnej časti hlavného mesta SR Bratislavy. Výstavbou tejto časti diaľnice sa odkloní tranzitná doprava smerujúca do Rakúska a Maďarska, prechádzajúca v súčasnosti po diaľnici D1 naprieč územím Bratislavy, a zlepši sa dennodenná náročná dopravná situácia s opakujúcimi sa kongesciami v priľahlých obciach. Rýchlostná cesta R7 v úseku Bratislava – Holice bude súčasťou medzinárodného európskeho ťahu E 575 a hlavnou spojnicou medzi Bratislavou a južnými centrami Trnavského a Nitrianskeho kraja. Doterajšia hlavná dopravná tepna, cesta I/63, už svojimi technickými parametrami nevyhovuje existujúcemu dopravnému zaťaženiu a zároveň znehodnocuje životné prostredie hlukom i exhalátmi a ohrozuje bezpečnosť obyvateľov.

Prevažná časť diaľnice D4 je navrhnutá v šírkovom profile 25,5 m, rýchlostná cesta R7 v profile 24,5 m. Nachádza sa tu 14 mimoúrovňových križovatiek a 116 mostov.

Charakteristika a parametre projektu

V rokoch 2012 až 2015 bola vypracovaná projektová dokumentácia na územné rozhodnutie aj stavebné povolenie a prebehli

The so-called Zero Bypass of Bratislava is, or should we say, will be extraordinarily significant for the capital city of SR. PPP Project D4R7 with overall length almost 60 km (comprising 27 km of D4 highway and 32 km of R7 expressway) is currently the biggest infrastructure project, considering also other projects abroad. The project is routed in flat, i.e. geographically simpler, area. It is partially an “urban bypass” with several complicated interchanges and it also crosses a special environmental protection site of European significance (Natura 2000).

The technical solutions of all the approximately 1100 building objects (116 bridges thereof) were subject to multi-criterial optimization. The most iconic part of D4R7 is the Danube crossing whose new solution concept as well as the reasons for its acceptance is also specified in the article.

The inner traffic circuit in Bratislava, which consists of D1 highway, the Harbour bridge (Prístavný most) with the average traffic intensity exceeding 100 000 vehicles, and D2 highway with tunnel Sitina, has been for long overloaded. This fact and considerable boom of residential areas in the neighbouring municipalities along road I/63 towards Dunajská Streda where the traffic intensity multiplied in the previous 15 years are the reasons behind the acute need to construct a new connecting road.

The PPP Project D4R7 consists of two sections of D4 Highway and three sections of R7 expressway (Fig. 1). D4 highway in section Bratislava-Jarovce – Bratislava-Rača represents a traffic connection with the existing D1 and D2 highways in the southern and eastern part of Bratislava. This highway section to be constructed will reroute the transit traffic heading to Austria and Hungary, which currently uses D1 highway and crosses the territory of Bratislava, everyday complicated traffic situation with repeated traffic jams in the adjacent municipalities will be mitigated. The R7 expressway, Section Bratislava – Holice, will form part of the international European route E 575 and the main juncture connecting the capital city of SR, Bratislava, with the southern centres in Trnava and Nitra Self-Governing Region. The technical parameters of the main traffic course there has been so far – road I/63 – does not cope with the existing traffic load, noise and air pollutants any longer, the latter depreciate the environment and jeopardize the safety of inhabitants.

Predominant part of D4 highway is designed in width configuration 25.5 m, R7 expressway is designed in configuration 24.5 m. It comprises 14 interchanges and 116 bridges.

Project description and parameters

The Zoning Permit Documentation and Building Permit Documen-

prof. Ľudovít Naď, D4R7 Construction, s. r. o., Bratislava, e-mail: lnad@d4r7.com

Ing. Viktória Chomová, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, e-mail: chomova@dopravoprojekt.sk

Ing. José Vicente Candel, D4R7 Construction, s. r. o., Bratislava, e-mail: jvcandel@d4r7.com

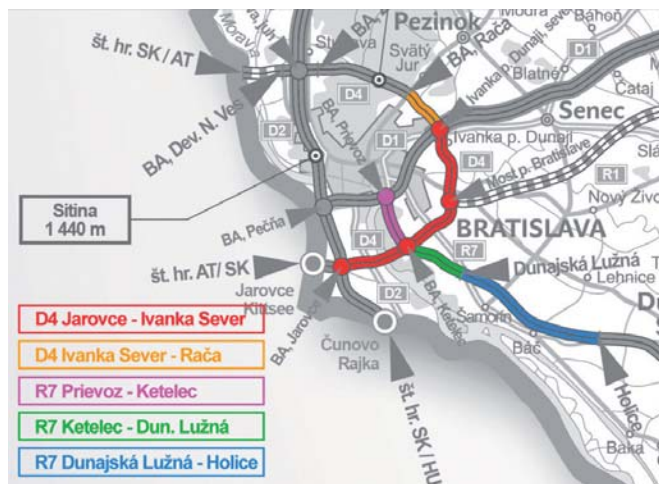
Ing. Luis Martín-Tereso, Ferrovial-Agromán, Madrid, e-mail: l.martin@ferrovial.com

Ing. Wojciech Włodzimirski, D4R7 Construction, s. r. o., Bratislava, e-mail: wwłodzimirski@d4r7.com

Ing. Adrián Chalupec, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, Bratislava, divízia Zvolen, pracovisko Liptovský Mikuláš, e-mail: chalupec@dopravoprojekt.sk

Ing. Juraj Kopčák, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk

Ing. Ramón Merino, Torroja Ingeniería S. L., Madrid, e-mail: rmerino@torroja.es



Obr. 1 Prehľadná mapa úsekov projektu D4R7
Fig. 1 Concise map of D4R7 project sections

územné a stavebné konania. Na základe niekoľkostupňovej analýzy financovania sa na výstavbu a následnú 30-ročnú prevádzku zvolil model verejno-súkromného partnerstva (PPP).

Verejné obstarávanie sa začalo v marci 2015, počas celého roka potom intenzívne prebiehal súťažný dialóg so štyrmi uchádzačmi, ktorí vzišli z predkvalifikácie, s cieľom získať pre Slovenskú republiku čo najvýhodnejšiu ponuku. V máji 2016 bola podpísaná zmluva medzi Slovenskou republikou, zastúpenou Ministerstvom dopravy a výstavby SR (MDV SR) v úlohe verejného obstarávateľa (VO), a spoločnosťou Zero Bypass Limited (ZBL) ako koncesionárom, ktorý zabezpečí financovanie, výstavbu a prevádzku budúceho obchvatu Bratislavy (koncesná zmluva). Spoločnosť ZBL je konzorciom firiem Cintra Infrastructures, Macquarie Capital a PORR AG. V súčasnom období ide o jeden z najväčších PPP projektov v Európe.

Technická príprava realizácie projektu sa začala v júni 2016, keď spoločnosť ZBL uzatvorila zmluvu na projektovanie a výstavbu diaľnice D4 a rýchlostnej cesty R7 (tzv. EPC zmluvu) so spoločnosťou D4R7 Construction, s. r. o. (D4R7), ktorá je dcérskou spoločnosťou FERROVIAL AGROMAN, S.A., a Porr Bau GmbH. Následne D4R7 uzatvorila zmluvu na projektovanie a výkon inžinierskej činnosti so spoločnosťou DOPRAVOPROJEKT, a. s.

V rámci verejného obstarávania na koncesiu bolo možné realizovať zmeny s cieľom optimalizovať technické riešenia a získať čo najefektívnejšiu ponuku. Obe materské spoločnosti zhotoviteľského konzorcia sa v ostatných rokoch zúčastnili na podobných alebo väčších projektoch dopravnej infraštruktúry v rôznych krajinách, a ako v každom projekte, aj v tomto prípade boli alternatívne technické riešenia navrhnuté tak, aby sa v maximálnej miere uplatnili predchádzajúce skúsenosti.

Otvorený tender, umožňujúci alternatívy technického riešenia stavebných objektov (SO), mal za následok, že v technickej ponuke bolo takmer všetkých 1 100 SO predložených až po podrobnej analýze –

tation were elaborated and zoning permit proceeding with building permit proceeding took place in 2012-2015. A multistage analysis of funding served to select the public-private partnership ("PPP") model for the construction and subsequent 30-years operation.

The public procurement started in March 2015 and an intense competitive dialogue with four tenderers who passed the pre-qualification took place throughout the year, to obtain the most advantageous tender bid for the Slovak Republic. In May 2016, the Slovak Republic represented by the Ministry of Transport and Construction SR (MTC SR) acting as the public authority (PA) and the company Zero Bypass Limited (ZBL), as the Concessionaire who will ensure financing, construction and operation of the future Bratislava bypass, signed a contract (the Concession Agreement). Company ZBL is the consortium of Cintra Infrastructures, Macquarie Capital and PORR AG. This project is currently one of the biggest PPP projects in Europe.

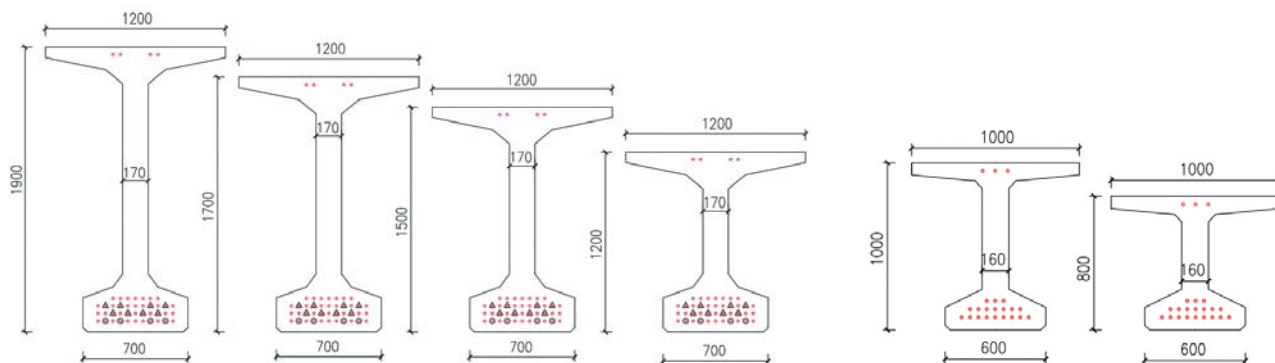
The technical preparation of the project execution started in June 2016, when company ZBL concluded the contract on design and construction of D4 highway and R7 expressway (so called EPC Contract with company D4R7 Construction, s. r. o. (D4R7), a subsidiary of FERROVIAL AGROMAN, S.A. and Porr Bau GmbH). D4R7 subsequently concluded contract for the preparation of Design Documentation, consulting and related engineering works with company DOPRAVOPROJEKT, a. s.

The public procurement of the concession allowed for changes in order to optimize the technical solutions and obtain the most efficient tender bid. In previous years, both parent companies of the contractor's consortium participated in similar or bigger traffic infrastructure projects in different countries and alike in every project, potential alternatives of technical solution were designed to apply the previous experience to the maximum possible extent.

An open tender which allowed alternatives of technical solution of building objects (BO) had a consequence that in the technical tender (i.e. proposal) all 1100 BOs were submitted only after detailed analysis – optimization under principle "4 E". This principle advocates for Efficient (functionally and structurally), Economic (both during the construction and the operation), Aesthetic (large part of the project is located in highly urbanized surroundings), Environmental solutions (considerable part of the project alignment crosses natural site with the highest conservancy class and European significance – Natura 2000). The technical proposal, which forms part of the Concession Agreement, resulted in extensive changes of all decisive objects of the project – changes in the vertical alignment and width configuration of the highway and expressway themselves, including interchanges; structural changes of bridges, adjustment of the drainage system, etc. as well as the adjustment of related objects, especially the relocations of existing roads and utilities.

Concrete bridges and structures

All bridges, except of five, are made of concrete. There are 116 bridges in total, with the overall ground plan equal to 200 000 m² approx., half of such ground plan is taken up by the plan of 3 km long



Obr. 2 Prehľad novonavrhnutých prefabrikovaných nosníkov a ich hlavných parametrov
Fig. 2 Summary of newly designed precast beams and their main parameters

optimalizácii podľa princípu 4 E. Teda tak, aby boli Efektívne (funkčne aj konštrukčne), Ekonomické (počas výstavby aj počas prevádzky), Estetické (veľká časť projektu sa nachádza v silne urbanizovanom prostredí) a Environmentálne (značná časť trasy prechádza prírodným prostredím s najvyšším stupňom ochrany európskeho významu – NATURA 2000). Výsledkom technického návrhu, ktorý je súčasťou koncesnej zmluvy, sú rozsiahle zmeny všetkých rozhodujúcich objektov projektu – zmeny výškového vedenia a šírkového usporiadania samotnej diaľnice a rýchlostnej cesty vrátane križovatiek, konštrukčné zmeny mostov, úprava systému odvodnenia a pod., ako aj úprava súvisiacich objektov, najmä preložiek existujúcich ciest a inžinierskych sietí.

Betónové mosty a konštrukcie

S výnimkou piatich sú všetky mosty betónové. Spolu ich je 116 s celkovou pôdorysnou plochou približne 200 000 m², z ktorej polovicu tvorí plocha dunajského súmostia s dĺžkou takmer 3 km. Do skupiny ostatných konštrukcií patria oporné múry. V malom rozsahu sú navrhnuté ako monolitické betónové, podstatnú časť však tvoria betónové líčne strany – fasády vystužených zemných konštrukcií s pohľadovou plochou viac ako 55 000 m². V zakladaní sa použijú veľkoplošné pilóty v počte 1 092 ks s celkovou dĺžkou 12 300 m.

Mosty

Hoci trasa prechádza geograficky jednoduchším územím, výstavba mostov má aj v tomto prípade svoje špecifiká. Rôznorodosť mostných objektov možno zdôrazniť napríklad ich členením podľa rôznych kritérií. Podľa polohy rozlišujeme diaľničné mosty (v počte 51), mosty nad diaľnicou (18), križovatkové mosty (24) a iné mosty (23). Podľa premostovanej prekážky ide o mosty nad vodnou plochou (14), mosty nad železnicou (8), mosty nad pozemnou komunikáciou inou ako D a R (38), ekodukty, produktovody a iné mosty (56). Podľa technológie zhotovenia rozlišujeme monolitické mosty letmo betónované (2), monolitické mosty betónované na výsuvnej skruži (2), monolitické mosty betónované na pevnej skruži (28), montované mosty z prefabrikovaných nosníkov (66), montované mosty z prefabrikovaných rámových alebo poloblúkových prvkov (13) a oceľové mosty (5).

Veľká pozornosť sa venovala návrhu mostov, pri ktorých sa dala efektívne uplatniť prefabrikácia. S ohľadom na charakter územia sa ako najvhodnejšia z hľadiska výstavby, ale aj z mnohých iných dôvodov doslova „ponúkala“ pozdĺžna prefabrikácia. Preto sa zhotoviteľ rozhodol uplatniť ju v čo najväčšom rozsahu. Statickou a konštrukčnou optimalizáciou došlo k návrhu série nových prefabrikovaných nosníkov s rôznymi dĺžkami, s rôznymi výškami a s priečnym rezom v tvare I. Z hľadiska šírky hornej a dolnej príruby sú navrhnuté dva typy nosníkov (A a B), z hľadiska výšky prierezu sú nosníky odstupňované od 800 do 1 900 mm. Pri ich uložení v osovej vzdialenosti 2,0 m sú potom vhodné na zhotovenie cestných mostov s max. rozpätím poľa od 19 do 39 m. Na výstavbu 66 mostov sa použije viac ako 1 000 prefabrikovaných, vopred predpätých nosníkov, ktorých celková dĺžka by bola 32 075 m. Na obr. 2 vidieť schému priečnych rezov všetkých typov prefabrikovaných nosníkov. V tab. 1 sú uvedené maximálne možné rozpätia v rámci každého typu, ako aj celkové dĺžky nosníkov každého typu.

Konštrukcie

Značná časť diaľnice a rýchlostnej cesty vedie na násypoch. Násypy sú väčšinou riešené ako vystužená zemná konštrukcia, po stranách zakončená tuhými lícovými prvkami – betónovými panelmi (nahradzajú svahy násypu), s ktorými sa počíta aj v mieste opôr niektorých mostov. Fasáda – lícna časť vystužených zemných konštrukcií (VZK) – je navrhnutá zo zvislých prefabrikovaných betónových panelov na celú výšku. V celom projekte sa nachádzajú VZK s rôznou výškou od 2 do 12 m. V prípade mostných opôr z VZK je úložný prah uložený buď na plošnom základe priamo na VZK, alebo na pilótach prechádzajúcich cez VZK.

Danube crossing. Other structures concern the abutment walls. Minor part of them is designed as cast-in-situ concrete walls. The majority is formed by concrete revetment – facades of reinforced earth structures with the visible (face) side exceeding 55 000 m². Amount of 1 092 pieces of large-diameter piles, with overall length 12 300 m, will be used in bridge foundations.

Bridges

Despite the fact the route crosses geographically simpler area, the construction of bridges has its particularities even here. The variety of bridge objects can be emphasized by their classification pursuant to several criteria. In terms of their position, bridges are further subdivided into highway bridges (51 pcs), bridges over highway (18), bridges at interchanges (24), other bridges (23). Bridged obstacle subdivides bridges into bridges over a water body (14), bridges over railway tracks (8), bridge over roads, which do not have the character of highway or expressway (38), ecoducts, bridges with product lines and other bridges (56). In terms of the construction technology, we differentiate between cast-in-situ bridges constructed with the balanced cantilever method (2), cast-in-situ bridges constructed using the movable scaffolding system (MSS) (2), cast-in-situ bridges concreted from the stationary scaffolding (28), precast bridges with precast beams (66), bridges made of precast frames and precast half-arch components (13), steel bridges (5).

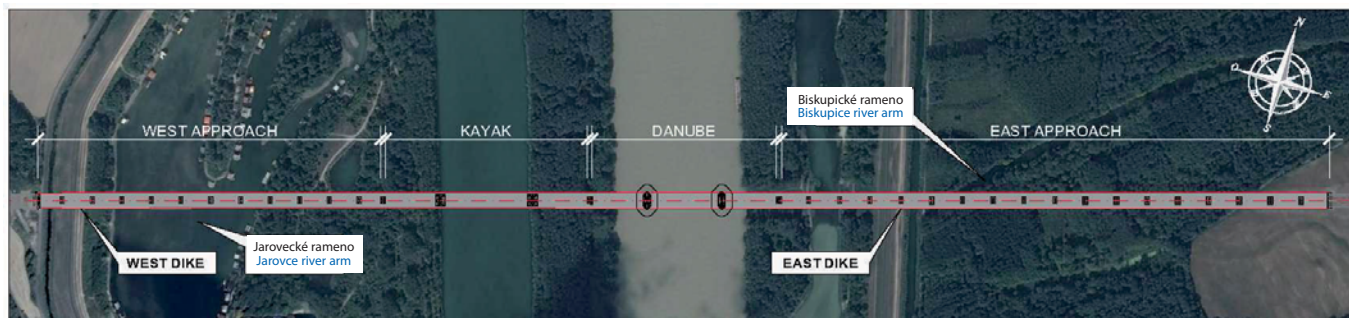
Significant attention was paid to the design of bridges where precast elements could be efficiently used. The character of the territory virtually tempted the designers to apply longitudinal pre/post-tensioning is the most suitable in terms of the construction, but also for many other reasons. The Contractor therefore decided to apply the pre/post-tensioning as much as possible. The static and structural optimization resulted in the design of a series of new precast beams of different lengths, heights and I-shaped cross section. Two types of beams (A and B) are designed in terms of the width of their upper and bottom flange, there are beams ranging from 800 to 1 900 mm depending on the height of beam cross section. If installed in the axial distance 2.0 m, these beams are suitable components of road bridges with the max. bridge span of 19 to 39 m. More than 1 000 precast, pre-tensioned prestressed beams will be used to construct 66 bridges, the total length of beams would be 32 075 m. Fig. 2 details the scheme of cross sections of all types of precast beams. The Tab. 1 details the maximum possible span and the total length of beams for each beam.

Tab.1 Maximálne možné rozpätia a celkové dĺžky nosníkov
Tab 1 Maximum possible span and the total length of beams

Typ nosníka/ Type of beam	Na max. rozpätie (m)/For max. span (m)	Dĺžka nosníkov podľa typu (m)/Beams length depending on their type (m)
1900 B	39	4 740
1700 B	35	7 240
1500 B	33	2 393
1200 B	30	12 252
1000 A	23	5 055
800 A	19	395
Celková dĺžka nosníkov Beams length in total		32 075 m

Structures

Considerable part of the highway and the expressway is routed on embankments. The majority of embankments is solved as reinforced earth structure with solid revetment elements on both sides thereof – i.e. concrete panels (which substitute the embankment slopes). Concrete panels are also considered in abutments of certain bridges. The facade – the revetment of reinforced earth structures (RSS) is designed as vertical precast concrete panels at the full height of the



Obr. 3 Dunajské súmostie, situácia

Fig. 3 Danube crossing, plan view



Obr. 4 Dunajské súmostie, 3D model

Fig. 4 Danube crossing, 3D model

Dunajské súmostie, opis a podmienky projektovania

Dunajské súmostie prevádza diaľnicu ponad rieku Dunaj, inundačné územie Dunaja a príslušné oblasti na dĺžke 3 km. Vede cez osobitnú oblasť ochrany životného prostredia (Natura 2000).

Súmostie sa člení na štyri úseky:

Západné predmostie

Tento úsek premostuje hrádzu a súvisiaci priesakový kanál na západnej strane a Jarovecké rameno – vyhľadávanú rekreačnú oblasť.

Podľa technických požiadaviek VO nesmie mať tento mostný objekt v Jaroveckom ramene viac ako päť pilierov, pričom všetky piliere mosta musia spĺňať požiadavku minimálnej vzdialenosti od hrádze a od priesakového kanála (platí to aj pre východnú hrádzu).

Hlavný most ponad kanoistickú a veslársku dráhu

Za Jaroveckým ramenom sa nachádza úplne izolovaný kanál s dĺžkou 2 000 m a šírkou 200 m, ktorý sa používa na vodné aktivity.

V súlade s technickými požiadavkami VO nesmie byť žiadny pilier mosta umiestnený vo vodnej ploche veslárskej a kajakárskej dráhy, pre ktorú je požadovaný plavebný gabarit 200 m na šírku a 4 m na výšku. Ide o najkritickejšiu požiadavku.

Hlavný most ponad Dunaj

Dvesto metrov od pravého brehu veslárskej a kajakárskej dráhy sa začína hlavný tok Dunaja s približnou šírkou 300 m a hĺbkou 6 m. V zmysle technických požiadaviek musí most vyhovieť požiadavke na plavebný gabarit so šírkou 150 m a výškou 10 m pri maximálnej plavebnej hladine na Dunaji.

Východné predmostie

Medzi ľavým brehom hlavného toku Dunaja a ľavostrannou hrádzou sa nachádza 325 m široký pás inundačného územia s hustou vegetáciou. Za hrádzou sa vo vzdialenosti 225 m nachádza priesakový kanál a Biskupické rameno, ktoré trasa diaľnice šikmo križuje. V súlade s technickými požiadavkami VO nie je možné umiestniť do Biskupického ramena pilier. Táto požiadavka a obmedzenia vyplývajúce z príľahlej hrádze a priesakového kanála ovplyvnili umiestnenie pilierov

reinforced earth structure. The height of RSS throughout the project ranges from 2 to 12 m. If bridge abutments have the form of a reinforced earth structure, the bearing seat is either placed on flat foundation directly on such reinforced earth structure, or on piles crossing the reinforced soil structure.

Danube crossing, description and design conditions

3 km long Danube crossing will route the highway above the Danube River, its floodplain and the adjacent areas. It crosses a special environmental protection site (Natura 2000).

We distinguish 4 section of the Danube crossing:

West approach section

This section bridges the dike and the associated seepage canal on the west river bank and the Jarovecké rameno – sought recreational area.

According to the PA's technical requirements, this structure shall have no more than 5 piers inside the Jarovecké rameno and any pier of the bridge shall comply with a minimum distance to dike and seepage canal (this also applies to the east dike).

Kayak section

Once you cross the Jarovecké rameno, there is a completely isolated canal used for water sports, it is 2 000 m long and 200 m wide.

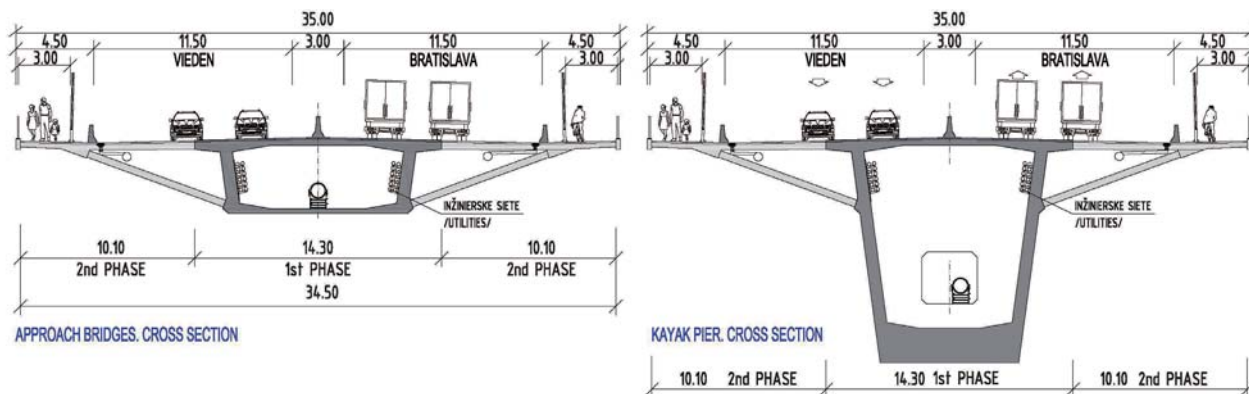
According to the PA's Technical Requirements, the bridge shall avoid any pier in the kayak canal where the horizontal clearance of 200 m and vertical clearance of 4 m is required. This is the most critical requirement.

Danube section

200 m from the west bank of the kayak canal, approx. 300 m wide and 6 m deep Danube main watercourse starts. According to technical requirements, the bridge shall comply with 150 wide and 10 m height navigation clearances at the highest water level scenario for navigation in Danube.

East approach section

There is 325 m long strand of inundation area with thick vegetation between the left bank of the main Danube watercourse and the



Obr. 5 Priechy rez predmostiami a mostom ponad veslársku a kajakársku dráhu (priechy rez nad podporou)

Fig. 5 Cross section of approach bridges and Kayak bridge (pier cross section)

na východnom predmostí, z čoho vyplynulo rozpätie medziľahých polí 70 m.

Posledný úsek s dĺžkou 650 m, už mimo inundačného územia, predstavuje chránené lesné územie v rámci programu Natura 2000. Technické požiadavky VO požadovali premostenie s dostatočnou rezervou od chránenej oblasti.

Požiadavky na šírkové usporiadanie

V súlade s technickými požiadavkami VO v štádiu konečnej ponuky je typický priečny rez definovaný 2 + 2 jazdnými pruhmi a rozšírenými krajnicami umožňujúcimi v prípade nutnosti rozšírenie na 3 + 3 jazdné pruhy. Na jednej strane je chodník pre peších so šírkou 3,0 m, na druhej strane je chodník pre cyklistov.

Uvedené šírkové usporiadanie si vyžaduje minimálne 34,5 m širokú nosnú konštrukciu.

Technické riešenie a zásady projektovania

V štádiu prípravy konečnej ponuky tím inžinierov koncesionára Zero Bypass Bratislava podrobne preskúmal požiadavky a okrajové podmienky pre dunajské súmostie s cieľom vypracovať technicky funkčné a nákladovo optimalizované riešenie. Na dosiahnutie vyššie stanovených cieľov sa prijali tieto koncepcné zásady:

Všeobecný princíp, jednotné riešenie v každom úseku

Cieľom bolo dosiahnuť optimálny návrh so zohľadnením miestnych podmienok a opakovania riešení. Uvedenú optimalizáciu však možno ťažko dosiahnuť, ak je na jednom homogénnom úseku líniovej stavby navrhnutých viac typov mostov a s tým súvisiacich metód realizácie, ktoré si vyžadujú použitie rôznych prostriedkov. Zrejme však bolo, že východné aj západné predmostie na jednej strane a most ponad Dunaj, a most ponad veslársku a kajakársku dráhu na strane druhej predstavujú podobný „návrhový scenár“. Preto sa pri nich uplatnia rovnaké návrhové a optimalizačné prístupy.

Postup výstavby

Časové obmedzenia v stavebnej fáze si vyžiadali budovanie jednotlivých (4) častí dunajského súmostia so samostatnými technologickými prostriedkami. Jednotlivé časti sa budú realizovať súčasne a nezávisle od seba.

left-hand side dike. In a short distance after the dike (225 m), there is the seepage canal and Biskupické rameno (Biskupice river arm), which is crossed by the highway route in a skew direction. According to the PA's technical requirements, it is not possible to place pier in Biskupické rameno. This requirement and restrictions resulting from the adjacent dike and seepage canal influenced the position of piers in the east approach section which resulted in 70 m span of intermediate spans.

The last - 650 m long section, outside the floodplain area is a protected forestall area under declaration Natura 2000. PA's technical requirements required the bridging with sufficient safety margin to the protected area.

Width configuration requirements

In line with the PA's technical requirements, the typical cross section is defined by 2 + 2 traffic lanes with widened shoulders allowing the extension to 3 + 3 traffic lanes in the future, if necessary. There is a 3.0 m wide pedestrian path on one side and cycling path on the other one.

The given width configuration requires at least 34.5 m wide bridge superstructure.

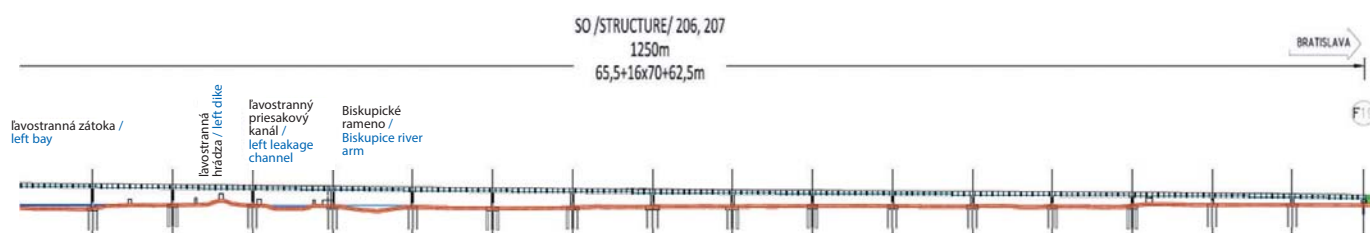
Technical solution, design principles

During the stage of the preparation of the tender, the design team of the Concessionaire, "Zero Bypass Bratislava", thoroughly studied requirements and constraints of the Danube crossing to develop a satisfactory and competitive cost effective proposal to be fully compliant with the requirements of the project.

The main design drivers to achieve this proposal were the following:

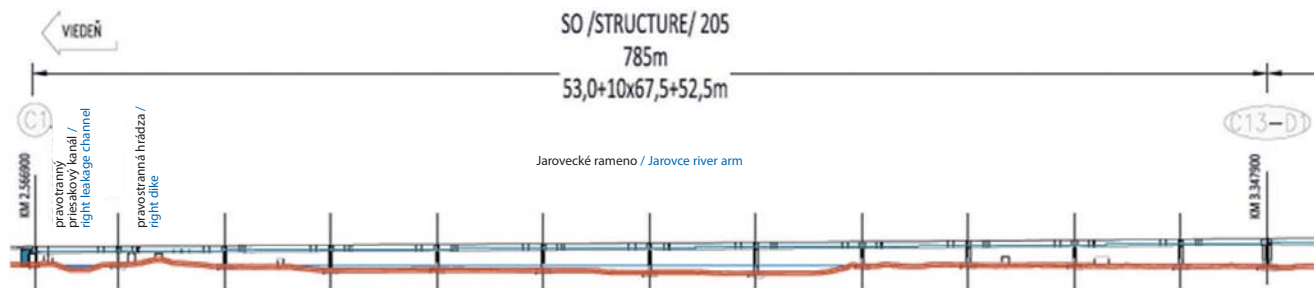
General principle, harmonised solutions in each section

The aim was to achieve the optimal design which would take into consideration the location conditions, and apply it to all sections. However, it is hard to obtain such optimization if within this homogeneous section of the linear construction project, several different bridge types, different construction methods are designed. From that point of view, it was clear that east and west approach in one side, and Danube and Kayak bridge at other side are quite similar "design environment" and therefore, would have similar optimal design outcome.

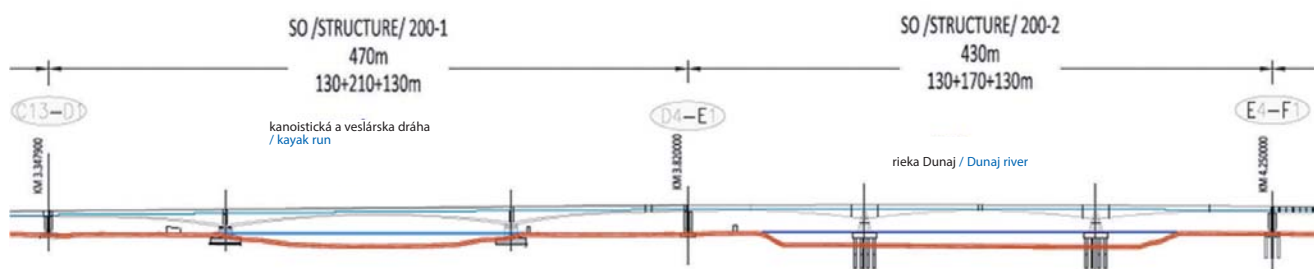


Obr. 6 Východné predmostie

Fig. 6 East approach section



Obr. 7 Západné predmostie
Fig. 7 West approach section



Obr. 8 Hlavné mostné polia – víťazná alternatíva I
Fig. 8 Main-span sections – adopted option 1

Usporiadanie mostných polí

Predmostia

Hlavným princípom pri projektovaní predmostí bolo zjednotiť dĺžku všetkých mostných polí tak, aby sa dosiahla optimálna produktivita výroby.

Po zohľadnení okrajových podmienok a predbežných analýz konštrukcií bolo východné predmostie navrhnuté ako spojité nosník s dĺžkou 1 250 m a s medzilahlými poľami s dĺžkou 70 m (obr. 6).

Na základe rovnakého prístupu sa definoval spojité 10-polový nosník pre západné predmostie s medzilahlými poľami s dĺžkou 67,5 m (obr. 7).

Hlavné mostné polia

Po zohľadnení všetkých obmedzení sa stanovili minimálne dĺžky hlavných mostných polí na 170 a 210 m:

- alternatíva 1: dva mosty, každý po tri polia (130 + 210 + 130 m, resp. 130 + 170 + 130 m),
- alternatíva 2: jeden most s tromi hlavnými poľami a dvomi krajnými poľami (120 + 3 × 220 + 120 m).

Prvá alternatíva uprednostňuje kritérium „minimálnej dĺžky polí“ (ako najrentabilnejšie riešenie pre mostovky), zatiaľ čo druhá alternatíva uprednostňuje „harmonizáciu“ kritérií. Po ich porovnaní a niekoľkých diskusiách sa vybrala alternatíva 1 (obr. 8).

Konštrukčné typy mostov

Použitie dodatočne predpätej betónovej komorovej konštrukcie všade tam, kde je to realizovateľné, sa potvrdilo ako optimálne riešenie z hľadiska nákladov aj trvanlivosti.

Hlavné mosty (úseky kajakárska a veslárska dráha/Dunaj)

Minimálne požadované rozpätie (210 m v kajakárskej a veslárskej dráhe a 170 m v Dunaji) je realizovateľné ako betónová komora budovaná technológiou letmej betonáže.

Predmostia (úseky západ/východ)

Požadované rozpätia pri predmostiach (cca 70 m) sú vhodné na dodatočne predpätú komoru, ktorá je realizovateľná technológiou výsuvnej skruže. Dôležitým faktorom pri rozhodovaní bola aj lokálna stavebná prax a skúsenosti s podobným typom mostov.

Konštrukčné typy priečných rezov

Skúmali sa dve možnosti:

Construction strategy

Due to the time constraint for construction phase in the project, it is foreseen to execute each (4) section of the Danube crossing with separated technological equipment, in an independent and simultaneous execution

Span arrangement

Approach sections

The main driver during the design of the approach bridges was the unification of all spans to the same length to optimize construction productivity.

The review of the constraints and after some preliminary structural assessments, it leads to propose for the east approach section a 1 250 m jointless bridge with straight spans 70 m long (Fig. 6).

Same exercise in west approach leads to a continuous bridge with 10 identical straight spans 67.5 m long (Fig. 7).

Main-span sections

After considering of all constraints, minimum main span lengths were fixed to 170 and 210 m:

- Option 1: 2 bridges, 3 spans each (130 + 210 + 130 m, resp. 130 + 170 + 130 m),
- Option 2: 1 bridge with 3 main spans + 2 side spans (120 + 3 × 220 + 120 m).

The first option prioritized the “minimum span length” criteria (assumed as the most cost efficient solution for bridge decks) while the second one prioritizes “harmonization” criteria. After their comparisons and after some discussions, option 1 was adopted (Fig. 8).

Structural type of bridges

The use of post-tensioned concrete box girder, in all sections where feasible, was confirmed as the optimal outcome from cost and durability point of view.

Main bridges (kayak/Danube section)

The minimum required span length (210 m in kayak and 170 m in Danube) are compatible with the bridge type of “in situ” concrete box girder built in balance cantilevered method.

Approaches (west/east sections)

The required span lengths for the approaches (approx. 70 m) suits well with a PT box girder that could be in principle constructed with



Obr. 9 Most cez Dunaj
Fig. 9 Danube bridge

- dva paralelné a oddelené komorové mosty,
- jeden most so šírkou 35 m.

Prvá alternatíva si vyžaduje dvojnásobné množstvo technologických zariadení a je pri nej reálne riziko možných kolízií pri výstavbe druhej mostovky. Druhá alternatíva si vyžaduje dvojfázovú výstavbu – najskôr sa musí postaviť jadro prierezu komory a potom sa dokončí druhá fáza prierezu (konzoly). Konzoly sú podopreté na jadre betónovej komory pomocou diagonálnych vzpier. Vybrala sa táto možnosť (jedna mostovka), pretože konštrukcia je sústredená na jednom prvku, je najefektívnejšia z hľadiska stavby. Z estetických dôvodov sa pri predmostiach a hlavných poliach zjednotila geometria priečného rezu a ostatné detaily (tvar a rozstupy vzpier).

Dunajské súmostie, opis prijatého riešenia

Navrhované súmostie prevedie štyri pruhy diaľnice a trasy pre chodcov a cyklistov ponad Dunaj a príslušné územie s vodnými plochami. Tomu zodpovedá aj typická šírka mosta 35 m. Zároveň bude súmostie prevádzať vodovodné potrubie a veľké množstvo ďalších inžinierskych sietí. Na celom súmostí je na oboch stranách navrhnutá zábrana proti preletu vtákov. Geometria priečného rezu všetkými mostmi je navrhnutá tak, aby vyhovovala požadovaným priestorovým nárokom a zároveň, aby mosty navzájom tvarovo korešpondovali. Všetky štyri mosty sú rozdelené do dvoch skupín s podobnými vlastnosťami:

Predmostia (západné a východné)

Západné predmostie vedie diaľnicu D4 ponad západný priesakový kanál, hrádzu a Jarovecké rameno. Predpätá komora mosta má konštantnú výšku 4,3 m, dvanásť polí ($53,0 + 10 \times 67,5 + 52,5$ m) a celkovú dĺžku 786,9 m. Východné predmostie vedie diaľnicu D4 ponad východnú hrádzu rieky Dunaj, priesakový kanál a Biskupické rameno. Predpätá komora mosta má konštantnú výšku 4,3 m, osemnásť polí ($67,5 + 16 \times 70,0 + 65,0$ m) a celkovú dĺžku 1 251,5 m.

Obe predmostia sa pozdĺžne predpínajú v dvoch fázach, v ďalšej fáze sa predpínajú aj priečne. V každej fáze pozdĺžneho predpínania sa počíta s ôsmimi predpínacími káblami zostavenými z tridsaťjeden lán.

V prvej fáze sa bude budovať jadro nosnej konštrukcie (komora s krátkymi konzolami) technológiou výsuvnej skruže po jednotlivých poliach. V tejto fáze výstavby sa bude predpínať prvá časť pozdĺžnych predpínacích káblov. Výstavba jadra nosnej konštrukcie je navrhnutá systémom pole – konzola.

V druhej fáze sa vybudujú konzolové dosky. Rozmiestnia sa prefabrikované tyčové vzpery, prebehne betonáž konzol hornej dosky na betonárskych vozíkoch a dobuduje sa nosná konštrukcia v celej šírke. Táto fáza zahŕňa priečne predpínanie hornej dosky nosnej konštrukcie a predopnutie druhej časti pozdĺžnej predpínacej výstuže, ktorá zároveň zabezpečí elimináciu ťahových napätí v konzolách.

Most západného predmostia tvorí jedna opora, jedenásť medziľahlých pilierov a jeden pilier, ktorý je spoločný s príslušným mostom. Pevné uloženie je v pozdĺžnom smere navrhnuté na troch pilieroch, v priečnom smere na každom pilieri.

Nosnú konštrukciu východného predmostia tvorí jeden pilier, ktorý je spoločný s príslušným mostom, sedemnášť medziľahlých pilierov a jedna opora. Pevné uloženie je v pozdĺžnom smere navrhnuté na štyroch pilieroch, v priečnom smere na každom pilieri.

Piliere sú navrhnuté vo forme dvojice hydraulicky vhodných stĺpov prepojených stenou k ich základu. Vrchná časť tejto steny je pri všetkých mostoch rovnaká. Základy sú postavené na pilótach s priemerom 1,2 m.

methodology of movable scaffolding system (MSS) construction. The important factor in decision-making was also local construction practice and experience with the similar type of bridges.

Structural type of cross sections

Two options were studied:

- 2 parallel and separated box girder bridges,
- 1 single bridge with 35 m platform wide.

The first option requires twice a double amount of technological equipment and there is a real risk of potential clashes in median during the construction of the second deck. The second option requires an "evolutive" (two-phase) construction; first to be built the core section of the box girder and afterwards the second stage of transverse cantilevers (overhangs) is completed. The overhangs are supported on the core box girder by means of diagonal struts. This option (1 evolutive deck) was selected because as the structure is concentrated in one single element is the most effective for Construction. Finally, for aesthetical purposes, the geometry of cross section and associated details (as struts spacing and shape) has been harmonized between the approaches and main spans.

Danube crossing, description of the solution adopted

The Danube crossing comprises 4 highway lanes and pedestrian and cyclist footways, water pipe, and other utilities across the Danube floodplain and adjacent area with corresponding typical width of 35 m. Along the entire crossing, a bird barrier is proposed on both sides. The cross-section geometry of all bridges meets the required space requirements and the shape of bridges corresponds to each other. The 4 bridges can be grouped in 2 types with similar characteristics:

Approaches (west and east)

The west approach bridge carries the D4 motorway over the west seepage channel, dike and the Jarovecké rameno. The bridge is a single box continuous girder, 4.3 m constant deep, with 12 spans ($53.0 + 10 \times 67.5 + 52.5$ m) and total length of 786.9 m. The east approach bridge carries the D4 motorway over the Danube east dike, seepage channel and the Biskupické rameno. The pre-stressed box continuous girder has 4.3 m constant depth, with 18 spans ($67.5 + 16 \times 70.0 + 65.0$ m) and total length of 1251.5 m.

Both approach bridges are also pre-stressed both in the longitudinal (2 phases) and transversal direction. Each longitudinal PT phase comprises 8 pieces of 31-cable tendons.

In the first phase, the core of the superstructure (box with short overhangs) is built by the MSS technology. At this stage of the construction, the first part of the longitudinal tendons is pre-stressed in each individual span. The construction of the superstructure core is designed by the span-console system.

In the second phase, the overhangs are built. The precast struts are erected and the concreting of the overhangs is executed onto a wing traveller to complete the whole width. This phase comprises pre-stressing of top slab transversal tendons and the second phase of longitudinal tendons, which prevent tension stresses in the overhangs.

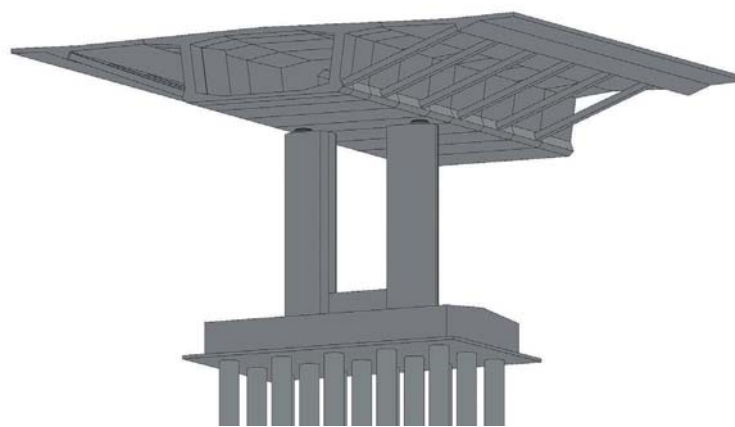
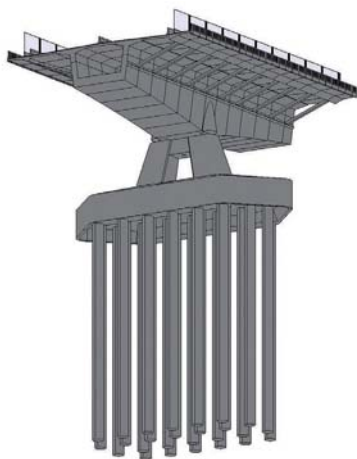
The west approach bridge consists of 1 abutment, 11 intermediate piers and 1 shared pier with adjacent bridge. The deck is fixed longitudinally only to 3 central piers, while is transversally fixed to all supporting lines.

The east approach bridge substructure consists of 1 shared pier with adjacent bridge, 17 intermediate piers and 1 abutment. The deck is fixed longitudinally only to 4 central piers, while is transversally fixed to all supporting lines.

Piers are designed as a pair of hydraulically-suitable column shafts interconnected by a wall at their base. The top elevation of this wall is the same for all bridges. The substructure is founded deeply on 1.20 m large-diameter piles.

Main bridges (Kayak bridge and Danube bridge)

The Kayak bridge carries the D4 motorway over kayak channel. The bridge is a single box continuous girder with 3 spans ($130 + 210 +$



Obr. 10 Dunajské súmostie, náčrt 3D modelu pilierov
Fig. 10 Danube crossing, draft 3D model of piers

Hlavné mosty (Most Kajak a Most Dunaj)

Most Kajak vedie diaľnicu D4 ponad kajakársku a veslársku dráhu. Most má komorový prierez, tri polia (130 + 210 + 130 m) a celkovú dĺžku 468,0 m. Výška komory sa po dĺžke mení od 4,3 m (stred rozpätia) do 13,0 m (nad pilierom). Most je postavený metódou letmej betónáže z hlavných pilierov.

Dunajský most vedie diaľnicu D4 ponad rieku Dunaj. Je to jednodukový most s rozpätím mostných polí 130,0 + 170,0 + 130,0 m a s celkovou dĺžkou 430 m. Výška komory sa pohybuje od 4,3 m (krajné polia a stred hlavného poľa) do 10 m (nad pilierom).

Most je postavený metódou letmej betónáže z hlavných pilierov.

Komora hlavných mostov je zložená z dvoch zárodokov s lamelami budovanými symetricky na os piliera. Stabilita je zabezpečená dočasným pilierom. Nesymetrické úseky mostovky v krajných poliach sa realizujú z podpernej skruže.

Následne sa osadia prefabrikované vzpery na oboch stranách komory a betónujú sa priečne konzoly dosky mostovky (2. štádium). Po dobetónovaní sa realizuje priečne predpätie hornej dosky. V poslednom štádiu sa most predopne predpínacími káblami spojitosti (3. štádium pozdĺžneho predpínania).

Spodná stavba mosta pozostáva z dvoch krajných pilierov, ktoré sú spoločné s príslušnými mostmi, a z dvoch stredových pilierov. Stredové piliere pozostávajú z dvojice naklonených driekov kotvených do základového bloku. Vrch driekov piliera je priečne spojený s priečnikom s výškou 2,5 m a spolu tvoria rám. Pohybom v pozdĺžnom smere zamedzuje jeden pilier navrhnutý s pevným ložiskom.

Závery

PPP D4R7 je zložitý a náročný projekt. S ohľadom na „otvorený tender“, z ktorého vyplynuli zmeny takmer všetkých stavebných objektov, vznikla zvláštna situácia, keď súčasne prebiehajú projektové aktivity na rôznych stupňoch projektovej dokumentácie – podklady na posúdenie zmien v rámci procesu EIA (zmena navrhovanej činnosti), spracovanie dokumentácie pre potrebu zmeny existujúcich stavebných povolení (DZSD), realizačná a výrobná-technická dokumentácia (DRS, VTD) –, zároveň prebieha povoľovací proces v zmysle legislatívy a kde je to už legislatívne možné, aj realizácia stavby.

Technické riešenia všetkých stavebných objektov a ich detailov veľmi podrobne analyzovali početné skupiny odborníkov. Pri návrhu na Slovensku dosiaľ nepoužitých alebo menej známych riešení spolupracuje množstvo inžinierov pod vedením projektového oddelenia D4R7 Construction, s. r. o., a projektového tímu spoločnosti DOPRAVOPROJEKT, a. s. Na posúdenie týchto návrhov boli prizvaní špičkoví odborníci zo slovenských univerzít a výskumných ústavov. Okrem toho materské spoločnosti členov zhotoviteľského konzorcia zapojili svoje odborné kapacity, ktoré samostatne alebo spolu so slovenskými expertmi potvrdzujú návrh a efektívnosť predkladaných riešení. Najmä trojkilometrové dunajské súmostie je výnimočné stavebné dielo, a to v celom procese svojho vzniku a aj po dokončení.

130 m) and a total length of 468.0 m. The depth of the box varies from 4.3 m (lateral spans and middle of main span) to 13.0 m (over pier). The construction methodology is balance cantilevered from main piers.

The Danube bridge carries the D4 motorway over the Danube river. The bridge is a single box continuous girder with 3 spans (130.0 + 170.0 + 130.0 m) and total length of 430.0 m. The depth section varies from 4.3 m (lateral spans and middle of main span) to 10.0 m (at main piers). The construction methodology is balance cantilevered from main piers.

The girder core box (1. stage) is constructed from two starting segments (hammerheads) by individual segments symmetrically erected to pier axis. Stability is guaranteed by a temporary pier. The unbalanced deck sections at lateral spans is executed on temporary scaffolding.

Afterwards, precast struts are erected at both sides of box girder and the transverse cantilevers of deck slab are concreted (2. stage). After concreting, the top slab is transversely prestressed. In the last stage, the complete section is longitudinally post-tensioned by tendons conducted within the top and the bottom slab of box section core (3. stage of longitudinal prestressing).

The substructure comprises two lateral piers shared with adjacent bridges and two intermediate main piers. Main piers consist of a pair inclined piers shafts embedded in the foundation block. The top of the pier shafts are transversely connected with a crossbeam 2.50 m deep, creating a frame. The movement in longitudinal direction is prevented by 1 pier designed with fixed bearing.

Conclusions

PPP D4R7 is a complex and demanding project. With regard to the „open tender“, from which the changes of almost all building objects have resulted, a special situation occurred, when project activities on different stages of design documentation – documents for assessment of changes within the process EIA (Change of proposed activity), processing of documentation for the need of change of existing building permits (DCCC), detailed design and production-technical documentation (DD, PTD) – are at the same time ongoing, permitting procedure in line with the legislation is ongoing and at the same time also execution of the construction, where legislatively feasible.

Technical solutions of all building objects and their details have been analysed in a detail by numerous groups of experts. Many engineers led by the design department of D4R7 Construction, s. r. o. and design team of the company DOPRAVOPROJEKT, a. s. are cooperating when designing solutions, which have not been so far used in Slovakia or less-known solutions. Top experts from Slovak universities and research institutes were invited to review such designs. Apart from that parent companies of the members of contractor joint venture engaged their expert capacities, which independently or together with the Slovak experts confirm the design and effectiveness of the submitted solutions. Particularly, the 3-km long Danube crossing is and will be an exceptional construction work since its construction and also after its completion.

**It is not only about construction,
it is about building your future**

www.d4r7.com



Projektovanie a výstavba Obchvatu Bratislavy D4/R7 v celkovej dĺžke viac ako 59 km, ktorá zahŕňa okrem iného nový most cez rieku Dunaj, nový viadukt na úrovni Slovnaftu, 14 križovatiek, 116 mostných konštrukcií a vyše 1000 stavebných objektov realizuje konzorcium D4R7 Construction s.r.o., ktoré tvoria medzinárodné spoločnosti Ferrovial Agroman a PORR AG. Aktuálne jeden z najväčších infraštruktúrnych PPP projektov v Európe, ktorý je na začiatku svojej výstavby, získal prestížne ocenenie Partnership Awards udeľované magazínom Project Finance International (PFI), v kategórii "Najlepšia európska PPP transakcia roka".

The design and construction of Bratislava Bypass D4/R7, with total length exceeding 59 km, inter alia including new bridge over Danube, new flyover in Slovnaft location, 14 interchanges, 116 bridge objects, and more than 1000 building objects, is carried out by construction joint venture D4R7 Construction s.r.o. representing international companies Ferrovial Agroman and PORR AG. Currently one of the largest PPP infrastructure projects in Europe has been recognised with the European PPP Deal of the Year prize awarded by the magazine Project Finance International (PFI).

V stavebníctve sme doma. Po celom svete

CRH patrí medzi svetových lídrov v oblasti stavebných materiálov, v súčasnosti je druhou najväčšou spoločnosťou na svete. Táto diverzifikovaná medzinárodná skupina sídli v Írsku a zamestnáva viac ako 85 000 ľudí vo viac ako 3 600 prevádzkach v 32 krajinách. Jednou z nich je aj Slovensko. CRH vyrába a distribuuje rôznorodú škálu stavebných materiálov a produktov spolu s poskytovaním služieb: od výroby základných stavebných materiálov a stavebných prvkov cez výroby s pridanou hodnotou a logistické služby až po konštrukčné a rekonštrukčné služby. Produkty CRH sa používajú na novú výstavbu, ale aj na opravy a rekonštrukcie v rezidenčných, nebytových aj infraštruktúrnych projektoch. Za takmer 50 rokov svojej existencie sa skupina CRH podpísala pod veľké množstvo rôznych stavieb, od malých „hobby“ projektov až po diela celosvetového významu. Radi by sme vám predstavili aspoň niektoré z nich.



Queensferry Crossing



Tunel Gottard



Diaľnica E18, Fínsko



Infraštruktúra pre Jaguar Land Rover, SK



Most Lövö



George Washington Bridge



Rehbergerov most

Most Queensferry Crossing, Škótsko

Queensferry Crossing je cestný most neďaleko Edinburghu, jeho výstavba sa začala v septembri 2011 a do prevádzky ho slávnostne uviedla kráľovná Alžbeta II. v roku 2017. Je tretím mostom postaveným v ústí zálivu Firth of Forth (prvým bol železničný Forth Railway Bridge a druhým bol cestný most Forth Road Bridge). Celková dĺžka zaveseného mosta je 2 700 m. Výška troch pylónov je 207 m a maximálna vzdialenosť medzi nimi 650 m. Na stavbu mosta bolo použitých 150 000 t betónu a oceľ na mostovku váži 35 000 ton. Zo skupiny CRH patrila medzi dodávateľov výrobkov z nehrdzavejúcej ocele na stavbu mosta spoločnosť Ancon.

Diaľnica 25, mostná konštrukcia, Kanada, oblasť Greater Montréal

Spoločnosť CRH Kanada sa podieľa na výstavbe diaľnic v Kanade, napr. aj na výstavbe mostov pre diaľnicu 25.

Rehbergerov most, Nemecko

Rehbergerov most, tiež známy ako Slinky Springs to Fame, sa rozprestiera na kanáli Rýn-Herne v nemeckom Oberhausene. Skladá sa z 496 špirálových krúžkov, každý s priemerom 5 m, postavených 10 m nad kanálom s celkovou dĺžkou 406 m. Spoločnosť HALFEN navrhla a vyrobila riešenie pozostávajúce zo zúbkovaných oceľových kanálov na

pripojenie zábradlia k hornej časti betónovej dosky a špirály pod doskou ako súčasťou toho istého prvku.

Most Lövö, Fínsko

Spoločnosť Rudus dodala viac ako 3 000 m³ mrazuvzdorného betónu pre 473 m dlhý most Lövö. Tento most nahradil trajektové spojenie v tejto malebnej lokalite v súostroví Kemiö vo Fínsku.

Tunel Gottard, Švajčiarsko

Tunel Gottard je s dĺžkou 57 km je to najdlhší železničný/cestný tunel na svete. V projekte sú dva samostatné tunely obsahujúce jednu trať. Tunel bol slávnostne otvorený v roku 2016.

Koskenkylä, časť diaľnice E18, Fínsko

Premena cesty E18 na diaľnicu je jedným z najrozsiahlejších projektov cestnej premávky vo Fínsku. Časť Koskenkylä s rozlohou 53 km má šesť križovatiek a 68 nových mostov. Dodávateľom 150 000 m³ betónu a betónových výrobkov bola spoločnosť Rudus.

Most Haven Avenue pri Los Angeles, Kalifornia

Spoločnosť skupiny CRH, Oldcastle Precast, vyrobila špeciálne predpäté betónové nosníky pre mesto Rancho Cucamonga pri Los Angeles v Kalifornii. Most má dva nosníky vy-

soké 33 stôp a 52 stôp, ktoré spolu nesú dve železničné trate nad Haven Avenue.

Most Georgea Washingtona, New York

Zamestnanci spoločnosti Tilcon pracovali na ikonickom moste George Washington Bridge v New Yorku. Projekt zahŕňal demontáž a výmenu mostoviek s použitím cca 2 000 t špeciálnej asfaltovej zmesi.

Projekt na Slovensku

Vďaka svojim dvom cementárňam v Rohožníku a v Turni nad Bodvou, sieti osemnástich betonární, troch štrkovní a štyroch kameňolomov je spoločnosť CRH (Slovensko) a.s. významným dodávateľom stavebných materiálov pre biely cement nielen na Slovensku, ale aj v širšom regióne (Maďarsko, Rakúsko, tiež iné krajiny EÚ). Aktuálne sa svojimi dodávkami podieľame na mnohých významných stavbách, za ktoré spomenieme napr. výstavbu diaľnice D1 Hubová – Ivachnová či infraštruktúru pre závod Jaguar Land Rover v Nitre.

Cieľom strategickej vízie spoločnosti CRH je byť najvýznamnejším dodávateľom stavebných materiálov na svete. Trvalá udržateľnosť a spoločenská zodpovednosť podnikov sú pritom neoddeliteľnou súčasťou celkovej stratégie a rozvoja spoločnosti CRH.

www.crh.com, www.crh.slovakia.com



CRH

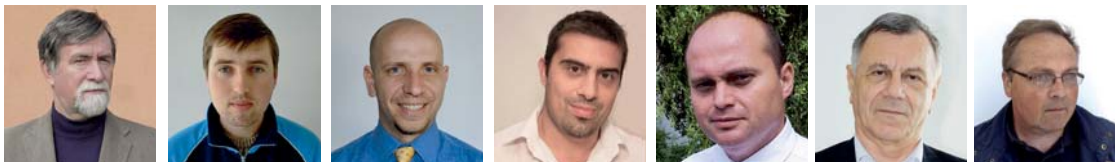
Stavajte na stabilitu. S betónom od silného partnera.

Celosvetovo aj lokálne patríme medzi lídrov v oblasti stavebných materiálov. Na Slovensku vyrábame aj kvalitné betóny z vlastných certifikovaných surovín. Široká sieť betonární nám umožňuje dodávať betón na rôzne stavby vrátane veľkých infraštruktúrnych projektov. Máme dlhoročné skúsenosti a v našich referenciách nájdete významné diela slovenského stavebníctva. **V betónoch sa vyznáme. Sme CRH.**

www.crhslovakia.com | www.crhbeton.sk



Milan Chandoga – Jozef
 Ďugel – Andrej Pritula –
 Peter Paulík – Ladislav
 Čerňanský – Ľubomír
 Hrnčiar – Jaroslav Motlík



Inovácia mostných prefabrikátov firmy VÁHOSTAV-SK

Innovation of precast concrete bridge elements by VÁHOSTAV-SK

V príspevku je zhrnutá viac ako osemročná projekčno-vývojová práca tímu autorov zameraná na inováciu produkcie mostných prefabrikátov v spoločnosti Váhostav-SK-Prefa, s. r. o. Výsledkom tejto práce je realizačná dokumentácia – katalógy pokrývajúce široký sortiment predpätých prefabrikátov s výrobnými dĺžkami od 9 do 42 m. Ostatné štyri roky sa vývojové práce orientovali na znižovanie ekonomickej náročnosti a prácnosti firmy pri výstavbe mostov z týchto prefabrikátov. Ako príklad možno uviesť vývoj vláknobetónových debniacich dosiek s výstužou GFRP, redukciu počtu prefabrikátov v priečnom reze mostom, certifikáciu 5-lanového kotevného systému PROJSTAR CH-5, ktorý nahrádza 4-lanový a pod.

Spoločnosť Váhostav-SK-Prefa, s. r. o., bola založená v roku 2001 ako dcérska spoločnosť firmy Váhostav-SK, a. s. Výroba betónových a železobetónových prefabrikátov i transport betónu v prevádzke v Hornom Hričove má však dlhoročnú tradíciu, ktorá siaha až do roku 1964.

Od roku 2014 sa realizuje vo firme Váhostav-SK, a. s., projekt inovácie mostných prefabrikátov VPH-PTMN 2010, ktorý pokračuje aj v tomto roku. V rámci tohto projektu sa postupne riešili tieto úlohy:

- aplikácia VHB pri vybraných typoch mostných prefabrikátov (2014 – 2015) [3],
- prefabrikáty so zníženou výškou (2016 – 2017) [4],
- redukcia počtu prefabrikátov v priečnom reze mostom (2017 – 2018) [5],
- debniace dosky s GFRP výstužou na dĺžky 40 – 180 cm (2016 – 2018) [6].

Nosníky typového radu VPH-PTMN 2010 [2]

V roku 2010 bol uvedený do výroby nový typový rad mostných nosníkov VPH-PTMN 2010 [3]. Aby sa minimalizovali náklady na úpravu oceľových foriem, rešpektoval sa pri návrhu nových nosníkov tvar dolnej príruby dodatočne prepínaných nosníkov MDP38, ktoré sa vyrábali v Prefe od roku 2008 [1].

Katalógy nosníkov VPH-PTMN 2010 pokrývajú prefabrikáty s dĺžkou 18 – 42 m a sú rozdelené do typov podľa ich výrobnéj výšky (obr. 1):

- Katalóg I-nosníkov s dĺžkami 18 – 21 – 24 m a s výškou 1,2 m (vopred predpätých),
- Katalóg I-nosníkov s dĺžkami 27 – 30 – 32 m a s výškou 1,4 m (variant vopred, resp. vopred/dodatočne predpätých),
- Katalóg I-nosníkov s dĺžkou 38 m a s výškou 1,9 m (dodatočne predpätých segmentových),
- Katalóg I-nosníkov s dĺžkou 42 m a s výškou 2,1 m (dodatočne predpätých segmentových).

The article summarizes more than 8 years of design-development team work of the authors, aimed at innovation in precast bridge elements production at VÁHOSTAV-SK-PREFA, s. r. o. The result of this work is the construction documentation - catalogues, covering a wide range of pre-stressed precast elements with production lengths of 9-42m. For the last 4 years, the development work has focused on reducing the economic and production complexity in erecting bridges from the precast elements. To provide an example: development of fibre reinforced concrete formwork panels with GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer); reduction of the number of precast elements in a cross section of a bridge; certification of the 5-cable anchor system PROJSTAR CH-5, replacing the 4-cable one, etc.

VÁHOSTAV-SK-PREFA, s. r. o. was established in 2001 as a branch company of VÁHOSTAV-SK, a. s. Nonetheless, the production of concrete/reinforced concrete precast elements as well as the transport of concrete in Horný Hričov has had a long tradition dating back to 1964.

Since 2014 VÁHOSTAV-SK, a. s. is developing an innovative design of the precast bridge elements type VPH-PTMN 2010, which continues also this year. Within this project the following tasks have been gradually solved:

- application of the high-performance concrete (HPC) for the selected types of bridge precast elements (in years 2014-15) [3],
- precast elements with reduced height (in years 2016-17) [4],
- reduced number of precast elements in the cross section of the bridge (in years 2017- 2018) [5],
- formwork panels with GFRP reinforcement for lengths of 40-180 cm (in years 2016 -2018) [6].

VPH-PTMN 2010 beams [2]

In the year of 2010, production of a new type series of bridge beams VPH-PTMN 2010 [3] has commenced. In order to minimise the costs of modifying steel moulds, design of the new beams maintained the bottom flange of the post-tensioned beams MDP38, which were being produced in the precast factory since 2008 [1].

Catalogues of beams VPH-PTMN 2010 contain precast elements of length 18-42 m, divided into types according to their production height (Fig. 1):

- Catalogue of I-shaped beams of length 18-21-24 m with height of 1.2 m (pre-tensioned),
- Catalogue of I-shaped beams of length 27-30-32 m with height of 1.4 m (alternative pre-tensioned or pre-tensioned/post-tensioned),
- Catalogue of I-shaped beams of length 38 m with height of 1.9 m (post-tensioned, segmental),

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR-PK, s. r. o., Nad ostrovom 2, 84104 Bratislava, tel.: +421 903 722252, e-mail: projstar@projstar.sk

Ing. Jozef Ďugel, Váhostav-SK-Prefa, s. r. o., Horný Hričov 234, 01342 H. Hričov, e-mail: info@vph.sk

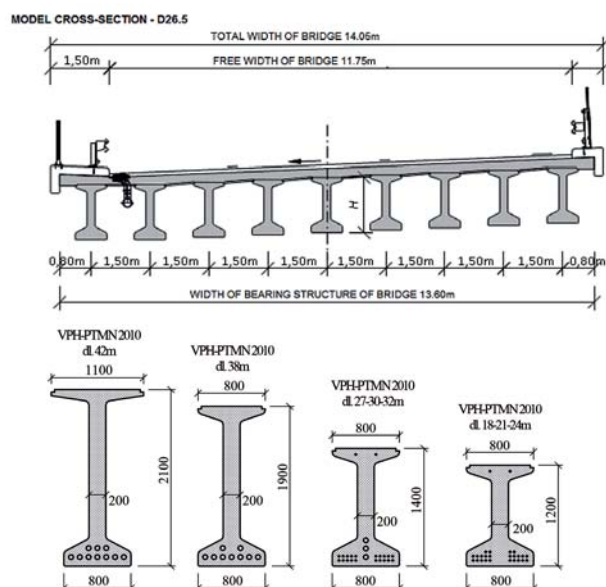
Ing. Andrej Pritula, PhD., CS&B, s. r. o., Nejedlého 11, 84102 Bratislava, e-mail: andrej.pritula@gmail.com

doc. Ing. Peter Paulík PhD., ProPonti, s. r. o., Pomlejská 60/A, 93101 Šamorín, tel.: +421 903 585663, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

Ing. Ladislav Čerňanský, Váhostav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava 3, e-mail: ladislav.cernansky@vahostav-sk.sk

Ing. Ľubomír Hrnčiar, Váhostav-SK, a. s., Priemyselná 6, 821 09 Bratislava 3, e-mail: lubomir.hrnciar@vahostav-sk.sk

Ing. Jaroslav Motlík, Váhostav-SK-Prefa, s. r. o., Horný Hričov 234, 01342 H. Hričov, e-mail: info@vph.sk



Obr. 1 Nosníky VPH-PTMN 2010 na dĺžky 24 – 32 – 38 – 42 m

Fig. 1 Beams VPH-PTMN 2010 for lengths of 24, 32, 38 and 42 m

Nosníky typového radu VPH-PTMN 2010 z VHB [3]

V rámci úlohy „Aplikácia VHB pri výrobe mostných prefabrikátov“ sa primárne riešil problém vhodnej receptúry betónovej zmesi a jej spracovania vo formách na výrobu I-nosníkov VPH-PTMN 2010 s výškou 1,4 m. Počas štandardnej výroby nosníkov sa vo forme vybetónovali aj segmenty z VHB s dĺžkou 1,0 m z betónu C80/95 podľa receptúry č. R10/Váh. Pri počiatočných skúškach betónovej zmesi sa dosiahli priemerné hodnoty pevnosti a modulu pružnosti 48,5 MPa/31,5 GPa po dvoch dňoch a 94,0 MPa/42,0 GPa po 28 dňoch.

Segmenty obsahovali identickú výstuž a rúrky káblových kanálikov ako vo vyrábanom nosníku. Touto skúškou sa overovala kvalita povrchu nosníka (dutínovosť) pri štandardnom postupe ukladania betónovej zmesi a jej zhutňovania systémom príložitých vibrátorov osadených na existujúcej forme. Výsledky tejto práce boli publikované v [2]. Staticko-ekonomická analýza na nosníkoch s dĺžkou 32 m, doplnená o nosníky s dĺžkou 42 m (pri riešení úlohy pozri ďalej), preukázala, že úspory vyplývajúce z redukcie počtu nosníkov v priečnom reze mostom (cca o 1 až 2 ks) vrátane ich transportu a montáže neprevyšujú výrazne náklady na výrobu VHB betónu.

Nosníky typového radu VPH-PTMN 2016 [4]

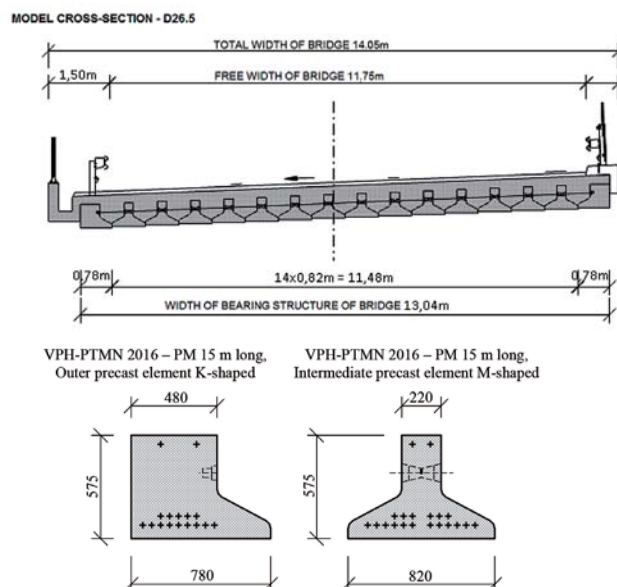
Typový rad nosníkov VPH-PTMN 2016 bol vypracovaný s cieľom doplniť sortiment vopred predpätých nosníkov na krátke rozpätia a pre výškovo obmedzené prekážky.

V sortimente nosníkov z roku 2010 chýbal sortiment mostných prefabrikátov na krátke rozpätia 9 až 15 m. Pri týchto rozpätiach možno použiť atypické nosníky v tvare obráteného T spriahnuté s monolitickou železobetónovou doskou. Na návrh riešiteľa sa táto kategória nosníkov doplnila o systém tzv. doskovej konštrukcie zostavenej z vopred predpätých nosníkov v tvare obráteného T, ktoré sa po doplnení spriahajúcej výstuže zabetónujú in situ bez použitia podperného debnenia (obr. 2). Toto riešenie umožňuje realizovať malé mosty veľmi rýchlo a mimoriadne ekonomicky. Základné typy prefabrikátov spolu s dobetónovanou železobetónovou doskou sú uvedené v tomto katalógu:

- Katalóg nosníkov v tvare obráteného T s dĺžkami 11, 13, 15 m (VPH-PTMN 2016-PM) pre doskové mosty.

Pre mosty na križeniach dopravných komunikácií, kde sú limitované výšky prejazdovým gabaritom (zdola) a niveletou komunikácie (zhora), bolo potrebné vypracovať katalógy s minimalizovanou výškou nosnej konštrukcie pre rozpätia 18 až 32 m (obr. 3):

- Katalóg nosníkov v tvare obráteného T s dĺžkami 18, 21, 24 m so zníženou výškou 1,0 m (VPH-PTMN 2016-T),



Obr. 2 Nosníky VPH-PTMN 2016-PM na dĺžku 15 m

Fig. 2 Beams VPH-PTMN 2016 – PM for the length of 15 m

- Catalogue of I-shaped beams of length 42 m with height of 2.1 m (post-tensioned, segmental).

Beams type VPH-PTMN 2010 made of high-performance concrete (HPC) [3]

In the scope of the task „Application of the high-performance concrete for the production of bridge precast elements“, the primarily addressed problem was a suitable concrete mixing ratios and its processing in moulds for the I-shaped beams VPH-PTMN 2010, with the height of 1.4 m. During the standards production of beams, the high-performance concrete was also used to precast segments with the length of 1.0 m from concrete type C80/95 according to the mixing formula no.R10/Váh.

The initial tests of the concrete mixture carried out after two days showed an average rates of strength and the modulus of elasticity 48.5 MPa/31.5 GPa. The tests taken after 28 days indicated the values of 94.0 MPa/42.0 GPa.

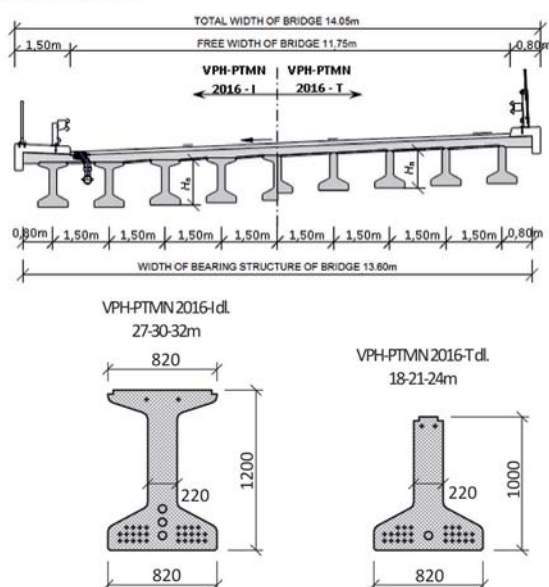
In segments were fitted with identical reinforcement and tendon duct pipes as in the beam produced. By this test, we verified the quality of the beam surface (cavities) in the standard method of pouring the concrete mixture and its compaction with the system of the surface vibrators attached to the existing mould. The results of this work were published in [2]. Static-economic analysis made on 32 m long beams and later supplemented with 42 m long beams (to solve the task below) showed that the savings resulting from the reduction in the number of beams in the cross section of the bridge (approx. by 1-2 pcs), their transport and assembly do not significantly exceed the production costs of high-performance concrete.

Beams type VPH-PTMN 2016 [4]

The type of beams VPH-PTMN 2016 has been developed to complement the assortment of pre-tensioned beams for short bridge spans and height-restricted obstacles. The assortment of beams from 2010 was lacking a range of bridge precast elements for short bridge spans of 9 to 15 m. For these spans an inverted T-shape beams coupled with a monolithic reinforced concrete slab can be used. At the suggestion of the researcher, this category of beams was supplemented with a so-called „slab structure made of pre-tensioned inverted T-shaped beams, which are, after replenishing the composite reinforcement, cast in situ without the use of supporting formwork (Fig. 2). This solution makes it possible to make small bridges very fast and economically-efficient. The basic types of the precast elements together with the additionally cast-in-situ reinforced concrete slab are listed in the catalogue:

- Catalogue of beams of an inverted T-shape with the lengths of 11, 13 and 15 m (VPH-PTMN 2016 - PM) for slab bridges.

MODEL CROSS-SECTION - D26.5



Obr. 3 Nosníky VPH-PTMN 2016-I a VPH-PTMN 2016-T na dĺžky 18 až 32 m

Fig. 3 Beams VPH-PTMN 2016-I and VPH-PTMN 2016-T for the lengths 18 to 32 m

- Katalóg I-nosníkov s dĺžkami 27 – 30 – 32 m so zníženou výškou 1,2 m (VPH-PTMN 2016-I).

Túto úlohu sme sa rozhodli riešiť znížením výšky typových I-nosníkov VPH-PTMN 2010 o 200 mm (obr. 3). Pri nosníkoch s dĺžkou 18 – 24 m a výškou 1,0 m bolo potrebné vynechať hornú prírubu a použiť nosníky v tvare obráteného T.

Nosníky typového radu VPH-PTMN 2018 [5]

V rámci optimalizácie nákladov na výstavbu mostov sa realizovala vývojová úloha „Redukcia počtu prefabrikátov v priečnom reze mostom“. Úspešnosť riešenia tejto úlohy je spätá s vývojovou úlohou „Vláknobetónové debniace dosky s výstužou GFRP“. Sortiment debniacich dosiek prešiel výrobnými a certifikačnými skúškami a pokrýva rozpätia od 500 do 1 800 mm. Paralelne so statickou analýzou prebehla aj ekonomická, zahrnujúca materiálové, dopravné a montážne náklady. Zo statickej analýzy vyplynula možnosť redukcie počtu nosníkov z 9 na 7 ks pri prostých poliach a na 6 ks pri spojitých poliach mostov na komunikáciách D26.5. Pri komunikáciách C7.5 bude priečny rez mostom zostavený z piatich, resp. štyroch kusov prefabrikátov. Vypracovali sa tieto katalógy:

- Katalóg I-nosníkov s dĺžkou 38 m a s výškou 1,95 m (prosté polia – spojitá polia),
- Katalóg I-nosníkov s dĺžkou 42 m a s výškou 2,15 m (prosté polia – spojitá polia).

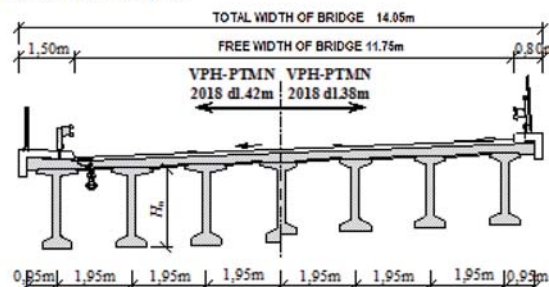
Tento typový rad nosníkov (obr. 4, 5) sa bude líšiť od radu 2010 (obr. 1) stenou hrubšou o 20 mm, čo vyplynulo z použitia väčších 5-lanových predpínacích jednotiek PROJSTAR CH-5/2S. O 50 mm sa zväčší horná prírubu, ktorá musí byť vystužená mäkkou výstužou, aby preniesla väčšiu ťažbu čerstvého betónu v podopretí debniacej dosky.

V zadaní riešenia sa objavila aj striktná požiadavka na hodnotu modulu pružnosti betónu v čase vnesenia predpätia. Pri betóne triedy C55/67 požadujeme modul pružnosti $E_b = 34 - 36$ GPa.

Vývoj a výrobné skúšky vláknobetónových debniacich dosiek vystužených nekovovou výstužou GFRP [6]

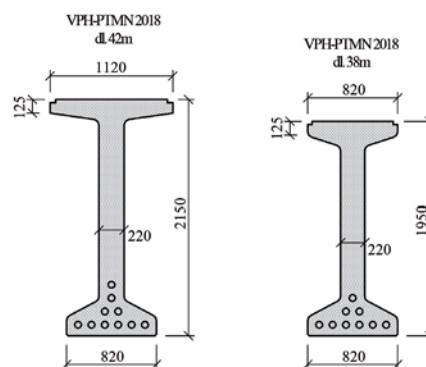
Debniace dosky s GFRP výstužou sú vo svete bežným výrobkom. V našom prípade sme sa upriamili na dĺžky 120 – 180 cm. Vyplynulo to z riešenia redukcie počtu prefabrikátov (najmä nosníkov s typovou dĺžkou 35 – 42 m) v priečnom smere mosta (obr. 4). Cena týchto prefabrikátov a prepravné a montážne náklady pri výstavbe mosta sú značné, a tak úspora čo len jedného prefabrikátu nie je zanedbateľná.

MODEL CROSS-SECTION - D26.5



Obr. 4 Nosníky VPH-PTMN 2018 na dĺžky 38 až 42 m

Fig. 4 Beams VPH-PTMN 2018 for lengths 38 to 42 m



Obr. 5 Priečne rezy nosníkmi VPH-PTMN 2018

Fig. 5 Cross sections of beams VPH-PTMN 2018

For bridges on crossings of traffic routes, where the heights are limited by the maximum clearance of cars from below and the road levelling from above, it was necessary to develop catalogues with minimum height of bearing structure for the spans of 18 m to 32 m (Fig. 3):

- Catalogue of inverted T-shaped beams with the lengths of 18, 21 and 24 m with the reduced height of 1.0 m (VPH-PTMN 2016-T),
- Catalogue of I-shaped beams of lengths 27, 30 and 32 m with the reduced height of 1.2 m (VPH-PTMN 2016-I).

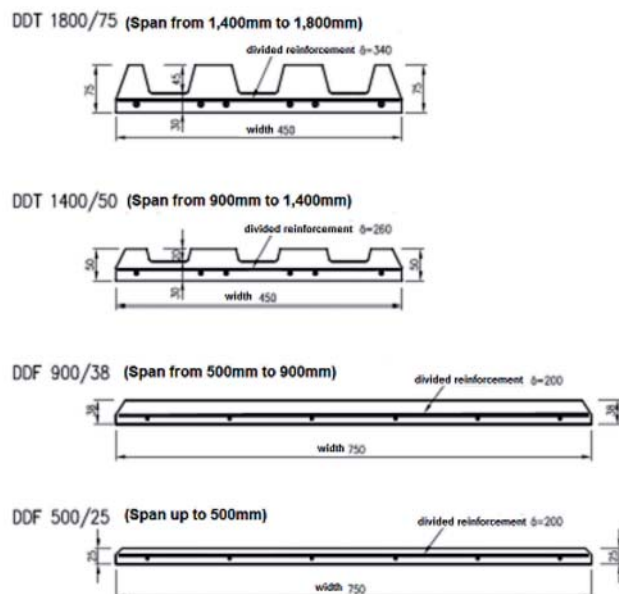
We have decided to solve this problem by reducing the height of I-shaped beams VPH-PTMN 2010 by 200 mm (Fig. 3). For 18-24 m long beams, of 1.0 m height, the upper flange was omitted and the inverted T-shaped beams were used.

Beams type VPH-PTMN 2018 [5]

As part of the optimization of bridge construction costs, the development task "Reduction of the number of precast elements in the cross section of bridge" was performed. The success of this task is related to the development task of "Fibre-reinforced concrete formwork panels with GFRP reinforcement". The assortment of formwork panels has passed manufacturing and certification exams and covers the spans of 500 – 1 800 mm. Along with the static analysis, the economic analysis was carried out, including material, transport and assembly costs. The static analysis showed the possibility of reducing the number of beams from 9 pcs to 7 pcs for simple spans and to 6 pcs for continuous spans of the road bridge at D26.5. For roads C7.5, the cross section of the bridge will be composed of 5, respectively 4 pieces of precast elements. The following catalogues have been worked out:

- Catalogue of I-shaped beams of 38 m in length, with the height of 1.95 m (simple spans – continuous spans),
- Catalogue of I-shaped beams of 42 m in length, with the height of 2.15 m (simple spans – continuous spans).

This type of beams (Fig. 4, 5) will differ from the 2010 series (Fig. 1) by 20 mm thicker wall – this resulted from the use of the larger 5-tendon pre-stressing units PROJSTAR CH-5/2S. The upper flange, which must be reinforced to withstand the weight of fresh concrete, is increased by 50 mm.



Obr. 6 Tvar a vystuženie základných typov DD
Fig. 6 Shape and reinforcement of basic types DD

Základné kritériá pri konštrukcii DD/GFRP

Tvar a vystuženie dosiek

Pri konštrukcii debniacej dosky je primárnym činiteľom náhrada oceľovej výstuže nekoroďujúcou výstužou GFRP, ktorá umožňuje minimalizovať v tenkostenných debniacich doskách hrúbku krycej vrstvy betónu na minimálnu hodnotu zabezpečujúcu jej súdržnosť s okolitým betónom. Pričnú GFRP výstuž sme použili len na udržanie polohy pozdĺžnej výstuže. Jednosmerné statické pôsobenie dosky dovoľuje prispôbiť šírku a tým aj tiaž dosky potrebám ručného ukladania. Pri dĺžkach dosiek väčších ako 900 mm sme na redukcii tiaže použili prebierkový profil s tenkou dolnou doštičkou.

Výsledné tvary debniacich dosiek sú na obr. 6. Debniace dosky s konštantnou hrúbkou sme označili ako DDF (flat), rebierkové typy ako DDT (trapéz).

Výrobné zaťažovacie skúšky

Na obr. 7 je pracovný diagram priehyb/zataženie z výrobné zaťažovacej skúšky dosky s dĺžkou 800 mm a s hrúbkou 35 mm. Základné typy DD podľa obr. 6 boli certifikované v štátnom skúšobnom ústave TSÚS Bratislava.

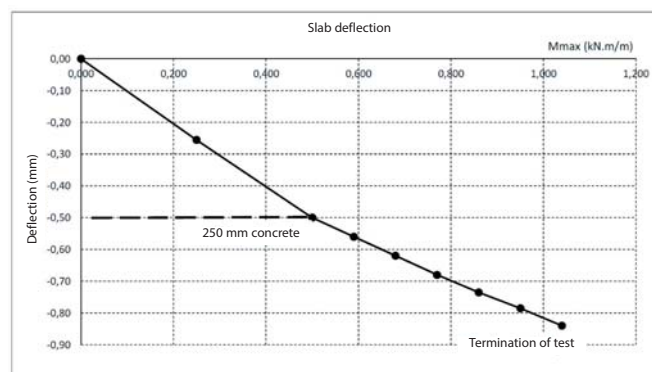
Záver

V tomto príspevku sme zosummarizovali viac ako štvorročné obdobie veľmi aktívnej vývojovej práce firmy Váhostav-SK, a. s., v oblasti mostnej prefabrikácie. Predstavený široký sortiment mostných prefabrikátov umožňuje firme veľmi rýchlo a fundovane reagovať na požiadavky objednávateľov a projektantov.

Literatúra

References

1. Moravčík, M. – Chandoga, M. – Jaroševič, A. a kol.: Zaťažovacia skúška nosníka DMP 38 m. Správa zo zaťažovacej skúšky, Žilina, júl 2008.
2. Katalógy nosníkov VPH-PTMN 2010 pre rozpätia 18 – 42 m. Spracovateľ Projstar-PK, s. r. o., M. Chandoga – zod. proj., A. Prítula, J. Sedlák, M. Moravčík.
3. Prefabrikovaná lávka z VHB. M. Chandoga a kol., Národná správa SNK pre 4. kongres fib v Mumbaj. Inžinierske stavby 06/2013.
4. Katalógy nosníkov VPH-PTMN 2016 pre rozpätia 9 – 32 m. Spracovateľ Projstar-PK, s. r. o., M. Chandoga – zod. proj., A. Prítula, P. Paulík.
5. Katalógy nosníkov VPH-PTMN 2018 pre rozpätia 38 – 42 m. Prípravná analýza. Spracovateľ Projstar-PK, s. r. o. M. Chandoga – zod. proj., A. Prítula. Bratislava 12/2017.
6. Prefabrikované debniace betónové dosky s nekoroďujúcou výstužou AR-MASTEK, zod. riešiteľ Projstar-PK, s. r. o.



Obr. 7 Debniaca doska DDF 800/750/35 – priehyb pri zatažení (max. zataženie 640 kg)

Fig. 7 Formwork panel DDF 800/750/35 – deflection 0.5 mm caused by the load representing the weight of the 250mm thick concrete slab during its casting (max. loading of 640 kg)

Assignment of the task contained a strict requirement concerning value of the modulus of elasticity of concrete at the time of pre-stressing. For the concrete C55/67, a modulus of elasticity $E_b = 34\text{--}36$ GPa is required.

Development and production tests of the fiber-reinforced concrete formwork panels with a non-metallic reinforcement GFRP [6]

The GFRP reinforced formwork panels are common in the world. In our case, we focused on the lengths of 120–180 cm. This resulted from the solution of the reduction of the precast elements (especially the type of beams with the length of 35–42 m) in the transverse direction of the bridge (Fig. 4). The price of these precast elements as well as transport and assembly costs at the bridge construction are considerable, and therefore saving of even one precast element is not insignificant.

Basic criteria for DD/GFRP structure

Shape and reinforcement of panels

For the structure of formwork panel, the primary factor is the replacement of the steel reinforcement by the non-corrosive reinforcement (GFRP), which, in the thin-walled formwork panels, allows the thickness of the concrete cover layer to be minimized to a value necessary for fixing it within the surrounding concrete. The transverse GFRP reinforcement was used only to maintain the position of the longitudinal reinforcement. The unidirectional static action of the panel allows the width to be adjusted as well as the weight of the panel to enable the manual placement. For panel lengths over 900 mm, we reduced the weight using a ribbed profile with thin bottom sheet.

The resulting shapes of the formwork panels are shown in Fig. 6. The formwork panels with a constant thickness have been labelled DDF (flat), ribbed type DDT (trapezoidal).

Load testing in production

Fig. 7 shows a working diagram of deflection/loading from the load test carried out during production of a slab 800 mm long and 35 mm thick. The basic DD types according to Fig. 6 have been certified by the Building Testing and Research Institute (TSUS) Bratislava.

Conclusions

In this article, we have summarized more than 4 years of a very active development work performed by Váhostav-SK, a. s. in the area of bridge precast elements production. A wide assortment of precast elements is available to enable the company to respond quickly and reliably to the requirements of employers and designers.



Radoslav Vida – Jaroslav Halvonik

Experimentálne overovanie šmykovej odolnosti mostovkových dosiek

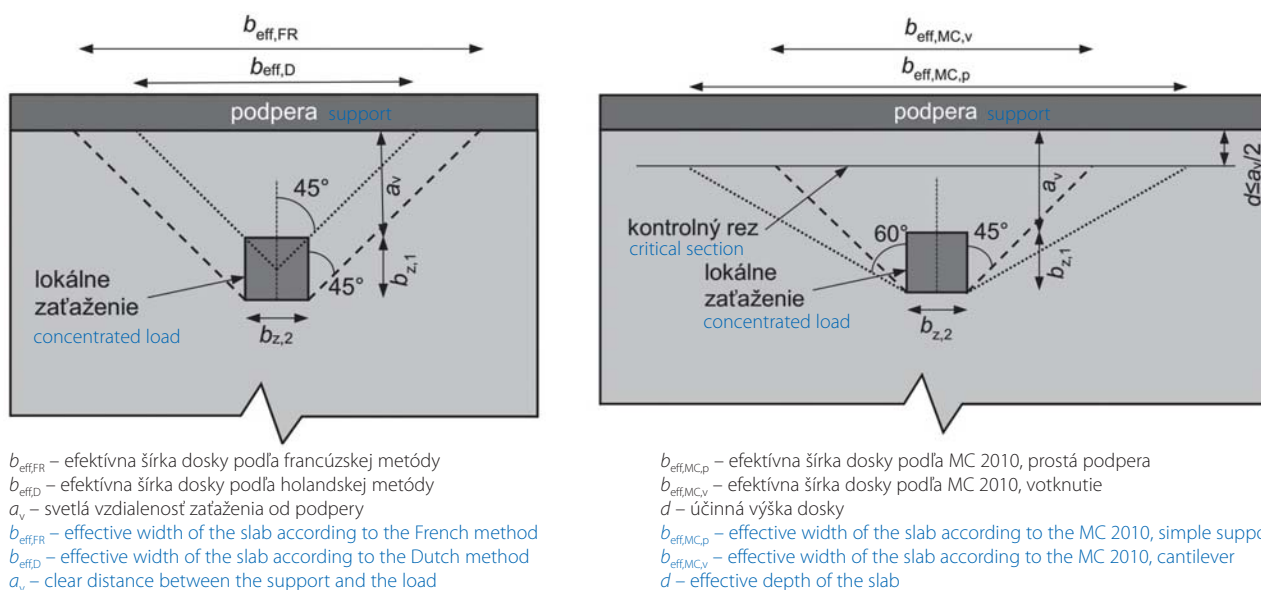
Experimental verification of shear resistance of bridge deck slabs

Schopnosť železobetónových dosiek roznášať zaťaženie v priečnom smere je významným faktorom pri ich posudzovaní. Na určovanie roznosu, tzv. spolupôsobiacej šírky, existuje viacero metód, ktoré však nie sú normovo stanovené. Príspevok sa zaoberá experimentálnou analýzou spolupôsobiacej šírky na šmykové overenie na konzolových doskách vystavených koncentrovanému zaťaženiu. Šmyková odolnosť dosiek sa porovnávala so vzorkami, ktoré nemali možnosť priečného roznosu, a na základe tohto porovnania sa určila spolupôsobiacia šírka, ktorá sa zapojila do prenosu zaťaženia.

Mostovkové dosky komorových a trémových mostov predstavujú typické príklady betónových dosiek vystavených koncentrovanému zaťaženiu od kolesových tlakov. Normové modely kolesových tlakov sú pomerne jednoduché a majú formu rovnomerného zaťaženia v kN/m^2 , ktoré pôsobí na ohraničenej ploche. Podstatne zložitejšie je stanoviť, ako sa toto zaťaženie roznáša smerom k podpere, resp. aká šírka dosky sa bude podieľať na jeho prenose. Dá sa očakávať, že špička namáhania bude v osi zaťažovanej plochy, ktorá vedie kolmo na os podpore. Z praktickej skúsenosti vieme, že aj po prekročení odolnosti v tejto oblasti zlyhanie nenastane, keďže dôjde k redistribúcii zaťaženia, ktoré sa začne presúvať do menej namáhaných oblastí. Určiť veľkosť tejto oblasti je najmä v prípade šmykového namáhania pomerne zložitá, pričom neexistujú jednoznačné pravidlá, aká má byť roznášacia šírka dosky pri overení šmykovej odolnosti. Na obr. 1 je francúzsky a holandský model [1] na stanovenie účinnej šírky dosky pre šmyk. Obe metódy sú založené na roznose pod uhlom 45° . V prípade francúzskej metódy sa roznos meria od vzdialenejšieho

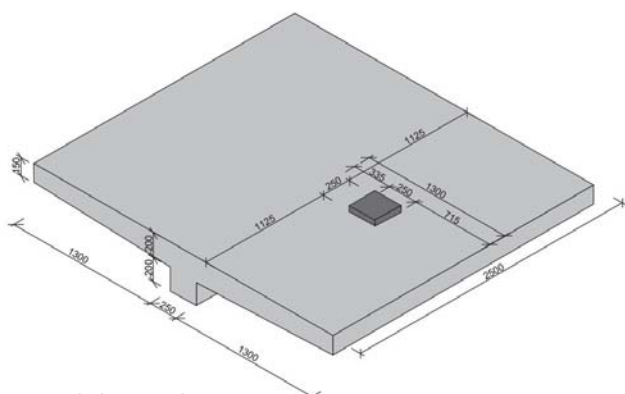
The possibility of transverse load distribution is an important factor in reinforced concrete slabs assessment. There are multiple methods to account for horizontal load spreading, so called effective width, but they are not prescribed in current codes. The paper deals with experimental analysis of effective width for shear assessment of slabs subjected to concentrated load. Shear resistance of slabs was compared to samples without the possibility of transverse redistribution and based on this comparison, the effective width was calculated.

Bridge deck slabs are typical examples of reinforced concrete slabs subjected to concentrated load caused by wheel load. Current code models of wheel loads are fairly simple and have a form of distributed load (kN/m^2), which acts on a certain area. It is much more difficult to assess how this load transfers towards the support, or what part of the slab actually carries the load. It can be expected that the peak of the load will be in the axis of the loaded area perpendicular to the support. The practice experience shows that the exceeding of the shear resistance in this area does not lead to failure of the structure, since a redistribution of load occurs, by which the load starts to spread to less strained areas. It is quite difficult to assess the size of this area, mainly in the case of shear strain. Moreover, there are no united rules to calculate the width of the slab that should be used in shear assessment. Fig. 1 shows the French and the Dutch model [1] for effective width calculation in shear. Both methods are based on load spreading under 45° . In case of the French method, the load spreading is measured from the further edge of loaded area, while in



Obr. 1 Model priečného roznosu

Fig. 1 Load spreading models



Obr. 2 Tvar doskovej vzorky
Fig. 2 Shape of the tested samples

okraja zaťažovanej plochy, v prípade holandskej metódy od stredu zaťažovanej plochy.

Priečny roznos na šmykové overenie je uvedený aj v Model Code 2010 (obr. 1). Pri konzolových doskách je podobný francúzskemu modelu. Pri proste podopretých doskách sa predpokladá roznos pod uhlom 60° . Za kritický prierez sa považuje miesto vzdialené o menšiu z hodnôt d a $a_v/2$.

Európska norma EC2 neponúka model na uváženie priečného roznosu pri šmykovom posúdení dosiek pri pôsobení koncentrovaného zaťaženia. To je jednou z príčin toho, že pri projektovaní nových mostov vzniká aj pri pomerne veľkej hrúbke mostovkových dosiek potreba navrhnuť do dosky šmykovú výstuž, čo v porovnaní s minulosťou zvyšuje najmä prácnosť pri realizácii nových mostov.

Preto sa na lepšie pochopenie pôsobenia dosiek zaťažených koncentrovaným zaťažením až do porušenia šmykom pripravila experimentálna kampaň, ktorá bude zahŕňať spolu šesťnásť testov, z ktorých osem sa vykoná s použitím koncentrovaného zaťaženia.

Opis experimentu

Experimentálne overovanie šmykovej odolnosti dosiek s koncentrovaným zaťažením sa doteraz vykonalo na troch železobetónových vzorkách s dĺžkou 2,5 m (SL 0.1, SL 1.1 a SL 1.2), ktorých tvar priečného rezu je na obr. 2. Každá vzorka umožnila uskutočniť dva testy. Najprv bola zaťažená do porušenia jedna strana vzorky (strana A), po prestavení zaťažovacej zostavy nasledoval test na druhej strane vzorky (strana B).

Druhá skupinu tvorili doskové pásy s rovnakým geometrickým usporiadaním a vystužením s výnimkou dĺžky, ktorá bola zmenšená na 0,5 m, aby sa dalo dosiahnuť konštantné šmykové namáhanie na celej šírke dosky (ST 1.1 a ST 1.2). Porovnanie odolnosti umožnilo odhadnúť veľkosť spolupôsobiacej šírky dosky pre šmykové porušenie.



Obr. 3 Zaťažovacia zostava
Fig. 3 Test setup

case of the Dutch method, it is measured from the centre of the area. Transverse redistribution for shear assessment is also presented in Model Code 2010 (Fig. 1). For cantilevers, it is similar to the French model and for simply supported slabs, the load spreading is considered under 60° . The critical section is considered to be placed in the smaller distance of d and $a_v/2$ from the face of the support.

European code EC2 does not offer a model for considering the transverse redistribution for shear assessment for slabs under concentrated load. That is one of the reasons why there is a need to design shear reinforcement in new bridges (even with thick slabs), which leads to more work- and time-consuming construction compared to the past.

Therefore, to better understand the behaviour of slabs under concentrated load, an experimental campaign consisting of 16 samples (8 of them with concentrated load).

Description of the experiment

Experimental verification of shear resistance has been so far carried out on 3 reinforced concrete samples with the width 2.5 m (SL 0.1, SL 1.1 a SL 1.2). The shape of the samples can be seen in Fig. 2. Two tests have been carried out on each sample. First, one side of the slab has been tested until failure (side A) and after the rearrangement of the test setup the second side was tested (side B).

Second group consisted of slab strips with the same shape and reinforcement, except width, which was decreased to 0.5 m, in order to reach constant shear strain on the whole width (ST 1.1 and ST 1.2). Comparison of resistance of these two groups allowed to assess the effective width in shear.

Description of tested specimens

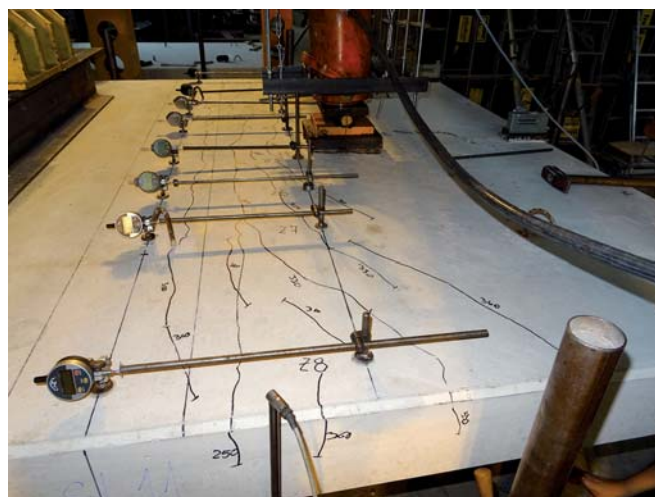
Reinforced concrete slabs were cast from concrete class C30/37, the measured cylindrical strength, together with reinforcement ratio are given in Tab. 1. Effective width of the slab d was 168 mm.

Test setup

The load was generated with a hydraulic jack supported by a steel frame with a dynamometer (2 MN). The load was introduced into the slab through a steel plate with dimensions 250×250 mm (Fig. 3). The balance of the tested specimen was ensured by a second synchronised jack supported by another steel frame and massive steel beam on the slab. Two steel plates 2×40 mm ensured almost uniform loading of the area under. The front edge of the steel plate was placed in the distance of 335 mm ($2d$) from the face of the support.

Measuring devices

The measuring devices consisted of the dynamometer and 8 deform-meters with the base length of 400 mm and the accuracy of



Obr. 4 Deformometre
Fig. 4 Deform-meters

Tab. 1 Charakteristiky vzoriek a maximálne dosiahnuté zaťaženia
Tab. 1 Characteristics of samples and maximum measured loads

Vzorka Sample	$f_{cm}^{(1)}$ (MPa)	$\rho_1^{(1)}$ (%)	$F_{max,0.5}$ (kN)	$v_{R,c}$ (MPa)	$v_{R,c}^{(2)}$ (MPa)	Vzorka Sample	$F_{max,2.5}$ (kN)	$b_{eff, test}$ (m)
ST 0.1 A	36,05	0,7	–	–	–	SL 0.1 A	347	–
ST 0.1 B			–	–		SL 0.1 B	362	–
ST 1.1 A	34,80	1,7	135	1,607	1,577	SL 1.1 A	373	1,407
ST 1.1 B			130	1,548		SL 1.1 B	451	1,702
ST 1.2 A	32,15	1,7	125	1,488	1,547	SL 1.2 A	382	1,470
ST 1.2 B			135	1,607		SL 1.2 B	419	1,612

¹⁾ hodnota platí aj pre vzorky SL, ²⁾ priemerná hodnota

¹⁾ value also valid for SL specimens, ²⁾ average value

Opis skúšobných vzoriek

Železobetónové dosky boli vyrobené z betónu C30/37, dosiahnutá priemerná valcová pevnosť betónu f_{cm} je spolu so stupňom vystuženia uvedená v tab. 1. Účinná výška dosky d v mieste votknutia bola 168 mm.

Zaťažovací zostava

Zaťaženie bolo generované hydraulickým lisom rozopieraným do oceleového rámu cez dynamometer (2 000 kN) a do dosky cez oceľovú platňu s rozmermi 250 × 250 mm (obr. 3). Protiváhu zabezpečoval synchronne pracujúci druhý lis, opäť rozopieraný do oceleového rámu a cez mohutný oceľový priečník do dosky. Zdvojená oceľová platňa s hrúbkou 2 × 40 mm zabezpečovala takmer dokonalé rovnomerné plošné zaťaženie. Predný okraj oceľovej platne bol umiestnený vo vzdialenosti 335 mm (2d) od líca podpory.

Meracie prostriedky

Meracie prostriedky tvorilo okrem dynamometra osem deformometrov so základňou s dĺžkou 400 mm s osadenými tisícinnými výchylkomermi. Deformometre boli osadené pri hornom okraji dosky (obr. 4) tak, aby sa zachytil priečny roznos zaťaženia. Ďalej sa použili vždy tri libely osadené na konci dosky a šesť snímačov na meranie deformácií konca dosky a pod bremenom. Pootočené dosky nad podporou sa meralo dvoma dvojicami lineárnych snímačov dráhy umiestnenými na oboch koncoch vzorky.

Merania

Namerané odolnosti pri porušení sú zhrnuté v tab. 1. Okrem sily pri porušení uvádzame pri doske so šírkou 0,5 m aj odolnosť vyjadrenú šmykovým napätím $v_{R,c}$, ktoré sa vypočítalo podľa vzorca (1). Pri doskovom páse s nižším stupňom vystuženia sa nepodarilo získať hodnoty $v_{R,c}$, pretože pri jednej vzorke nastalo ohybové porušenie.

$$v_{R,c} = F_{max,0.5} / (b_{0.5} \cdot d) \quad (1)$$

Spolupôsobiaca šírka dosky b_{eff} pre šmykové porušenie sa získala z pomeru sily pri dosiahnutí porušenia na vzorke s dĺžkou 2,5 m a experimentálne stanovenej odolnosti $v_{R,c}$.

$$b_{eff, test} = F_{max,2.5} / (v_{R,c} \cdot d) \quad (2)$$

Distribúcia pomerných pretvorení po šírke dosky meraných pri hornom povrchu v rámci vybratého zaťažovacieho kroku je na obr. 5. Možno sledovať koncentráciu pretvorení v úrovni zaťažovacej platne a postupný, ale pomerne rýchly pokles smerom k okrajom vzorky.

Porovnania s teoretickými modelmi

Na stanovenie teoretickej šmykovej odolnosti sa použil súčasný model EC2 z roku 2004, ďalej nový model EC2 odvodený z teórie CSCT z roku 2017 a model MC2010.

Porovnanie sa realizovalo s použitím francúzskeho modelu a modelu MC2010, ktoré dávajú rovnaké efektívne šírky pre experimentálne vzorky. V prípade modelu EC2 (2017) sa efektívna šírka vypočítala vo vzdialenosti $d/2$ od líca podpory, v ostatných prípadoch to

0.001 mm. They were installed on the upper face of the slab (Fig. 4), in order to measure the horizontal load spreading. Moreover, there were installed three levels on the free end of the slab and 6 sensors for measurement of deformations of the free end and under the jack. The rotation above the support was measured by two couples of LVDT sensors placed on both sides of the specimen.

Measurements

Measured resistance of specimens is summarized in Tab. 1. The table shows not only the resistance of the slab strips, but also the resistance expressed as a shear stress $v_{R,c}$, that was calculated according to (1). It was not possible to obtain shear resistance for slab strips with the lowest reinforcement ratios, since these samples failed in bending.

$$v_{R,c} = F_{max,0.5} / (b_{0.5} \cdot d) \quad (1)$$

The effective width of the slab b_{eff} for shear was calculated as a relationship between the failure load for slabs and the experimentally obtained shear resistance $v_{R,c}$ (2).

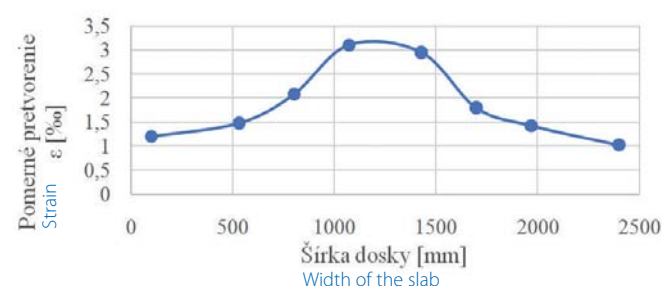
$$b_{eff, test} = F_{max,2.5} / (v_{R,c} \cdot d) \quad (2)$$

The distribution of strain along the width of the slab measured on the upper surface of the slab is shown in Fig. 5. It is possible to observe a concentration of strain near the loading plate and a gradual but fairly quick decrease towards the edges of the slab.

Comparison with theoretical models

Current model EC2 2004, new EC2 2017 model derived from critical shear crack theory and model from Model Code 2010 were used to calculate the theoretical shear resistance.

The comparison was carried out using the French model for calculation of effective width, since it gives the same effective width as the MC2010 model. The effective width for EC2 (2017) model was calculated at the distance $d/2$ from the face of the support. For other models, it was calculated in the distance $a_v/2$, a_v is the shear span, in our case equal to $2d$.



Obr. 5 Pomerné pretvorenia po šírke dosky SL 1.1 B pri sile $F_{2.5} = 410$ kN
Fig. 5 Strain along the width of the slab SL 1.1 B, at load $F_{2.5} = 410$ kN

Tab. 2 Porovnanie dosiahnutej šmykovej odolnosti doskových pásov a normových výpočtov
Tab. 2 Comparison of failure load of slab strips and theoretical calculations

	$F_{\max, 0.5 \text{ avr}}$ (kN)	V_E (kN)	$V_{Rm, 2004}$		$V_{Rm, 2017}$		$V_{Rm, MC2010}$	
			V_R (kN)	V_E/V_R (-)	V_R (kN)	V_E/V_R (-)	V_R (kN)	V_E/V_R (-)
ST 1.1	132,5	135,1	117,8	1,147	138,8	0,973	104,6	1,292
ST 1.2	130,0	132,6	114,8	1,155	135,1	0,981	100,6	1,318

Tab. 3 Porovnanie maximálnej sily z experimentu a podľa normových výpočtov
Tab. 3 Comparison of maximal force from experiment and code calculations

	$F_{\max, 2.5}$ (kN)	$V_{Rm, 2004}$		$V_{Rm, 2017}$		$V_{Rm, MC2010}$	
		F_t (kN)	$F_{\max}/F_t$ (-)	F_t (kN)	$F_{\max}/F_t$ (-)	F_t (kN)	$F_{\max}/F_t$ (-)
SL 1.1 A	373	250,6	1,488	342,4	1,089	221,9	1,681
SL 1.1 B	451	250,6	1,799	342,4	1,317	221,9	2,032
SL 1.2 A	382	244,1	1,565	333,1	1,147	213,2	1,792
SL 1.2 B	419	244,1	1,717	333,1	1,258	213,2	1,965

Tab. 4 Experimentálne zistená spolupôsobiaci šírka dosiek s $\rho = 1,7\%$ a uhol roznosu
Tab. 4 Experimentally obtained effective width of slabs with $\rho = 1,7\%$ and the angle of redistribution

	$F_{\max, 2.5}$ (kN)	$F_{\max, 0.5 \text{ avr}}$ (kN)	$b_{\text{eff, test}}$ (m)	$b_{\text{eff, test}}/b_{\text{load}}$	$b_{\text{eff, 0d}}$ (°)	$b_{\text{eff, d}/2}$ (°)	$b_{\text{eff, d}}$ (°)	$b_{\text{eff, 2d}}$ (°)
SL 1.1 A	373	132,5	1,407	5,62	45	49	54	67
SL 1.1 B	451	132,5	1,702	6,80	51	55	60	71
SL 1.2 A	382	130,0	1,470	5,88	46	51	56	68
SL 1.2 B	419	130,0	1,612	6,45	49	54	58	70

bolo vo vzdialenosti $a_v/2$ od líca podpory, kde a_v je šmykové rozpätie, v našom prípade rovné $2d$.

$$b_{\text{eff, d}} = b_{z,2} + 2 \cdot (b_{z,1} + d) = 0,25 + 2 \cdot (0,25 + 0,168) = 1,086 \text{ m} \quad (3)$$

$$b_{\text{eff, d}/2} = b_{z,2} + 2 \cdot (b_{z,1} + 1,5 \cdot d) = 0,25 + 2 \cdot (0,25 + 1,5 \cdot 0,168) = 1,254 \text{ m} \quad (4)$$

Model EC2 (2004)

Šmyková odolnosť sa stanoví podľa vzorca (5) ako stredná hodnota.

$$V_{Rm, C} = (2 \cdot d/a_v) \cdot C_{Rk, C} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} \quad (5)$$

$$V_{Rm, 2004} = V_{Rm, C} \cdot d \cdot b_{\text{eff}} \quad (6)$$

kde f_{cm} je valcová pevnosť betónu v MPa – nameraná stredná hodnota,

$C_{Rk, C}$ – empirický súčiniteľ, $C_{Rk, C} = 0,18$,

k – súčiniteľ zohľadňujúci tzv. size efekt, $k = 2$.

Model EC2 (2017)

Šmyková odolnosť sa stanoví podľa vzorca (7) ako stredná hodnota.

$$V_{Rm, 2017} = (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm} \cdot d_{dg}/a_v)^{1/3} \cdot d \cdot b_{\text{eff}} \quad (7)$$

kde d_{dg} je súčiniteľ vplyvu kameniva, ak $d_{g, \max} \geq 16 \text{ mm}$,
potom $d_{dg} = 32 \text{ mm}$,

a_v – šmykové rozpätie, $a_v = \max(M_{Ed}/V_{Ed}; 2,5 \cdot d)$,

M_{Ed}/V_{Ed} – ohybový moment/priečna sila vo vzdialenosti $d/2$ od líca podpory.

Model MC2010

Šmyková odolnosť sa stanoví podľa vzorca (8) ako stredná hodnota.

$$V_{Rm, MC2010} = (2d/a_v) \cdot 0,4/(1 + 1500 \cdot \epsilon_x) \cdot 1300/(1000 + k_{dg} \cdot z(f_{cm})^{1/2}) \cdot z \cdot b_{\text{eff}} \quad (8)$$

kde k_{dg} je súčiniteľ vplyvu kameniva, ak $d_{g, \max} \geq 16 \text{ mm}$,
potom $k_{dg} = 1$,

$$b_{\text{eff, d}} = b_{z,2} + 2 \cdot (b_{z,1} + d) = 0,25 + 2 \cdot (0,25 + 0,168) = 1,086 \text{ m} \quad (3)$$

$$b_{\text{eff, d}/2} = b_{z,2} + 2 \cdot (b_{z,1} + 1,5 \cdot d) = 0,25 + 2 \cdot (0,25 + 1,5 \cdot 0,168) = 1,254 \text{ m} \quad (4)$$

Model EC2 (2004)

Shear resistance is calculated according to formula (5) as a mean value.

$$V_{Rm, C} = (2 \cdot d/a_v) \cdot C_{Rk, C} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} \quad (5)$$

$$V_{Rm, 2004} = V_{Rm, C} \cdot d \cdot b_{\text{eff}} \quad (6)$$

where f_{cm} is the compressive cylinder strength of concrete (MPa) – measured mean value,

$C_{Rk, C}$ – an empirical factor, $C_{Rk, C} = 0,18$ (-),

k – size effect factor, $k = 2$ (-).

Model EC2 (2017)

Shear resistance is calculated according to formula (7) as a mean value.

$$V_{Rm, 2017} = (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm} \cdot d_{dg}/a_v)^{1/3} \cdot d \cdot b_{\text{eff}} \quad (7)$$

where d_{dg} is a factor for concrete type and maximum aggregate size, if $d_{g, \max} \geq 16 \text{ mm}$, $d_{dg} = 32 \text{ mm}$,

a_v – shear span, $a_v = \max(M_{Ed}/V_{Ed}; 2,5 \cdot d)$,

M_{Ed}/V_{Ed} – bending moment and shear force determined at $d/2$ from the face of the support.

Model MC2010

Shear resistance is calculated according to formula (8) as a mean value.

$$V_{Rm, MC2010} = (2d/a_v) \cdot 0,4/(1 + 1500 \cdot \epsilon_x) \cdot 1300/(1000 + k_{dg} \cdot z(f_{cm})^{1/2}) \cdot z \cdot b_{\text{eff}} \quad (8)$$

where k_{dg} is a factor for the aggregate, if $d_{g, \max} \geq 16 \text{ mm}$, then $k_{dg} = 1$,
 z – inner arm lever,

ϵ_x – strain in the axis of the member in the section at $a_v/2$ from the face of the support.

- z – rameno vnútorných síl,
 ϵ_x – pomerné pretvorenie dosky v osi prvkú v priereze vzdialenom $a_v/2$ od líca podpory.

Pri doskových pásoch sa vypočítali teoretické šmykové odolnosti podľa jednotlivých modelov s použitím nameraných pevností materiálov, bez parciálnych súčiniteľov. V *tab. 2* sú sumarizované tieto výsledky a zároveň sa uvádza porovnanie priemernej šmykovej sily v kritickom priereze (lokálne pôsobiace zaťaženie a vlastná tiaž prvkú) V_E a teoretickej odolnosti V_R .

Následne sa podľa nich vypočítali teoretické odolnosti vzoriek SL 1.1 a SL 1.2 s využitím spolupôsobiacej šírky určenej podľa *obr. 1* (pozri odsek porovnania s teoretickými modelmi). Z takto získaných výsledkov sa po odpočítaní vplyvu vlastnej tiaže vzorky určila teoretická maximálna lokálne pôsobiaca sila F_v , ktorá sa porovnala s experimentálne získanou silou F_{max} .

Výsledky sumarizuje *tab. 4*, ktorá zároveň uvádza potrebný uhol priečneho roznosu na dosiahnutie danej šírky v prípade určovania $b_{eff,test}$ vo vzdialenosti $d/2$ od líca podpory ($b_{eff,d/2}$) podľa EC2 (2017), vo vzdialenosti d ($b_{eff,d}$) podľa EC2 (2004), resp. MC2010 a tiež vo vzdialenosti $0d$ ($b_{eff,0d}$) a $2d$ ($b_{eff,2d}$), čo predstavuje okraj zaťažovanej oblasti.

Záver

Cieľom výskumnej kampane bolo zistiť účinnú šírku dosky v šmyku pri pôsobení koncentrovaného zaťaženia sústreďeného na ploche s rozmermi 250×250 mm, ktoré je umiestnené tak, že okraj zaťaženia je vo vzdialenosti $2d$ od líca podpory – ide o šmykovo najúčinnnejšiu polohu. Z porovnania experimentálnych odolností v čistom šmyku a odolností v sústreďenom zaťažení sa zistila minimálna spolupôsobiacia šírka $1,4$ m, čo reprezentuje 5,6-násobok pôdorysného rozmeru zaťažovacej platne pri vystužení $\rho = 1,7$ %. Ak by sa počítalo so spolupôsobiacou šírkou dosky na okraji zaťažovanej plochy ($b_{eff,2d}$), minimálny uhol roznosu by dosahoval hodnotu 67° a, naopak, v líci podpory ($b_{eff,0d}$) by uhol dosahoval hodnotu 45° . Z uvedeného je zrejmé, že modely pre roznos zaťaženia v šmyku by mali definovať polohu kritického prierezu pri koncentrovanom zaťažení vzhľadom na okraj zaťaženia a nie na líce podpory. Nami odporúčaná vzdialenosť je vzdialenosť d od okraja zaťaženia.

Projekt bol realizovaný s finančnou podporou Vedeckej grantovej agentúry Ministerstva školstva a vedy SR, registračné číslo projektu je VEGA No. 1/0810/16, a s finančnou podporou projektu Agentúry na podporu vedy a výskumu č. APVV-17-0204.

Literatúra

1. Lantsoght, E. O. L. – van der Veen, C. & Walraven, J. C.: Experimental Study of Shear in Reinforced Concrete One-Way Slabs subjected to Concentrated Loads. In: Proc. of the fib Symp 2011, Prague: Czech Concrete Society, 2011.
2. EN 1992-1-1: Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy.
3. PT1prEN 1992-1-1:2017-04: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1.
4. fib Model code for concrete structures 2010, Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2012.

Theoretical shear resistance for slabs strips were calculated according to the aforementioned models using the measured characteristics of materials, without the partial safety factors. *Tab. 2* summarises these results and also shows comparison of average shear force in critical section (concentrated load together with self-weight of the member) V_E with the theoretical resistance V_R .

Theoretical resistance for slab specimens SL 1.1 a SL 1.2 were calculated using the effective width assessed according to *Fig. 1*. From these results, the influence of self-weight of the slab was subtracted and this theoretical maximal concentrated load F_t was compared with experimentally obtained force F_{max} .

Results are summarised in *Tab. 4*, which also shows the required angle of horizontal load spreading in order to reach the width $b_{eff,test}$. For EC2 (2017), the distance is $d/2$ from the face of the support ($b_{eff,d/2}$), for EC2 (2004) and MC2010, the distance is d ($b_{eff,d}$), and also in the distance $0d$ ($b_{eff,0d}$) and $2d$ ($b_{eff,2d}$), which is the edge of the loaded area.

Conclusion

The goal of the experimental campaign was to find the effective width of slabs under concentrated load on an area of 250×250 mm, that is placed in the distance $2d$ from the face of the support. It is considered as the most effective position for shear load. Comparison of experimentally obtained resistance in uniform shear and resistance in shear under concentrated load showed the minimal effective width of $1,4$ m, which is 5.6 times the size of the loaded area (the reinforcement ratio $\rho = 1,7$ %). If the effective width would be calculated on the edge of the loaded area ($b_{eff,2d}$), the angle of redistribution would be 67° , while for the effective width measured at the face of the support ($b_{eff,0d}$), the angle would be 45° . It can be concluded, that the models for effective width calculation for shear should define the location of control section in relationship to the location of the load and not the face of the support. Our recommendation based on the experiments is in the distance of d from the edge of the loaded area.

This work was supported by the Scientific Grant Agency of the Ministry of Education, science, research and sport of the Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences No 1/0810/16 and by the University Science Park (USP) of the Slovak University of Technology in Bratislava (ITMS:26240220084).

References

1. Lantsoght, E. O. L. – van der Veen, C. & Walraven, J. C.: Experimental Study of Shear in Reinforced Concrete One-Way Slabs subjected to Concentrated Loads. In Proc. of the fib Symp 2011, Prague: Czech Concrete Society, 2011.
2. EN 1992-1-1: Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy.
3. PT1prEN 1992-1-1:2017-04: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1.
4. fib Model code 2010, Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2012.



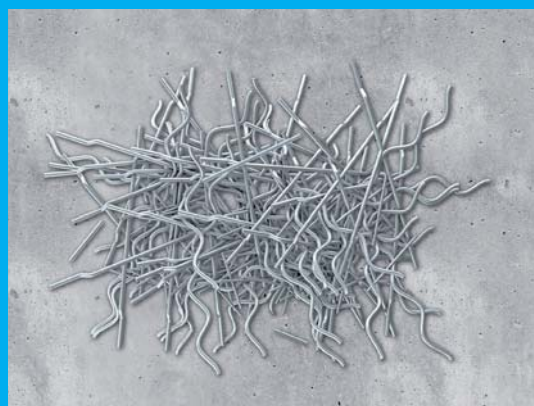
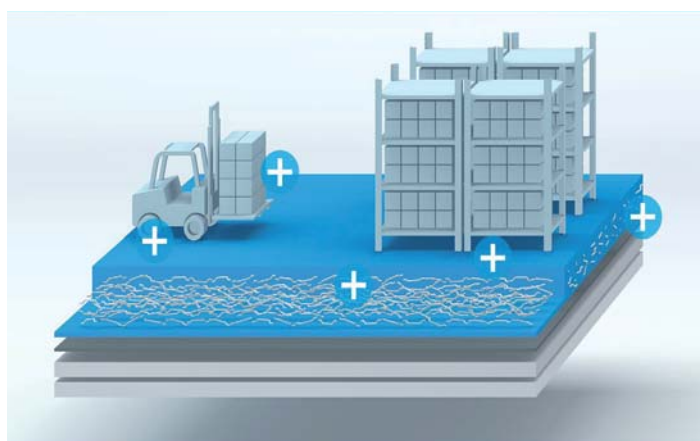
KRAMPE HAREX®

KNOW WHY.



Váš spolehlivý partner pro:

Ocelová vlákna do betonu
Polypropylenová a makro vlákna
do betonu
Vsypy pro průmyslové podlahy
Dilatační profily
Rychle tuhnoucí opravné směsi
RAPID SET



KrampeHarex CZ s. r. o.
Osvobození 234, 664 81 Ostrovačice
tel.: +420 549 245 064, e-mail: info@krampeharex.cz

WWW.KRAMPEHAREX.CZ



Experimentálne overenie využitia FRP výstuže v betónových konštrukciách

Experimental verification of the usage of FRP reinforcement in concrete structures

Výskumná činnosť na Katedre betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave sa zameriava vo výraznej miere aj na aplikácie nekovových výstuží do betónových konštrukcií. V minulosti sa výskum v tejto oblasti zameriaval na zosilňovanie existujúcich konštrukcií, kde sa FRP výstuž aplikovala na povrch betónových prvkov. V poslednom období sa overuje najmä aplikácia FRP výstuže ako náhrady ocelevej výstuže pri využití v oblastiach zvýšeného environmentálneho zaťaženia s potrebou vylúčenia korózie výstuže alebo zabezpečenia elektromagnetickej neutrality jednotlivých prvkov nosnej konštrukcie. Overoval sa stupeň vystuženia GFRP výstužou a s tým súvisiace spôsoby porušenia nosníkov v ohybe a šmyku, súdržnosť GFRP výstuže s betónom, možnosti kontroly skorých trhlin pri prvkoch vystužených GFRP výstužou. Okrem klasického vystuženia sa GFRP výstuž použila aj v predpätom variante a overovala sa možnosť využitia vo forme strateného debnenia. Z hľadiska rozšírenia využitia nekovovej výstuže je dôležitá aj otázka dlhodobého pôsobenia a prípadnej degradácie mechanických vlastností, ktorá je zatiaľ v štádiu teoretického overovania.

V porovnaní s oceľovou výstužou sú pri použití FRP kompozitov počiatkové materiálové náklady vysoké, čo v mnohých prípadoch investora odradí. V horizonte celkovej životnosti, s uvažovaním nízkych udržiavacích nákladov, ktoré treba vynaložiť počas prevádzky, sa však negatíva vysokých počiatkových nákladov eliminujú. Existujú aj aplikácie, kde oceľovú výstuž ani nie je možné použiť. Príkladom sú prvky vystavené vysokému environmentálnemu zaťaženiu, prípadne prvky, na ktoré sa kladú špeciálne požiadavky, napr. nevodivé materiály, prípadne materiály neovplyvňujúce magnetické pole. FRP kompozity poskytujú okrem toho mnohé ďalšie výhody, ako sú vysoká odolnosť proti agresívnym chemikáliám, výrazne vyššia hodnota pevnosti v ťahu v porovnaní s oceľovou výstužou pri vybranom zložení, nižšia hmotnosť, eliminácia požiadaviek na minimálnu hodnotu krycej vrstvy z hľadiska trvanlivosti (požiadavky na krytie však treba posúdiť z hľadiska požiarnej odolnosti).

Ohybová odolnosť prierezov vystužených GFRP

Prvá časť experimentálneho programu bola inšpirovaná myšlienkou náhrady ocelevej výstuže GFRP výstužou jednoduchou zámenou, ktorá bola odvodená na základe približnej ekvivalentnej ťahovej pevnosti prúta ocelevej výstuže a GFRP výstuže (napr. oceľ $\varnothing$ 10 mm $\rightarrow$ GFRP $\varnothing$ 8 mm, oceľ $\varnothing$ 14 mm $\rightarrow$ GFRP $\varnothing$ 12 mm atď.). Na stanovenie ohybovej odolnosti betónových prierezov sa zdá ekvivalencia vo vystužení na základe ťahovej odolnosti výstuže na prvý pohľad správna,

The research activity at the Department of Concrete Structures and Bridges of the Slovak University of Technology in Bratislava focuses significantly on the application of non-metallic reinforcements to concrete structures. In the past, research in this area has been focused on strengthening existing structures where FRP reinforcements were applied to the surface of concrete elements. Recently, the application of FRP reinforcements has been verified to replace steel reinforcements for use in areas of increased environmental loads, with a need to exclude the corrosion of the reinforcement or to ensure the electromagnetic neutrality of the individual elements of the load-bearing structure. The GFRP reinforcement ratio was verified considering failure modes in flexure and shear, the bond of the GFRP reinforcement with concrete, and the possibility of the control of early-age cracks in elements reinforced with a GFRP reinforcement. Besides classical reinforcements, GFRP has also been used in prestressed variants, and the possibility of its use as permanent formwork has been verified. In terms of extending the use of non-metallic reinforcements, it is important to note the long-term exposure and possible degradation of the mechanical properties.

Compared to steel reinforcements, the initial material costs are higher, which in many cases can discourage the investor. Over the lifetime of the reinforcement the negatives of high starting costs are reduced due to the low maintenance costs that need to be spent during the structure's operation. There are also some applications where a steel reinforcement may not even be used. Examples include elements subjected to a high environmental load or elements for which special requirements are asked, non-conductive materials, or materials not affecting the magnetic field. In addition, FRP composites provide many other advantages, i.e. high resistance to aggressive chemicals, a significantly higher tensile strength compared to steel reinforcements, less weight and elimination of the minimum requirement for a concrete cover for durability (but the cover requirement is necessary to be assessed in terms of fire resistance).

Bending resistance of cross sections reinforced with GFRP

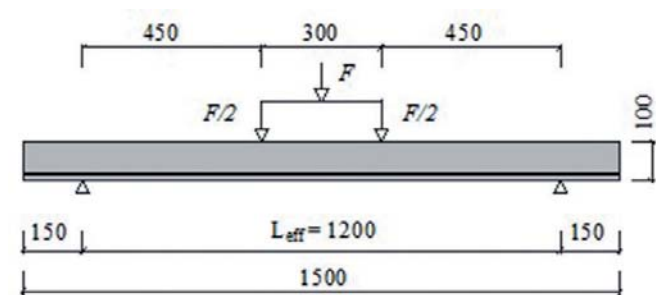
The first part of the experimental investigation was inspired by the idea of replacing the steel reinforcement with Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) by a simple change that was derived based on the approximate equivalence of the tensile resistance of the steel and composite reinforcement (e.g., steel $\varnothing$ 10 mm $\rightarrow$ GFRP $\varnothing$ 8 mm, steel $\varnothing$ 14 mm $\rightarrow$ GFRP $\varnothing$ 12 mm, etc.). At first sight, the tensile strength-based equivalence seems to be correct for calculating the bending

doc. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 2 59274382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

doc. Ing. Viktor Borzovič, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 2 59274542, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

Ing. Adrián Valašík, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: adrian.valasik@stuba.sk

Ing. Natália Gažovičová, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: natalia.gazovicova@stuba.sk



Obr. 1 Zaťažovacia zostava na stanovenie ohybovej odolnosti a porušený nosník (1. séria)

Fig. 1 Scheme of the loading test for determining the bending resistance (dimensions in mm) and the beam of the first series after failure

avšak vzhľadom na chýbajúcu plastickú vetvu pôsobenia GFRP je aj prístup k stanoveniu ohybovej odolnosti odlišný.

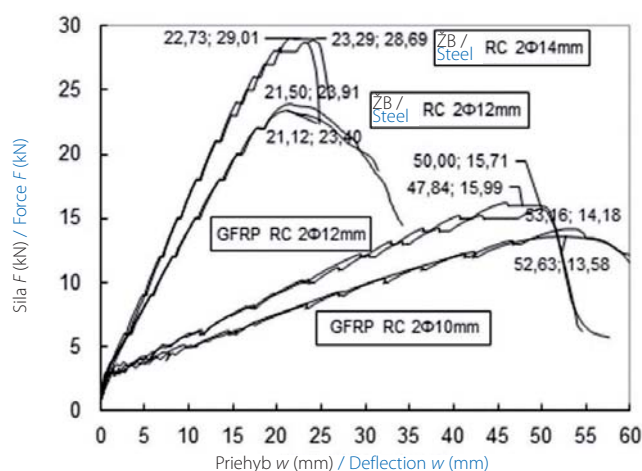
V prvej sérii experimentov sa odskúšalo spolu šesť nosníkov s dĺžkou 1,5 m a s rozmermi priečného rezu 100 × 100 mm. Krytie výstuže s hodnotou 15 mm bolo jednotné pri všetkých vzorkách. Železobetónové nosníky boli vystužené dvomi prútmi výstuže s priemerom 6 mm (stupeň vystuženia 0,57 %), nosníky s kompozitnou výstužou mali dva prúty s priemerom 4 mm (stupeň vystuženia 0,21 %). Nosníky boli zaťažované štvorbodovou skúškou (obr. 1), nosníky vystužené GFRP výstužou sa porušili pri sile predstavujúcej 41 % odolnosti prvkov s oceľovou výstužou. Pri prvých zaťažovacích krokoch nosníkov vystužených GFRP výstužou vznikla trhlina, ktorá sa rýchlo šírila po výške prierezu a následne nastal kolaps vzorky roztrhnutím výstuže. Stupeň vystuženia GFRP bol blízky k tzv. balančnému stupňu, pri ktorom sa predpokladá, že sa výstuž roztrhne pri porušení prvku v ohybe. Pri uvažovaní ramena vnútorných síl na úrovni 90 % účinnej

resistance. The approach for determining the bending resistance differs however, considering the lack of plastic behavior of GFRP compared to a steel reinforcement.

A total of 6 beams with a length of 1.5 m and cross-sectional dimensions of 100 × 100 mm were tested in the first series. The concrete cover was 15 mm for all the specimens. The steel reinforced beams had 2 bars (a reinforcement ratio of 0.57 %); the GFRP reinforced beams had 2 bars with a 4 mm diameter (a reinforcement ratio of 0.21 %). The beams were subjected to a four-point load test (Fig. 1). The failure of the GFRP-reinforced beams occurred at a force representing 41 % of the resistance of the steel-reinforced specimens. The first loading steps of the GFRP-reinforced beams induced a large crack that rapidly developed along the height of the concrete section; the collapse of the beam subsequently occurred due to the splitting of the bar. The reinforcement ratio of the beams was close to the so-called balanced reinforcement ratio, which expects a beam's failure in bending due to the collapse of the reinforcement. Considering the lever arm of the reinforced cross section at a level of 90 % of the effective height, the stress in the GFRP bar reached a value of about 800 to 900 MPa at the moment of failure. A characteristic effect of the failure of beams with the GFRP reinforcement in the first series was that the reinforcement bar's rupture did not appear in the section where the crack was. Upon the collapse the beams broke into two pieces, and, from the point of the beam's failure (Fig. 1), the GFRP reinforcement was sticking out approximately 50 mm from the crack. This mode of failure suggests bond problems resulting from a large difference in stiffness between the cracked and non-cracked sections.

In the next series 8 beams were tested. The specimens were once again 1.5 m long with cross-sectional dimensions of 175 mm in width and 75 mm in height. The concrete cover was 15 mm. Two steel-reinforced beams were reinforced with two bars of a diameter of 12 mm (a reinforcement ratio of 2.4 %) and another two beams were reinforced with two bars with a diameter of 14 mm (a reinforcement ratio of 3.3 %). Two other beams were reinforced with GFRP reinforcements with a diameter of 10 mm (a reinforcement ratio of 1.5 %) and two beams with the GFRP reinforcement with a diameter of 12 mm (a reinforcement ratio of 2.3 %). The results of the experimental measurements are presented in Fig. 2. The beams with the GFRP reinforcement showed greater deflections even when loaded with a lower force than the steel reinforced beams.

The failure of the beams reinforced with the GFRP reinforcement with an equivalent reinforcement ratio occurred at a force with a level of about 57 % of the resistance of the beams with a steel reinforcement. The reinforcement ratio of GFRP-reinforced beams of the second series was higher than the balanced reinforcement ratio. Flexural failure was attained due to the crushing of the concrete in



Obr. 2 Pracovný diagram zaťažovacej skúšky nosníkov druhej série s oceľovou výstužou Ø 12, Ø 14 mm a GFRP výstužou Ø 10, Ø 12 mm a charakteristický detail porušenia

výšky prierezu dosahovalo dopočítané napätie v GFRP výstuži pri porušení približne 800 až 900 MPa. Charakteristickým javom pri porušení nosníka s GFRP výstužou v tejto sérii bola výstuž roztrhnutá mimo prierezu, v ktorom vznikla trhlinka. Nosníky sa pri porušení rozlomili na dve časti, pričom GFRP výstuž bola vytiahnutá z betónu a porušená približne 50 mm od trhlíny – miesta zlomenia nosníka (obr. 1). Tento spôsob porušenia naznačuje problémy so súdržnosťou, ktorá vznikla v dôsledku veľkej zmeny tuhosti medzi prierezom bez trhliny a s trhlinou.

V druhej sérii experimentov sa odskúšalo osem nosníkov. Nosníky mali opäť dĺžku 1,5 m, šírka priečneho rezu bola tentoraz 175 mm a výška 75 mm. Dva železobetónové nosníky boli vystužené dvomi prútmi s priemerom 12 mm (stupeň vystuženia 2,4 %), ďalšie dva nosníky dvomi prútmi s priemerom 14 mm (stupeň vystuženia 3,3 %). Dva nosníky s GFRP výstužou boli vystužené dvomi prútmi s priemerom 10 mm (stupeň vystuženia 1,5 %), ďalšie dva nosníky dvomi prútmi s priemerom 12 mm (stupeň vystuženia 2,3 %). Výsledky experimentálneho merania sú uvedené na obr. 2. Nosníky s GFRP výstužou vykazovali väčší priehyb pri menšej sile ako železobetónové nosníky.

Nosníky vystužené GFRP výstužou s ekvivalentnými stupňami vystuženia sa porušili pri približne 57 % odolnosti prvkov s oceľovou výstužou. Stupeň vystuženia nosníkov s GFRP bol pri druhej sérii väčší ako balančný stupeň. Porušenie v ohybe sa dosiahlo v tlačenej betónovej časti prierezu, čím nedošlo k porušeniu GFRP výstuže. Charakteristický detail porušenia GFRP nosníkov je na obr. 2.

Z výsledkov je zrejmé, že správanie GFRP výstuže v ohýbaných prvkoch je značne rozdielne pri porovnaní s prvkami vystuženými oceľovou výstužou, obzvlášť pri nižších stupňoch vystuženia. Pri zaťažovaní nosníkov vystužených kompozitnou výstužou bolo možné pozorovať vznik dominantnej trhliny, ktorá sa ihneď od začiatku rozširovala a po krátkom čase nadobudla šírku väčšiu ako 0,3 mm, čo spôsobil 4-krát menší modul pružnosti, ako má oceľová výstuž. Pri návrhu konštrukcií s GFRP výstužou je nevyhnutné obmedziť napätie v GFRP výstuži tak, aby nedošlo ku krehkému porušeniu, a zároveň zabezpečiť maximálnu šírku trhlín a priehyb, čo môže viesť k značne zvýšenému stupňu vystuženia. Pri vyšších stupňoch vystuženia (analyzovaných po kalibrácii modelu nelineárnym výpočtom) je už správanie nosníkov vystužených GFRP a oceľovou výstužou podobné. Hlavným nedostatkom v tomto prípade je však menej duktilný spôsob porušenia založený na zlyhaní betónu v tlaku. Pri experimentálnom overovaní boli zlyhania náhle, bez predošlého upozornenia.

Súdržnosť GFRP výstuže s betónom

Súdržnosť GFRP výstuže s betónom je zabezpečená trením a mechanickým zaklinením upraveného povrchu výstuže. V porovnaní s oceľovou výstužou má GFRP menší modul pružnosti a menšie profilovanie povrchu, čím sa znižuje aj vplyv zaklinenia. Najväčší podiel na súdržnosti GFRP výstuže s betónom má trenie, ktorého účinnosť zvyšuje zdrsnenie povrchu. Okrem toho majú na súdržnosť GFRP výstuže s betónom vplyv viaceré faktory ako tvar povrchu a mechanické vlastnosti výstuže, priemer výstuže, pevnosť betónu v tlaku, kotevná dĺžka a ovínutie výstuže.

Na určenie charakteristík súdržnosti medzi výstužou a betónom sa používa niekoľko skúšobných metód. Pri GFRP sa používajú dva typy skúšok súdržnosti medzi výstužou a betónom – pull-out testy (vyťahovacie skúšky) a nosníkové skúšky. Skúšky sa odlišujú nielen koncepciou, ale aj dosiahnutými výsledkami. Napätie v súdržnosti získané nosníkovými skúškami je väčšinou menšie ako z pull-out testov. V uskutočnenej experimentálnej štúdii sa realizovali pull-out testy GFRP výstuže, ktorej rebierka sú vytvorené ovíjaním. Vzorky sa skúšali tri dni, resp. 28 dní po betonáži.

GFRP výstuž sa vyťahovala z kocky s hranou s dĺžkou 200 mm. Na ťahanej časti vzorky sa GFRP výstuž separovala od betónu pomocou PE hadice. Kotevná dĺžka GFRP výstuže v betóne bola 5 ϕ . Separáciou výstuže sa zamedzilo pôsobenie klenbového účinku na súdržnosť. Schéma usporiadania pull-out testu je na obr. 3.

the compression zone; therefore, the rupture of the GFRP did not occur. Details of the characteristic failure of GFRP reinforced-beams of the second series are shown in Fig. 2.

Based on these results, it can be stated that the behavior of the GFRP reinforcement in concrete members subjected to bending differs considerably from members reinforced with steel, especially at lower values of the reinforcement ratio. When beams reinforced with GFRP reinforcement were loaded, a dominant crack was observed, which extended right after its formation and quickly attained a width greater than 0.3 mm. This was caused by the modulus of elasticity, which is four times lower than the modulus of elasticity of the steel reinforcement. The serviceability limit state seems to be a particularly important factor in the design of concrete members reinforced with composite reinforcements. The application of GFRP could be used in parking lots, highway bridges, and places where conventional reinforced concrete structures suffer from aggressive properties of the local environment. In order to avoid fragile failure, it is necessary to limit the tension in the GFRP reinforcement when designing and also ensure the maximum crack width and deflection, which can lead to a considerably increased reinforcement ratio. With a higher reinforcement ratio, the behavior of beams reinforced with GFRP and steel is already similar. In this case, a less ductile mode of failure based on the failure of concrete in a compression zone becomes the main deficiency. During the experimental verification, the failures were sudden and without any prior notice.

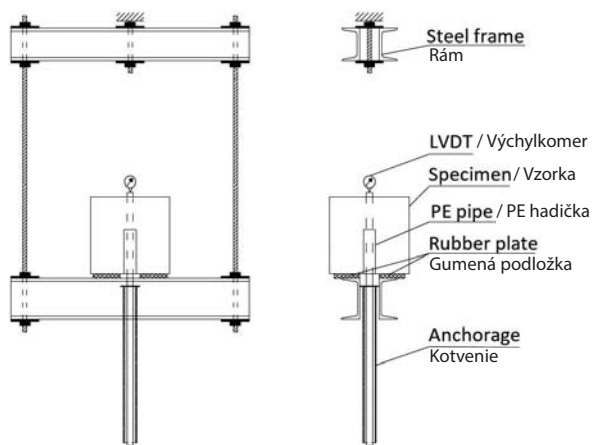
Bond of the GFRP reinforcement in concrete

The bond between the GFRP reinforcement and concrete is ensured by friction and possibly by the mechanical interlocking of the modified reinforcement surface. The mechanical interlocking is significant for steel reinforcement, which is the main difference. For the GFRP reinforcement the main part of the bond belongs to friction, the effect of which is increased by roughening the surface. The other factors affecting the bond between a GFRP reinforcement and concrete are the shape of the surface and the mechanical properties of the reinforcement, the diameter of the reinforcement, the compressive strength of the concrete, the anchoring length, and the confinement of the reinforcement.

Several test methods are used to determine the characteristics of the bond between a reinforcement and concrete. For the GFRP reinforcement, two types of bond tests are used, i.e., pull-out tests and beam tests. These tests are conceptually inconsistent in the results achieved. The bond stress obtained from the beam tests is usually lower than that of the pull-out tests. The experimental program includes pull-out tests of the GFRP reinforcement with a diameter of 16 mm and with a surface modification by confined ribs. Specimens were tested in two series, i.e., 3 and 28 days after the concreting.

The GFRP reinforcement was pulled out of a cube with dimensions of 200 mm. Part of the GFRP reinforcement embedded in the concrete was separated from the concrete by a plastic pipe (on the pulled side) to prevent a vault effect on the bond. The anchorage length of the GFRP reinforcement in the concrete was five times the diameter of the reinforcement. The arrangement of the pull-out test is shown in Fig. 3.

At the beginning of loading, the bond between GFRP reinforcement and concrete is transmitted by the mechanical interlocking of the modified surface of the reinforcement. Increasing the slip of the GFRP reinforcement on its loaded end leads to the formation of longitudinal microcracks at the ends of the bar. Higher values of bond stresses greatly increase the effect of mechanical interlocking; the radial component of the bond force is in the equilibrium with the radial stress from the transverse strain of the concrete. As a result, concrete causes the confinement of the reinforcing bar. Young concrete cannot ensure a thorough confinement of the reinforcement, so the 3-day tests did not reach the maximum bond stress of the 28-day specimens.



Obr. 3 Schéma usporiadania pull-out skúšky a vzorky po porušení
Fig. 3 Arrangement of the pull-out test and specimens after failure

Na začiatku zaťažovania je súdržnosť medzi GFRP výstužou a betónom zabezpečená mechanickým zaklinením upraveného povrchu výstuže. Zvyšovaním poklzu na zaťaženom konci prúta výstuže vedie zaklinenie k vzniku pozdĺžnych mikrotrhlín na koncoch prúta, ktoré umožnia poklzu prúta výstuže. Predpokladá sa, že oneskorenie tvorby mikrotrhlín je spôsobené mäkkším povrchom GFRP výstuže v porovnaní s oceľovou výstužou. Pri vyšších hodnotách napätia v súdržnosti narastá značne účinok zaklinenia, radiálna zložka sily v súdržnosti je v rovnováhe s radiálnym napätím od priečného pretvorenia betónu. Dôsledkom toho je, že betón spôsobí ovinutie prúta výstuže. Ak je radiálne napätie väčšie ako pevnosť betónu v ťahu a výstuž nie je dokonale ovinutá, môžu vzniknúť priečne trhliny pozdĺž prúta výstuže. Tie môžu spôsobiť rozdrvenie betónu na povrchu skúšobného telesa. V experimente nenastalo zlyhanie betónu v šmyku vďaka dostatočne veľkému krytiu výstuže.

Porušenie nastalo vytiahnutím výstuže. V čase skúšania tri dni po betonáži nedokázal mladý betón zabezpečiť dôkladné ovinutie výstuže, čo sa prejavilo nielen väčším porušením povrchu GFRP výstuže, ale aj absenciou reziduálneho napätia súdržnosti.

The failure of the 28-day specimens occurred by cutting the modified reinforcement surface (cutting of the ribs). The surface layer of the fibers of the GFRP reinforcement was peeled off at the 3-day specimens. The failure of the concrete from being crushed between the reinforcement ribs did not occur in either case.

Prestressed GFRP reinforcement in lost formwork

The benefits of the GFRP reinforcement properties enable many applications, one of which is to reinforce the elements of the lost formwork as there is no need to provide high thickness of concrete cover because of corrosion resistance.

The concrete slab, which was to be used as lost formwork without any further supporting function, was designed with a thickness of 40 mm, and reinforced with 2 bars of the GFRP reinforcement with a diameter of 10 mm. The slab dimensions were 2060 × 500 × 40 mm; the concrete cover was 10 mm. The slabs were designed for short-term loads from the self-weight of the fresh concrete with a thickness of 250 mm and one worker with a weight of 100 kg. According to research on long-term stress on the reinforcement of precast prestressed beams, the maximum limit value of the stress for the reinforcement at the time of prestressing was set at 550 MPa. The prestressing of the GFRP reinforcement was realized in three phases. The first level of the prestressing force was at 11 kN, the second level at 22 kN, and finally the full value of the prestressing force at 34 kN. The prestressing for the GFRP reinforcement process was followed by the pouring of the concrete.

Based on the known position of the strain gauges and the values of the GFRP reinforcement strains at the time before and after the prestressing transfer, it was possible to evaluate the length of the transfer, which is necessary for the transfer of the pre-stressing force into the element. The increase in the prestressing force over the length of the element was considered to be linear. On that basis it was possible to determine the transfer length of 280 mm for the dead end and 350 mm for the live end with the use of a graphic evaluation.

Long-term properties

To date, there is not enough information about the long-term behavior of FRP reinforcements, because they have not been used for a long period of time and because structures with FRP reinforcements or strengthening systems have not yet reached their service life.

According to various standards, the long-term properties of FRP reinforcement are calculated from short-term properties by the introduction of reduction factors. Properties reduced according to these requirements are very low, and the use of the FRP reinforcement does not seem to be effective.

The main factor causing the limit usage of the FRP reinforcement is its creep rupture. An FRP reinforcement subjected to a constant load over time can suddenly fail after a time period known as the "endurance time". This phenomenon is known as creep rupture. The endurance time of an FRP reinforcement decreases as the ratio of the sustained tensile stress to the short-term strength increases. The endurance time also decreases with the effects of high temperature, ultraviolet radiation exposure, high alkalinity, wet and dry cycles, and freezing-thawing cycles. Carbon fibers have a very good resistance to creep rupture. Aramid fibers are more susceptible to this phenomenon, and glass and basalt fibers are most susceptible. Nevertheless, the susceptibility of resin is the greatest problem.

A few series of creep rupture tests have been conducted on FRP reinforcements with different fibers (carbon, aramid, glass, basalt). The tests have usually lasted for 100 h, and the results were linearly extrapolated to 500 000 h (more than 50 years). The results of the experimental programs are summarized in Tab. 1. These studies show that glass and basalt fiber-reinforced polymers have a very low resistance to long-term loading.

With FRP composites, it is generally necessary to address the issue of durability as various environmental influences signifi-

Predpätá GFRP výstuž pri výrobe prvkov strateného debnenia

Výhody materiálových charakteristík GFRP výstuže umožňujú mnohé aplikácie, jednou z nich je aj vystuženie prvkov strateného debnenia, keďže nie je potrebné zabezpečovať vysoké krycie vrstvy vzhľadom na odolnosť proti korózii.

Betónová doska, ktorá má slúžiť ako stratené debnenie bez ďalšej nosnej funkcie, bola navrhnutá s hrúbkou 40 mm, vystužená pomocou 2 $\varnothing$ 10 mm GFRP. Rozmery prvku sú 2 060 $\times$ 500 $\times$ 40 mm s krytím výstuže 10 mm. Prefabrikáty boli navrhované na zaťaženie čerstvou betónovou zmesou s hrúbkou 250 mm a hmotnosťou jedného pracovníka cca 100 kg. Maximálne napätie vo výstuži v čase vnesenia predpätia do prvku bolo 550 MPa. Predpínanie výstuže prebiehalo v troch stupňoch. Prvá hladina sily je na úrovni 11 kN, druhá 22 kN a nakoniec plná hodnota predpínacej sily je na úrovni 34 kN. Po predopnutí GFRP výstuže nasledovala betonáž.

Na základe merania pomerných pretvorení po dĺžke prvku možno vyhodnotiť prenosovú dĺžku, na ktorej sa vnesie plná predpínacia sila do prierezu. Zjednodušene sa počítalo s lineárnym nárastom predpínacej sily po dĺžke prvku. Pomocou grafického vyhodnotenia bolo možné stanoviť prenosovú dĺžku 280 mm pre mŕtvy koniec a 350 mm pre živý koniec.

Dlhodobé vlastnosti

Dodnes nie sú k dispozícii dostatočné informácie týkajúce sa dlhodobého správania sa FRP výstuže, pretože konštrukcie, v ktorých sa použíla, nedosahujú ešte zďaleka svoju predpokladanú životnosť.

Dlhodobé vlastnosti sa podľa rôznych normových predpisov počítajú z krátkodobých vlastností zavedením redukčných súčiniteľov. Takto upravené vlastnosti sú však veľmi nízke a znamenali by, že využitie FRP výstuže nie je efektívne.

Jedným z hlavných faktorov limitujúcich využitie FRP výstuže je jej porušenie v dotvarovaní. FRP výstuž vystavená konštantnému dlhodobému zaťaženiu sa môže po určitom čase náhle porušiť. Tento fenomén sa nazýva „creep rupture“ (porušenie v dotvarovaní). Dochádza k nemu tým skôr, čím je pomer ťahového napätia od dlhodobého zaťaženia a pevnosti v ťahu vyšší, a tiež pri vysokých teplotách, vystavení ultrafialovému žiareniu, vysokej alkalite prostredia, striedavom zmáčaní a vysušovaní a pri zmrazovacích a rozmrazovacích cykloch. Uhlíkové vlákna majú proti tomuto spôsobu porušenia veľmi dobrú odolnosť, viac náchylné sú aramidové vlákna a najnižšiu odolnosť vykazujú sklené a bazaltové vlákna. V každom prípade je najväčším problémom odolnosť polymérnej živice.

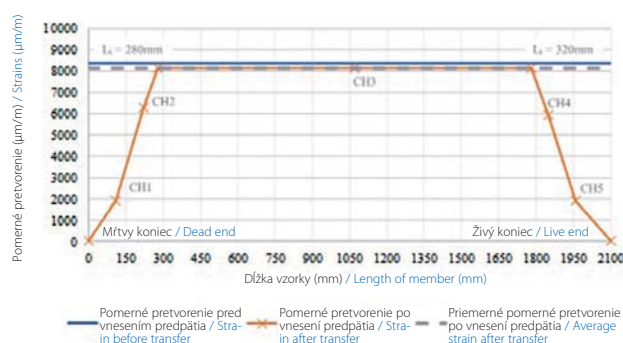
Experimenty na overenie odolnosti proti porušeniu z dotvarovania sa realizovali v rámci rôznych typov FRP kompozitov (s uhlíkovými, aramidovými, sklenými a bazaltovými vláknami s rôznymi matricami). Išlo o krátkodobé experimenty (100 hodín), z ktorých sa výsledky lineárne extrapolovali na čas dlhší ako 50 rokov (500 000 hodín). Výsledky spomenutých experimentálnych overení sú zhrnuté v tab. 1. Z výsledkov je zrejme, že najmä pri polyméroch vystužených sklenými a bazaltovými vláknami sa predpokladá, že odolnosť je pri dlhodobom zaťažení veľmi nízka.

Pri FRP kompozitoch sa treba vo všeobecnosti zaoberať aj otázkou trvanlivosti, keďže rôzne vplyvy prostredia ovplyvňujú vo výraznej miere ich vlastnosti. Niekoľko štúdií z posledných rokov sa zaoberá zmenami mechanických vlastností FRP kompozitov pri dlhodobom vystavení vplyvom prostredia. Na základe týchto skutočností sa v niektorých krajinách zaviedli redukčné súčinitele vplyvu prostredia na obmedzenie hodnôt mechanických vlastností FRP kompozitov (v rozpätí od 0,95 pri CFRP až po 0,5 pri GFRP).

Napriek tomu nie je možné zovšeobecniť, že FRP kompozity nesplňajú svoju funkciu počas životnosti konštrukcie, pretože hodnoty redukčných súčiniteľov sú len extrapolované z urýchlených skúšok a reálne skúsenosti na konštrukciách ich nepotvrdzujú. Na ich potvrdenie treba uskutočniť merania v reálnom čase, ktoré sa aj na Stavebnej fakulte STU pripravujú.



Obr. 4 Meranie pomerných pretvorení GFRP výstuže počas predpínania
Fig. 4 Measurement of the relative strains of the GFRP reinforcement during pre-tensioning



Obr. 5 Grafické vyhodnotenie na stanovenie prenosovej dĺžky
Fig. 5 Measured strains of GFRP reinforcement alongside the element

Tab. 1 Redukčné súčinitele napätí pri dlhodobom zaťažení
Tab. 1 Long-term stress limitation factors

	CFRP	GFRP	AFRP
ACI 440.1R-06	0,55 f_{tu}	0,20 f_{tu}	0,30 f_{tu}
Yamaguchi et al. (1997)	0,93 f_{tu}	0,29 f_{tu}	0,47 f_{tu}
Ando et al. (1997)	0,79 f_{tu}	–	0,66 f_{tu}
Seki et. al (1997)	–	0,55 f_{tu}	–

* f_{tu} je pevnosť FRP v ťahu.

* f_{tu} is the tensile strength of FRP reinforcement.

cantly affect their properties. Several studies in recent years have focused on changes in the mechanical properties of FRP composites after long-term exposure to environmental influences. Based on these facts, environmental impact reduction factors have been introduced in some countries to limit the mechanical properties of FRP composites (ranging from 0.95 for CFRP to 0.5 for GFRP).

Nevertheless, it cannot be stated that FRP composites will not reliably satisfy their function in the structure and that structures with FRP reinforcement will fail before reaching their service life because the values of residual stresses are only extrapolated from short-term tests. We need actual experience over time to determinate the true long-term degradation of these materials.

Conclusions

FRP reinforcements are used in both civil engineering and building structures, either in the form of the reinforcement of new structures or in renovations. Slabs, beams and columns are reinforced with composite materials. Extending the use of composite materials is particularly hampered by the absence of standard procedures for

Závery

FRP výstuž nachádza uplatnenie v inžinierskom stavitelstve aj v pozemných stavbách – či už vo forme výstuže nových konštrukcií, alebo pri rekonštrukciách. Rozšírenie využitia kompozitných materiálov obmedzuje najmä absencia normových postupov na návrh nových aj zosilnených prvkov a malá informovanosť projektantov.

Uvedené príklady aplikácie FRP výstuže sú dôkazom, že správne špecifikované FRP kompozity sú vhodnou náhradou oceľovej výstuže. Výskum aj aplikácie v oblasti FRP kompozitov sa po celom svete vyskytujú čoraz vo väčšej miere a zavedením medzinárodných normových postupov na ich návrh sa FRP kompozity stanú rovnocennou alternatívou klasickej aj predpínacej oceľovej výstuže.

Výskum realizovaný na Stavebnej fakulte STU v Bratislave prispieva svojou časťou k rozšíreniu databázy informácií o správaní sa FRP výstuže pri rôznych spôsoboch namáhania betónových prvkov, ako aj pri ich vzájomnom spolupôsobení.

Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-15-0658 a s podporou Univerzitného vedeckého parku STU Bratislava (ITMS: 26240220084).

Literatúra

1. LÁNIOVÁ, D. – ŠVACHULA, R. – BORZOVIČ, V. – HALVONÍK, J.: Experimentálne overenie pôsobenia nosníkov vystužených GFRP. In: Sanácia betónových konštrukcií : zborník príspevkov z 10. seminára. Smolenice, SR, 7. – 8. 12. 2017. Bratislava: IRIS, 2017, s. 105-110. ISBN 978-80-8200-014-9.
2. GAŽOVIČOVÁ, N. – BILČÍK, J. – HOLLÝ, I. – HALVONÍK, J.: Bond behaviour between GFRP reinforcement and concrete using pull-out test. In: Solid State Phenomena: 24th Concrete Days 2017. Vol. 272, (2018), s. 232 – 237. ISSN 1012-0394.
3. VALAŠÍK, A.: Vopred predpäté dosky s GFRP výstužou. In: Juniorstav 2017: 19. odborná konferencia doktorského štúdia. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2017, USB kľúč, ISBN 978-80-214-5473-6.
4. GAJDOŠOVÁ, K. – SONNENSCHNEIN, R.: Endurance limit of FRP composites used for reinforcement of concrete structures. In: Engineering mechanics 2017. 23rd international conference. Svratka, Czech Republic. 1. vyd. Brno: Brno University of Technology, 2017, s. 322 – 325. ISSN 1805-8248. ISBN 978-80-214-5497-2.

designing new and strengthened structural members and the lack of awareness of designers.

The stated examples showing the application of FRP reinforcements are evidence that properly specified FRP composites are a suitable replacement for steel reinforcements. Both research on and applications of FRP composites are becoming more and more widely deployed throughout the world; by introducing international standard procedures for their design, FRP composites can become an equivalent alternative to both classical and prestressing steel reinforcements.

The research carried out by the Faculty of Civil Engineering of the Slovak University of Technology in Bratislava with its part contributes to an expanding database of information on the FRP reinforcement behavior in various ways of stressing the concrete structural members and their interaction.

This work was supported by the Slovak Research and Development Agency under Contract No. APVV-15-0658 and the University Science Park (USP) of the Slovak University of Technology in Bratislava (ITMS: 26240220084).

References

1. LÁNIOVÁ, D. – ŠVACHULA, R. – BORZOVIČ, V. – HALVONÍK, J.: Experimental verification of the action of GFRP reinforced beams. (in Slovak) In: Rehabilitation of concrete structures: Proceedings from the 10th workshop. Smolenice, SR, 7. – 8. 12. 2017. Bratislava: IRIS, 2017, pp. 105-110. ISBN 978-80-8200-014-9.
2. GAŽOVIČOVÁ, N. – BILČÍK, J. – HOLLÝ, I. – HALVONÍK, J.: Bond behaviour between GFRP reinforcement and concrete using pull-out test. In: Solid State Phenomena: 24th Concrete Days 2017. Vol. 272, (2018), s. 232 – 237. ISSN 1012-0394.
3. VALAŠÍK, A.: Prestressed slabs with GFRP reinforcement. (in Slovak) In: Juniorstav 2017: 19th professional conference of doctoral studies. Brno: VUT in Brno, 2017, USB, ISBN 978-80-214-5473-6.
4. GAJDOŠOVÁ, K. – SONNENSCHNEIN, R.: Endurance limit of FRP composites used for reinforcement of concrete structures. In: Engineering Mechanics 2017. 23rd international conference. Svratka, Czech Republic. Brno: Brno University of Technology, 2017, pp. 322 – 325. ISSN 1805-8248. ISBN 978-80-214-5497-2.



Predplatné

Váš dokonalý prehľad o dianí na trhu

Vyberte si svoje predplatné:

A

ročné, 6 čísel

cena v SR: 9,00 € (6 časopisov × 1,50 €)

cena v ČR: 240 Kč (6 časopisov × 40 Kč)

B

dvojročné, 12 čísel

cena v SR: 15,60 € (12 časopisov × 1,30 €)

cena v ČR: 408 Kč (12 časopisov × 34 Kč)

len
9 eur
na celý rok

Sme tu pre vás už

66 rokov

Objednávky v SR

tel.: 02/491 112 01, fax: 02/491 112 09

e-mail: lkperm@lkpermanent.sk, web: <http://predplatne.jaga.sk>

L. K. Permanent, s. r. o., pošt. prieč. 4, 834 14 Bratislava 34

Objednávky v ČR

tel.: 840 30 60 90, fax: 234 092 813

e-mail: is@predplatne.cz, web: www.casopis.cz

A.L.L. production, s. r. o., P.O. Box 732, 111 21 Praha 1



Nová výstuž proti pretlačeniu železobetónových dosiek New punching shear reinforcement for concrete flat slabs

Návrh bezprievlakových železobetónových stropov je často limitovaný odolnosťou dosky proti porušeniu pretlačením ($v_{Rd,c}$). Šmykové výstuže bežne dostupné na slovenskom trhu umožňujú zvýšiť odolnosť až na hodnotu $1,96 \cdot v_{Rd,c}$ a tým optimalizovať návrh celej konštrukcie. V niektorých prípadoch však ani takáto odolnosť nie je postačujúca. V príspevku prezentujeme informácie o novom type výstuže proti pretlačeniu železobetónových dosiek, ktorú vyvinula spoločnosť Peikko a ktorej používanie na Slovensku je schválené technickým osvedčením vydaným TSÚS.

Návrh a realizácia bezprievlakových stropov sú podmienené spoľahlivým zabezpečením lokálneho podoprenia dosky na stĺp. V tomto detaile je nosná schopnosť dosky najčastejšie limitovaná jej odolnosťou proti porušeniu pretlačením.

Šmykové trne s rozkovanou hlavou sú v súčasnosti jedným z najefektívnejších systémov na vystužovanie bezprievlakových stropných a základových dosiek proti porušeniu pretlačením. Hlavnými prednosťami šmykových trňov v porovnaní s bežnými spôsobmi vystužovania (napr. strmienky) sú vyššia odolnosť dosky, ako aj vyššia produktivita práce na stavbe.

Používanie trňov ako šmykovej výstuže v železobetónových doskách sa v roku 2004 nezahrnulo do normy EN 1992-1-1, na základe čoho výrobcovia týchto výstuží pristúpili k tvorbe európskych technických osvedčení, ktoré v súčasnosti definujú rámec a metodiku na navrhovanie týchto výstuží v Európskej únii. Šmykové trne PSB vyrábané spoločnosťou Peikko boli schválené na základe rozsiahleho experimentálneho výskumu realizovaného v spolupráci medzi spoločnosťami Peikko Group a EPFL v Lausanne, ktorého výsledky sú zhrnuté v dostupnej literatúre [3, 4]. V rámci Európskeho technického osvedčenia ETA 13/0151 [2] je maximálna odolnosť dosky vystuženej trňmi PSB stanovená na hodnotu

$$V_{Rd, \max, \text{ETA}} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} \quad (1)$$

kde $V_{Rd,c}$ je odolnosť dosky bez šmykovej výstuže. Táto hodnota je približne o 40 % vyššia ako odolnosť dosky vystuženej bežnými strmienkami. Na základe technického osvedčenia ETA 13/0151 [2] schválil TSÚS v roku 2013 používanie šmykových trňov PSB v celej EÚ a umožnil výrobcovi výstuží umiestniť na výstuže značku CE.

Na Slovensku bola v roku 2014 vydaná národná príloha STN EN 1992-1-1 [1], ktorá schvaľuje používanie trňov ako výstuže proti porušeniu pretlačením za podmienok, ktoré sú veľmi podobné podmienkam definovaným v technickom osvedčení ETA 13/0151 [2]. V súčasnosti prebieha aj príprava revízie normy EN 1992-1-1 a je pravdepodobné, že metodika na navrhovanie šmykových trňov bude zakomponovaná do tejto normy aj na celoeurópskej úrovni, a to najneskôr do roku 2022.

The resistance against punching shear failure ($v_{Rd,c}$) is often limiting the load bearing capacity of reinforced concrete flat slabs. Conventional reinforcement against punching failure available on Slovakian market allows to increase the resistance of the slab to values up to $1,96 \cdot v_{Rd,c}$. Even though such resistance is sufficient for most common design situations, higher resistances might need to be achieved in extreme cases. Information about new type of reinforcement against punching shear failure of reinforced concrete flat slab will be presented in this paper. It has been developed by Peikko Corporation and approved by Building testing and research institute (TSÚS). The technical approval allows usage of this new reinforcement in Slovakian market.

The proper functioning of flat slabs is conditioned by a proper design and execution of the slab to column connection. The load bearing capacity of the slab is thus often limited by the punching shear failure resistance of this detail.

Currently one of the most effective system of reinforcing flat slabs and ground slabs against punching shear failure are double-headed studs. The main benefit of studs compared to conventional types of reinforcement (e.g. stirrups) is a higher resistance of the slab and also higher efficiency at building site.

The use of double-headed studs as punching shear reinforcement in reinforced concrete slabs hasn't been included in code EN 1992-1-1 (2004). Therefore, producers of studs developed European technical assessments, which currently define requirements and methodology for design and use of double-headed studs in European union. PSB studs produced by company Peikko have been approved based on extensive experimental research executed in cooperation between company Peikko and EPFL in Lausanne. Results of this research are presented in references [3,4]. In accordance with European technical assessment ETA 13/0151 [2], maximum resistance of slab reinforced with PSB studs is defined as

$$V_{Rd, \max, \text{ETA}} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} \quad (1)$$

where $v_{Rd,c}$ is resistance of slab without punching shear reinforcement. The resistance according to Eq. (1) is approximately 40 % higher than resistance of a slab reinforced by conventional stirrups. Based on technical approval ETA 13/0151 [2] issued by TSÚS in 2013, PSB studs were approved for use in EU and allowed being CE marked.

In 2014 a new national annex STN EN 1992-1-1 [1] has been published in Slovakia, which allows to use studs as reinforcement against punching shear failure. Conditions of use are similar to requirements determined by technical assessment ETA 13/0151 [2]. New revision of standard EN 1992-1-1 which is currently under preparation will include a methodology for design of punching shear stud at European level latest in 2022.

Ing. Ján Bujňák, PhD., Peikko Slovakia, Kráľová nad Váhom 660, tel.: +421 911 250056, e-mail: jan.bujnak@peikko.com

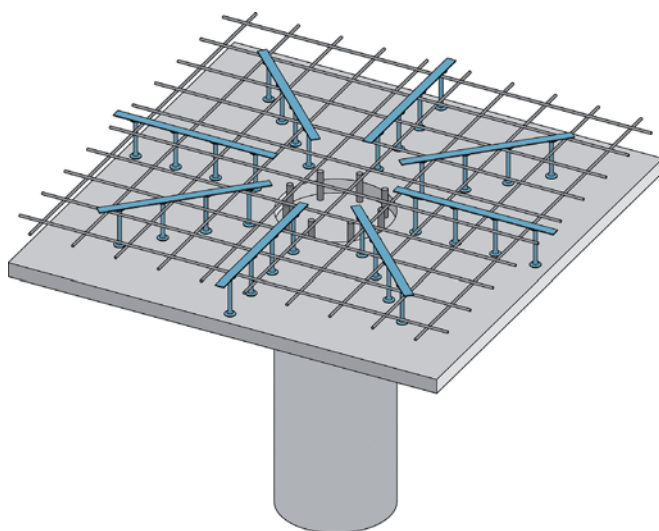
Ing. Jakub Mečár, Peikko Slovakia, Kráľová nad Váhom 660, tel.: +421 911 250094, e-mail: jakub.mecar@peikko.com

Ing. Štefan Gavura, Peikko Slovakia, Kráľová nad Váhom 660, +421 911 250080, e-mail: stefan.gavura@peikko.com

Antónia Ďuricová, Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., pobočka Košice, Krmanova 5, 040 00 Košice, +421 55 6226172



Obr. 1 Trne Peikko PSB
Fig. 1 PSB studs



Obr. 2 Doska vystužená trňmi Peikko PSB
Fig. 2 Flat slab reinforced with PSB studs

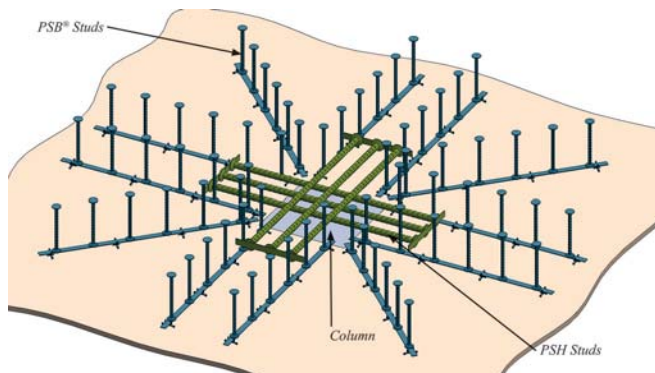
Z vyššie uvedeného vyplýva, že šmykové trne sa v súčasnosti stávajú štandardným postupom na vystužovanie železobetónových dosiek proti porušeniu pretlačením. Snaha výrobcov týchto výstuží sa teda začína orientovať na vývoj nových postupov na vystužovanie dosiek, ktoré môžu dopĺňať šmykové trne, napríklad v prípadoch dosiek vystavených extrémne veľkému zaťaženiu. Systém PSB PLUS vyvinutý spoločnosťou Peikko patrí medzi takéto systémy.

Systém PSB PLUS

Systém PSB PLUS je vytvorený kombináciou zvislých a vodorovných trňov. Zvislé trne sú navrhnuté a používané v zmysle technického osvedčenia ETA 13/0151 [2]. Vodorovné trne sú umiestnené tak, aby prechádzali cez stĺp a boli ukončené hlavou vo vzdialenosti min. $2d$ od líca stĺpa (d je efektívna hrúbka dosky).

Prvé prototypy systému PSB PLUS navrhla spoločnosť Peikko v roku 2014 a odskúšala ich v laboratóriu Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity. Výsledky skúšok potvrdili, že vodorovné výstuže umožňujú zvýšiť maximálnu silu pri porušení dosky v porovnaní s doskou vystuženou výlučne zvislými šmykovými trňmi.

Rozsiahly experimentálny program realizovaný v rokoch 2015 až 2017 v spolupráci medzi spoločnosťami Peikko a EPFL Lausanne umožnil vytvoriť ucelenú metodiku na navrhovanie dosiek vystužených systémom PSB PLUS. Výskumný program bol od začiatku koordinovaný s TSÚS (pobočka Košice) tak, aby spĺňal kritériá požadované na schválenie tohto inovatívneho riešenia na vystužovanie dosiek na Slovensku. Technické posúdenie SK TP – 18/0026 [5], ktoré vydal TSÚS v marci 2018, definuje



Obr. 3 Systém PSB PLUS
Fig. 3 PSB PLUS System



Obr. 4 Skúška prototypov PSB PLUS na Žilinskej univerzite
Fig. 4 Testing of PSB PLUS prototypes at University of Žilina

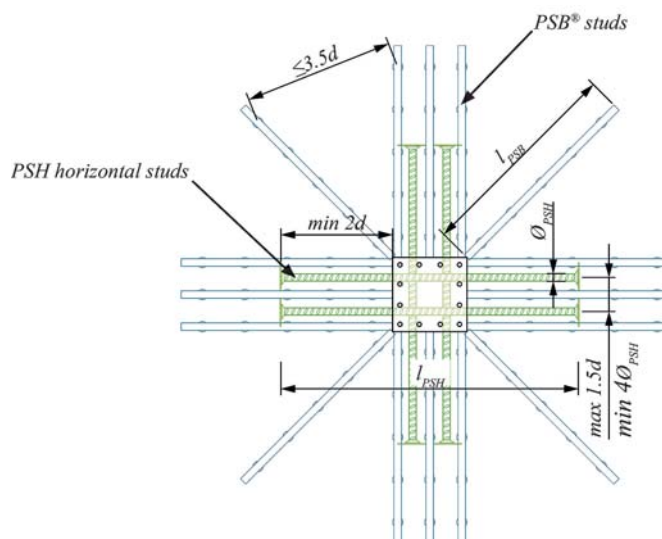
The above indicates that double-headed studs are progressively becoming as standard solution for reinforcing flat slabs against punching shear failure. This motivates the producers of double-headed studs start with development of new solutions with potentially even higher added value, for instance solutions that provide even higher resistances than those that can be achieved using PSB studs. PSB PLUS system developed by company Peikko is one of such systems.

System PSB PLUS

PSB PLUS system is combination of vertical studs and horizontal studs. Vertical studs are designed in accordance with technical assessment ETA 13/0151 [2]. Horizontal studs are placed in form of cross right above column and have a forged head at distance $2d$ from column face (where d is effective height of slab).

First prototypes of PSB PLUS system were developed by Peikko in 2014 and tested in laboratory of University of Žilina. Test results confirmed that horizontal studs increase maximum failure resistance of slab in comparison to slabs reinforced only with vertical studs.

Extensive experimental research program was executed during years 2015-2017 in cooperation between company Peikko and EPFL Lausanne. Results from research allowed to create comprehensive method for design of slabs reinforced by PSB PLUS system. From the beginning research program has been coordinated by TSÚS (division Košice), to follow criteria required for approval of this innovative solution in Slovakia. Technical approval SK TP – 18/0026 [5] is-



Obr. 5 Konštrukčné zásady PSB PLUS
Fig. 5 Installation instruction for PSB PLUS

podmienky na navrhovanie a používanie systému PSB PLUS, čím umožňuje jeho uvedenie do praxe.

Návrh výstuže

Návrh výstuže PSB PLUS vychádza z zmyslu Technického posúdenia SK TP – 18/0026 [5] z metodiky návrhu trťňov definovanej v technickom osvedčení ETA 13/0151 [2]. Maximálna odolnosť dosky vystuženej systémom PSB PLUS je definovaná ako

$$V_{Rd, \max, PLUS} = V_{Rd, \max, ETA} + n \cdot V_{Rd, PLUS} \quad (2)$$

kde $V_{Rd, PLUS}$ je definované v tab. 1 v závislosti od priemeru vodorovného prúta a n je počet aktívnych vodorovných prútov.

Konštrukčné zásady na usporiadanie výstuže sú uvedené na obr. 5.

Závery

Výstuž PSB PLUS sa bude používať predovšetkým v lokálne podopretých doskách vystavených extrémnym zaťaženiám. V najbližšom období bude spoločnosť Peikko tento systém schvaľovať a uvádzať na trh vo viacerých krajinách EÚ. Vďaka efektívnej spolupráci spoločnosti Peikko a TSÚS Košice je už v súčasnosti vydané Technické posúdenie SK TP – 18/0026 [5], ktoré umožňuje používať tento systém vystužovania na Slovensku.

Literatúra

1. STN EN 1992-1-1/NA: Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy (2014).
2. ETA-13/0151: PEIKKO PSB Punching Reinforcement: Double headed studs as punching reinforcement. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, June 2013.
3. Einpaul, J. – Bujnak, J. – Fernandez Ruiz, M. – Muttoni, A.: Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. In: ACI Structural Journal, 113 (2016), Farmington Hills, USA, S. 135 – 145.
4. Simoes, J. – Bujnak, J. – Fernandez Ruiz, M. – Muttoni, A.: Punching shear tests on compact footings with uniform soil pressure. In: Structural Concrete, 17 (2014), S. 603 – 617.
5. Technické posúdenie SK TP – 18/0026. Systém šmykovej výstuže PSB PLUS. TSÚS Bratislava. Marec 2018.

sued by TSÚS v March 2018 defines conditions for design and use of PSB PLUS system in Slovakia and allows the use of PSB PLUS system in practice.

Design of reinforcement

The design of PSB PLUS punching reinforcement in accordance with technical approval

SK TP – 18/0026 [5] is based on the procedure defined by the European technical assessment ETA 13/0151 [2] for double-headed studs. The maximum punching shear resistance of a slab reinforced by PSB PLUS system is defined as

$$V_{Rd, \max, PLUS} = V_{Rd, \max, ETA} + n \cdot V_{Rd, PLUS} \quad (2)$$

where $V_{Rd, PLUS}$ is dependent on diameter of horizontal PSH stud (Tab. 1) and number n of active horizontal PSH studs.

Tab. 1 Zvislá odolnosť vodorovných prútov
Tab. 1 Vertical shear resistance of horizontal studs

Priemer vodorovného PSH trňa/ Diameter of horizontal PSH studs	Krytie PSH trňa/Concrete cover of PSH studs	Návrhová hodnota šmykovej odolnosti pre jeden PSH trň a jednu šmykovú rovinu/ Design value of shear resistance for one PSH studs for one shear section
$\varnothing_{PSH}$ (mm)	c_d (mm)	$V_{Rd, PLUS}$ (kN)
25	46,5	24,5
32	50	40
40	54	56,8

The layout of the PSB PLUS system with detailing rules is presented in Fig. 5.

Conclusions

PSB PLUS system will be used for locally supported flat slabs loaded by extreme vertical reactions. The new punching reinforcement system will be approved and launched in several European countries in near future. The efficient cooperation between company Peikko and TSÚS Košice allowed to create Technical approval SK TP – 18/0026 [5]. Therefore, PSB PLUS system can be used in Slovakia already now.

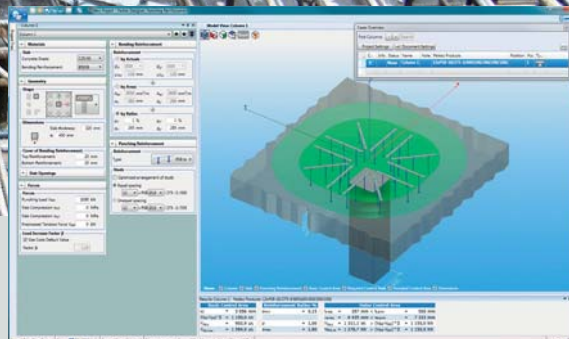
References

1. STN EN 1992-1-1/NA: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2014.
2. ETA-13/0151: PEIKKO PSB Punching Reinforcement: Double headed studs as punching reinforcement. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, June 2013.
3. Einpaul, J. – Bujnak, J. – Fernandez Ruiz, M. – Muttoni, A.: Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. In: ACI Structural Journal, 113 (2016), Farmington Hills, USA, S. 135 – 145.
4. Simoes, J. – Bujnak, J. – Fernandez Ruiz, M. – Muttoni, A.: Punching shear tests on compact footings with uniform soil pressure. In: Structural Concrete, 17 (2014), S. 603 – 617.
5. Technical approval SK TP -18/0026. PSB PLUS Shear reinforcement system. TSÚS Bratislava, March, 2018.



Peikko PSB® Výstuž proti pretlačeniu dosiek

- Optimalizácia konštrukčnej výšky stavby
- Jednoduchá a efektívna inštalácia
- Vyššia odolnosť v porovnaní so strmeňovými výstužami
- Jednoduchý výpočet pomocou programu Peikko Designer®
- Schválenie podľa ETA-13/0151, označenie CE



www.peikko.sk



ALFA⁰⁴

riešenia pre budúcnosť

www.alfa04.sk

Peter Koteš – Miroslav Strieška –
Josef Vičan – Miroslav Brodňan –
František Bahleda – Jozef Jošt



Vplyv znečistenia prostredia na zmenu odolnosti ŽB prierezu a na korózne mapy uhlíkovej ocele na Slovensku

Influence of environmental pollution on change of resistance RC cross section and on corrosion maps of carbon steel in Slovakia

Korózia ako degradácia materiálu je jedným z najdôležitejších faktorov určujúcich životnosť materiálov a zvyšujúcich riziko poruchy prvkov. Klimatické prostredie a znečistenie ovzdušia majú veľký vplyv na degradáciu rôznych stavebných materiálov, z ktorých sú vyhotovené najmä železobetónové alebo oceľové konštrukcie, ako sú budovy, mosty, tunely či stavby kultúrneho dedičstva. Príspevok je zameraný na železobetónové konštrukcie a mosty a opisuje vplyv znečistenia atmosféry (prostredia) na degradáciu (koróziu) betonárskej výstuže na Slovensku. Z atmosférického znečistenia možno vytvoriť koróznú mapu, ktorá opisuje agresivitu prostredia a jeho vplyv na rýchlosť korózie. Korózna mapa nepomáha chrániť materiály, môže byť však užitočná pri výpočte zmeny odolnosti prvku v čase a pri výpočte trvanlivosti. Údaje o znečistení a klimatologických podmienkach, ako sú Cl^- , SO_2 , O_3 , $\text{PM}_{2,5}$, PM_{10} , pH, teplota, množstvo dažďa a relatívna vlhkosť, sa merajú v sieti meracích staníc Slovenského hydrometeorologického ústavu a následne sa z nich vytvárajú korózne mapy.

Klimatické zmeny sú na celom svete zreteľné a výrazné a platí to aj v prípade Slovenska. Priemerná ročná teplota rastie, znečistenie ovzdušia sa zväčša zvyšuje, no v niektorých oblastiach dochádza aj k jeho zníženiu, a to vďaka rôznym projektom na znížovanie znečistenia a medzivládnyim rozhodnutiam. Znečistenie ovzdušia má značný vplyv na degradáciu všetkých konštrukčných materiálov, ako betonárska výstuž, betón, konštrukčná oceľ, zinok, hliník, murivo, kameň atď. To znamená, že sú ovplyvnené všetky typy konštrukcií, ako sú budovy, mosty, tunely alebo konštrukcie kultúrneho dedičstva. Degradácia nielen kovových, ale aj iných stavebných materiálov (betón, omietka, malta, kamene, sklo atď.) vo forme korózie vplyvom chemických alebo fyzikálno-chemických environmentálnych zatažení je čoraz vážnejším problémom nielen na Slovensku, ale na celom svete. Korózia spôsobuje hospodárstvu veľkú finančnú záťaž z dôvodu vysokých nákladov na opravy a rekonštrukcie, či už ide o dopravnú infraštruktúru, alebo konštrukcie, a zároveň spôsobuje zníženie spoľahlivosti konštrukčných prvkov, čo môže viesť k vážnym poruchám [1 – 4].

Model korózie betonárskej výstuže

Degradácia materiálov vrátane korózie výstuže alebo iných kovových materiálov je jedným z rozhodujúcich faktorov určujúcich životnosť

The corrosion is one of the most decisive factors determining the lifetime of materials and increases the risk of failure. Climatic parameters and atmospheric pollution have the high impact on degradation of several construction materials, from which the reinforced concrete or steel structures, such as buildings, bridges, tunnels or cultural heritage structures, are made. The paper is focused on reinforced structures and bridges and describes the impact of multi-pollution of atmosphere on degradation (corrosion) of reinforcement in the Slovak Republic. It is possible to determine the map of corrosion from the atmosphere pollution, which describes the aggressiveness of environment and its influence on corrosion. The corrosion map does not help to protect materials but can be useful for prediction of the resistance change in time and for calculation of durability. Data on pollution and climatological conditions, like Cl^- , SO_2 , O_3 , $\text{PM}_{2,5}$, PM_{10} , pH, temperature, rain, relative humidity, are measured in the network of Slovak Hydrometeorological Institute environmental stations and consequently the maps of carbon steel are made from them.

The climate changes around the world are clear and prominent. This is also the case of Slovakia. The average year's temperature is increasing, the atmospheric pollution is also mostly increasing, but in some areas, there is a decreasing of pollution due to various projects and governments' decisions. The atmospheric pollution has considerable impact to degradation of all the construction materials like reinforcement, concrete, structural steel, zinc, aluminium, masonry, stones etc. That means that all the types of constructions are affected, such as buildings, bridges, tunnels or structures of cultural heritage structures and art sculptures. Degradation not only of metal materials, but other construction materials (concrete, plaster, mortar, stones, glass, etc.), as well, by chemical or physicochemical environmental loads is an increasingly serious problem not only in Slovakia, but all over the world. The corrosion causes to economy a major financial problems due to high costs on repairs and reconstructions, whether in traffic infrastructure or building constructions, it also causes the reliability reduction of structural elements that can lead to serious consequences [1-4].

Corrosion model of reinforcement

Degradation of materials, including the corrosion of reinforcement or other metal materials, is one of the most decisive factors determin-

doc. Ing. Peter Koteš, PhD., Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135663, e-mail: kotes@fstav.uniza.sk

Ing. Miroslav Strieška, Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135663, e-mail: miroslav.strieska@fstav.uniza.sk

prof. Ing. Josef Vičan, CSc., Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135500, e-mail: josef.vican@fstav.uniza.sk

Ing. Miroslav Brodňan, PhD., Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135669, e-mail: miroslav.brodnan@fstav.uniza.sk

Ing. František Bahleda, PhD., Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135672, e-mail: frantisek.bahleda@fstav.uniza.sk

Ing. Jozef Jošt, PhD., Stavebná fakulta UNIZA v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135672, e-mail: jozef.jost@fstav.uniza.sk

materiálov a zvyšujúcich riziko poruchy konštrukcie v čase. Príspevok je zameraný na uhlíkovú oceľ, z ktorej sa vyrába betonárska výstuž.

Korózia betonárskej výstuže nezmenšuje len priereň rez výstuže a tým únosnosť prierezu, ale spôsobuje aj pozdĺžne trhliny a následné odpadávanie krycej vrstvy v dôsledku radiálnych ťahových síl okolo výstuže a zníženie súdržnosti medzi betónom a výstužou. To znamená, že klesá ohybová tuhosť prvku [5 – 8]. Preto korózia ovplyvňuje nielen medzné stavy únosnosti (MSÚ), ale aj medzné stavy použiteľnosti (MSP).

Podľa Eurokódov STN EN 1992-1-1 a STN EN 1992-2 [9 – 10] je plastická ohybová odolnosť železobetónového prierezu (ŽB) (obr. 1) daná rovnicou

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = A_{sl} \cdot f_y \cdot z = A_{sl} \cdot f_y \left(\left[h - c - \frac{\phi}{2} \right] - \frac{A_{sl} \cdot f_y}{2 \cdot b_{eff} \cdot f_c} \right) \quad (1)$$

Rovnica nezohľadňuje degradáciu materiálov v čase t . Ak sa zohľadní korózia výstuže [5], rovnica (1) sa zmení na

$$M_{Rd}(t) = F_s(t) \cdot z(t) = A_{sl}(t) \cdot f_y \cdot z(t) = A_{sl}(t) \cdot f_y \left(\left[h - c - \frac{\phi(t)}{2} \right] - \frac{A_{sl}(t) \cdot f_y}{2 \cdot b_{eff} \cdot f_c} \right) \quad (2)$$

kde $F_s(t)$ je sila v ťahanej výstuži meniac sa v čase v dôsledku korózie výstuže (kN),

$z(t)$ – rameno vnútorných síl meniace sa v čase (m),

f_y – medza klzu ocele (kN/m²),

f_c – pevnosť betónu v tlaku (kN/m²),

h – výška prierezu (m) (obr. 1),

$\phi(t)$ – priemer výstuže meniaci sa v čase (m),

h_s – hrúbka dosky (m) (obr. 1),

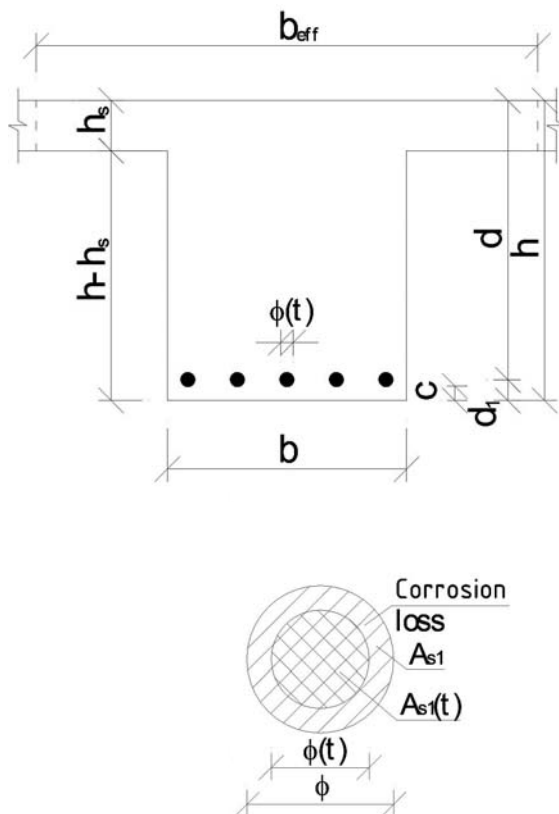
b – šírka prierezu (m) (obr. 1),

b_{eff} – efektívna šírka prierezu (m) (obr. 1),

c – hrúbka krycej vrstvy (m) (obr. 1),

n – počet výstuží v priereze (–) (obr. 1),

$A_{sl}(t)$ – priereň rez výstužou meniaci sa v čase v dôsledku korózie výstuže (m²).



Obr. 1 Priereň rez železobetónovým T-prierezom a korózia výstuže
Fig. 1 Cross section of flanged RC beam and corrosion of reinforcement

ing the lifetime of materials and increases the risk of structure's failure in time. The paper is focused on carbon steel, from which is made the reinforcement.

The corrosion of reinforcement does not only decrease the reinforcement cross-section due to the rust, but it also causes the cracks and spalling (dropping out) of the concrete cover due to the radial tensile forces around the reinforcement. That means that the flexural stiffness is decreasing [5-8]. Therefore, the corrosion influences not only the Ultimate Limit States (ULS), but also the Serviceability Limit States (SLS).

According to Eurocodes (STN EN 1992-1-1, STN EN 1992-2) [9, 10], the plastic moment resistance of the flanged reinforced concrete (RC) beam (Fig. 1) is given by formula

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = A_{sl} \cdot f_y \cdot z = A_{sl} \cdot f_y \left(\left[h - c - \frac{\phi}{2} \right] - \frac{A_{sl} \cdot f_y}{2 \cdot b_{eff} \cdot f_c} \right) \quad (1)$$

That formula does not take into account the degradation of materials. If the corrosion of reinforcement is considered [5], the formula (1) is changed to

$$M_{Rd}(t) = F_s(t) \cdot z(t) = A_{sl}(t) \cdot f_y \cdot z(t) = A_{sl}(t) \cdot f_y \left(\left[h - c - \frac{\phi(t)}{2} \right] - \frac{A_{sl}(t) \cdot f_y}{2 \cdot b_{eff} \cdot f_c} \right) \quad (2)$$

where

$F_s(t)$ is the force in tensioned reinforcement changed in time due to corrosion (kN),

$z(t)$ – the lever of internal forces changed in time (m),

f_y – the steel yield strength (kN/m²),

f_c – the compressive strength in concrete (kN/m²),

h – the height of cross section (m) (Fig. 1),

$\phi(t)$ – the reinforcement diameter changed in time (m),

h_s – the height of a slab (flange) (m) (Fig. 1),

b – the width of cross section (m) (Fig. 1),

b_{eff} – the effective width of cross section (m) (Fig. 1),

c – the concrete cover thickness (m) (Fig. 1),

n – the number of reinforcements in the cross section (–) (Fig. 1),

$A_{sl}(t)$ – the reinforcement cross section changed in time due to reinforcement corrosion (m²).

The change of the resistance moment $M_{Rd}(t)$ with time depends on the reinforcement cross section area $A_{sl}(t)$ and it depends exactly on change of the reinforcement diameter $\phi(t)$ in time t . The corrosion starts after the passive stage. The passive stage means time t_0 , from the beginning of the bridge operation, when degradation agents penetrate through the concrete cover up to level of reinforcement, and reinforcement does not corrode. After the passive stage, the concrete loses its passivation protection (concrete stops to protect the reinforcement) and the reinforcement corrosion starts – this time is called as the active stage ($t - t_0$) and take a time to end of member's lifetime (t_0, T_d).

There are two known models describing the change of the reinforcement diameter with time due to corrosion in the case of the uniform corrosion (Fig. 1) using the corrosion rate r_{corr} or the corrosion current density i_{corr} . Thus, that process can be described by formulas

$$\phi(t) = \phi, \text{ if } t \leq t_0 \quad (3a)$$

$$\phi(t) = \phi - 0.0232 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr}, \text{ if } t > t_0, \text{ according to [11, 12]} \text{ comes out from [13],} \quad (3b)$$

$$\phi(t) = \phi - (t - t_0) \cdot r_{corr}, \text{ if } t > t_0, \text{ according to [14],} \quad (3c)$$

where

r_{corr} is the corrosion rate (μm/year),

i_{corr} – is the corrosion current density (μA/cm²), (1 μA/cm² is equal to 11.6 μm/year of corrosion),

t – time,

t_0 – the length of time of passive stage.

Zmena odolnosti prvku namáhaného ohybom $M_{Rd}(t)$ v čase závisí od plochy priečneho prierezu výstuže $A_s(t)$, ktorá závisí práve od zmeny priemeru výstuže $\varnothing(t)$ v čase t . Korózia výstuže nastáva po pasívnom štádiu. Pasívne štádium znamená čas t_0 od začiatku životnosti mosta alebo konštrukcie ($0, t_0$), keď degradačné činitele prenikajú cez kryciu vrstvu až po úroveň výstuže, no výstuž zatiaľ nekoroduje. Po pasívnom štádiu betón stráca svoju pasívnu ochranu (prestane chrániť výstuž) a môže nastať korózia výstuže – ide už o aktívne štádium ($t - t_0$), ktoré trvá až do konca životnosti prvku (t_0, T_d).

V prípade rovnomernej povrchovej korózie existujú dva známe modely (obr. 1), ktoré opisujú zmenu priemeru výstuže v čase v dôsledku korózie s použitím rýchlosti korózie r_{corr} alebo hustoty prúdovej korózie i_{corr} . Tento proces možno opísať pomocou vzorcov

$$\varnothing(t) = \varnothing, \text{ ak } t \leq t_0 \quad (3a),$$

$$\varnothing(t) = \varnothing - 0,0232 \cdot (t - t_0) \cdot i_{corr}, \text{ ak } t > t_0, \text{ podľa [11, 12]} \quad (3b),$$

$$\varnothing(t) = \varnothing - (t - t_0) \cdot r_{corr}, \text{ ak } t > t_0, \text{ podľa [14]} \quad (3c),$$

kde r_{corr} je korózna rýchlosť ($\mu\text{m/rok}$),
 i_{corr} – hustota prúdovej korózie ($\mu\text{A/cm}^2$), pričom $1 \mu\text{A/cm}^2$ predstavuje $11,6 \mu\text{m/rok}$ skorodovanej vrstvy,
 t – čas (roky),
 t_0 – dĺžka pasívneho štádia (roky).

Ako možno vidieť, oba modely odporúčané pri korózii betonárskej výstuže sú lineárne.

Na výpočet zmeny odolnosti prierezov železobetónového prvku v čase treba vo všetkých prípadoch poznať základnú hodnotu, a to rýchlosť korózie r_{corr} . Podľa STN EN ISO 9223 [15] možno hodnotu rýchlosti korózie získať tromi spôsobmi.

Prvou možnosťou je stanoviť rýchlosť korózie pomocou meraní na vzorkách v skutočnom prostredí. Tento spôsob je najlepší, ale značne časovo a finančne náročný. Vyžaduje si osadiť vzorky vo všetkých prostrediach, v ktorých chceme získať rýchlosť korózie, a merať korózne úbytky aspoň jeden rok, optimálne niekoľko rokov.

Druhým spôsobom je stanoviť rýchlosť korózie pomocou meraní na vzorkách v koróznej komore. Ide o zrýchlené testy. Tu však nastáva problém prevodu rýchlosti korózie v komore do skutočných podmienok.

Tretí prístup je založený na informáciách o životnom prostredí. To znamená, že ak poznáme agresivitu daného prostredia, možno určiť mieru korózie pomocou tzv. dose-response funkcií (dávka – odozva). Tieto funkcie umožňujú vypočítať rýchlosť korózie v rôznych oblastiach a prostrediach v závislosti od nameraného znečistenia životného prostredia. Zároveň možno zobraziť zmenu rýchlosti korózie po vypočítaní v grafickej podobe, tzn. vytvoriť korózne mapy (mapy rýchlosti korózie).

Spôsoby stanovenia koróznei rýchlosti

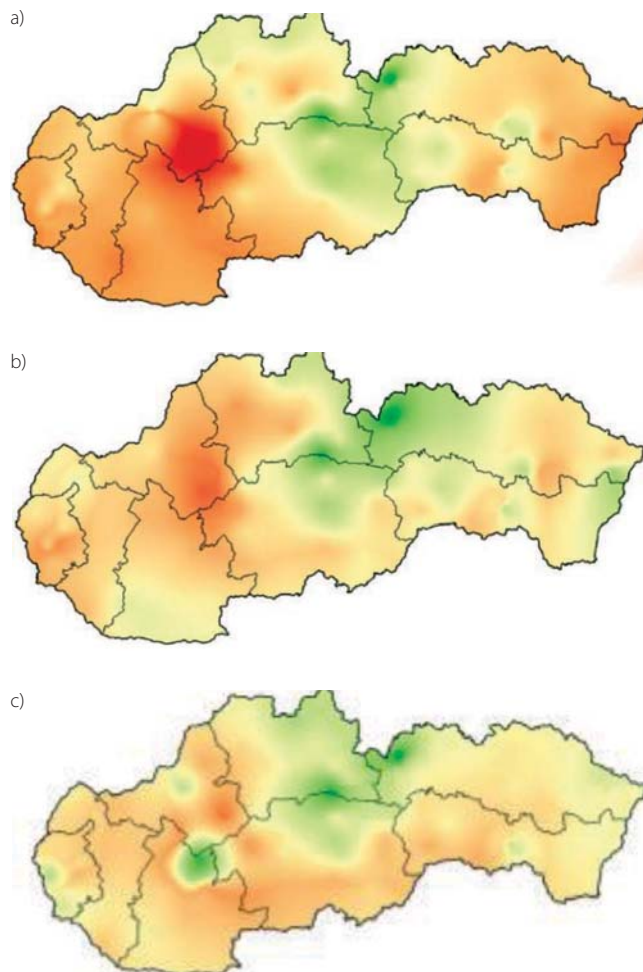
Korózne mapy

Rovnica (dose-response funkcia), ktorá opisuje mieru korózie uhlíkovej ocele podľa STN EN ISO 9223 [15] po jednom roku vystavenia [3], je takáto

$$r_{corr} = 1,77 \cdot [\text{SO}_2]^{0,52} \cdot e^{0,020\text{Rh}} \cdot e^{f(T)} + 0,102 \cdot [\text{Cl}^-]^{0,62} \cdot e^{0,33\text{Rh}} \cdot e^{0,040T}, \quad (4)$$

kde $f(T)$ je $0,15 \cdot (T - 10)$, ak $T < 10^\circ\text{C}$, inak $-0,054 \cdot (T - 10)$,
 Rh – relatívna vlhkosť (%),
 Cl^- – obsah chloridov (mg/l).

Všetky tieto parametre majú rozdielne hodnoty alebo koncentrácie v rôznych oblastiach Slovenskej republiky a v priebehu rokov sa menia. Mapy na obr. 2 ukazujú, že miera korózie uhlíkovej ocele na Slovensku klesla z priemernej hodnoty $21,35 \mu\text{m/rok}$ v roku 2004 na $18,08 \mu\text{m/rok}$ v roku 2014. Mapy na ďalšie roky (2015 – 2018) sa v tomto čase spracúvajú.



Obr. 2 Rýchlosť korózie uhlíkovej ocele r_{corr} na Slovensku medzi rokmi 2004 a 2014
a) 2004 – 2006, b) 2007 – 2010, c) 2011 – 2014
Fig. 2 Corrosion rate of carbon steel in Slovakia between years 2004–2014
a) 2004 – 2006, b) 2007 – 2010, c) 2011 – 2014

As it can be seen, both models, which are recommended for the reinforcement, are linear (linear function).

In all the cases, it is needed to know the basic value – corrosion rate – to calculate the changes of resistances of cross-sections from various materials with time. According to EN ISO 9223 [15], there is possibility to achieve the value of corrosion rates using three ways.

The first possibility to achieve the values of corrosion rates is by determining the corrosion aggressiveness using measurements on samples in the real environmental pollution. That way is the best, but very time and money consuming. That means to put samples in all environments where it is wanted to detect and measure the corrosion losses and measure at least for one year, optimally after several years.

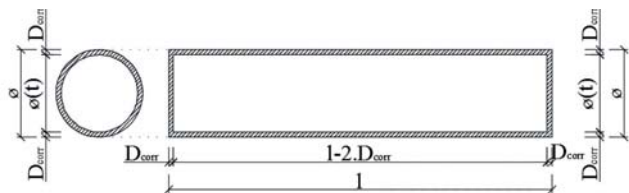
The second way is to determine the corrosion rate using measurements on samples in the corrosion chamber. It means the rapid tests. In this case, the problem with conversion between corrosion rate in chamber and in the real conditions occurs.

The third approach is based on information about environment. That means that if one knows the aggressiveness of environment, it is possible to determine the corrosion rate using dose-response functions. The dose-response functions give the possibility to calculate the corrosion rates in various areas, depending on measured environmental pollution. Moreover, it is also possible to show changing of corrosion rates in a graphical form – that means to create the corrosion maps.

Ways of corrosion rate determining

Corrosion maps

The equation (dose-response function) for the carbon steel accord-



Obr. 3 Miera korózie vzoriek v koróznei komore $D_{\text{corr, ch}}$
Fig. 3 Corrosion rate of samples in corrosion chamber $D_{\text{corr, ch}}$

Experimentálne merania v koróznei komore

Je veľa faktorov, ktoré môžu ovplyvniť rýchlosť korózie – napr. množstvo zrážok, kyslosť zrážok H^+ , koncentrácia kyseliny dusičnej HNO_3 , ozón O_3 , koncentrácia tuhých častíc frakcie PM_{10} atď. [1, 17, 18]. Najdôležitejšími faktormi podľa normy STN EN ISO 9223 [15] sú teplota T , relatívna vlhkosť vzduchu Rh , chloridy Cl^- a oxid siričitý SO_2 . Podľa tejto normy sú tieto štyri parametre vstupnými hodnotami pri výpočte ročnej miery korózie r_{corr} . V priebehu rokov a v rôznych oblastiach Slovenska sa však tieto klimatické dáta menia [19, 2]. Rozsah meniacej sa koncentrácie hodnôt teploty, relatívnej vlhkosti a oxidu siričitého nie je taký dôležitý, ako je to v prípade meniacej sa koncentrácie chloridov. Rýchlosť prenikania chloridov ($\text{mg}/\text{m}^2/\text{deň}$) meraná podľa normy STN EN ISO 9225 [20] môže byť v rozsahu od 3 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{deň}$ (v prípade vnútrozemských oblastí) [19, 21] do 90 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{deň}$ (v prípade postrekovaných transportných mechanizmov) [22], alebo do 8 000 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{deň}$ (v prípade striekajúceho transportného mechanizmu rozmrazovacej soli počas zimného obdobia) [23]. To vedie k záveru, že miera prenikania chloridov má výrazný vplyv na trvanlivosť a spoľahlivosť konštrukcií nielen v blízkosti cestnej dopravnej infraštruktúry, kde sa používa rozmrazovacia soľ, ale aj v oblastiach pokrývajúcich stovky metrov okolo ciest [23].

Z tohto dôvodu sa zvolil test podľa normy STN EN ISO 9227 [16], kde sú vzorky vystavené pôsobeniu 5-percentného (50 g/l $\pm$ 5 g/l) roztoku chloridu sodného. Ďalšími parametrami nastavenými v koróznei komore sú teplota (35 $^\circ\text{C} \pm 2$ $^\circ\text{C}$) a hodnota pH roztoku (od 6,5 do 7,2). Pred začatím testu sa na kalibrovaných váhach zisťovala počiatočná hmotnosť (a tiež hydrostatická hmotnosť – hmotnosť vzoriek pod vodou) a dĺžka vzoriek. Potom sa vypočítala objemová hmotnosť ρ každej vzorky. Spolu sa sledovalo dvadsať nechránených vzoriek výstuže z každého priemeru (ϕ 6 mm, ϕ 10 mm, ϕ 14 mm, ϕ 25 mm). Zvolené časové intervaly na kontrolu aktuálnej hmotnosti vzoriek boli 2,1; 4,9; 9,0; 13,9; 18,0; 27,1; 36,0; 45,0; 53,9 a 62,8 dní. V každom z týchto časových intervalov sa z komory odobrali dve vzorky z každého priemeru (ϕ 6 mm, ϕ 10 mm, ϕ 14 mm, ϕ 25 mm) a zvážila sa ich hmotnosť. Jednotlivé zaznamenané hodnoty pri výstuži s ϕ 6 mm sa publikovali v [24]. Rovnica (5) opisuje výpočet rýchlosti korózie v koróznei komore $D_{\text{corr, ch}}$ na základe predpokladu, že celý povrch vzoriek je skorodovaný (obr. 3).

$$8 \cdot D_{\text{corr, ch}}^3 - (8 \cdot \phi + 4 \cdot l) \cdot D_{\text{corr, ch}}^2 + (2 \cdot \phi^2 + 4 \cdot \phi \cdot l) \cdot D_{\text{corr, ch}} - \frac{4 \cdot \Delta m}{\pi \cdot \rho} = 0 \quad (5)$$

Vypočítaná rýchlosť korózie $D_{\text{corr, ch}}$ je uvedená na obr. 4 až 7. Na týchto obrázkoch možno vidieť aj lineárnu funkciu aproximovanú na koróznú rýchlosť a korelačný koeficient R^2 v rámci každého priemeru výstuže.

Je zrejmé, že výsledné krivky rýchlosti korózie $D_{\text{corr, ch}}$ sú veľmi podobné lineárnym funkciám. Korelačný koeficient R^2 ukazuje, ako uvedené výsledky dobre súhlasia s modelom. Jeho rozsah je veľmi blízky hodnote jedna, od $R^2 = 0,9849$ (pri priemere výstuže 14 mm) až po $R^2 = 0,9957$ (pri priemere výstuže 10 mm).

Na obr. 8 je uvedená lineárna rýchlosť korózie v koróznei komore $D_{\text{corr, ch, lin}}$ podľa rovníc z obr. 4 až 7.

Záverom tejto časti možno tiež spomenúť, že podobný výsledok pri konštrukčnej oceli dosiahli na ocelových vzorkách aj ďalší autori [25, 26].

ing to STN EN ISO 9223 [15], describing the corrosion attack after one year of exposure [3], is the following

$$r_{\text{corr}} = 1.77 \cdot [\text{SO}_2]^{0.52} \cdot e^{0.020\text{Rh}} \cdot e^{f(T)} + 0.102 \cdot [\text{Cl}^-]^{0.62} \cdot e^{0.33\text{Rh}} \cdot e^{0.040T}, \quad (4)$$

where

$f(T)$ is 0.15 ($T - 10$) if $T < 10$ $^\circ\text{C}$ otherwise $-0.054 (T - 10)$,

Rh – the relative humidity (%),

Cl^- – the content of chloride (mg/l).

All those parameters have different concentrations in different areas of the Slovak Republic and they also change during the years. The three maps in Fig. 2 show that the corrosion rate r_{corr} of the carbon steel is decreased from the average value of 21.349 $\mu\text{m}/\text{year}$ in the year 2004 to 18.08 $\mu\text{m}/\text{year}$ in the year 2014 in Slovakia. The following years (2015–2018) are under processing.

Experimental measurements in corrosion chamber

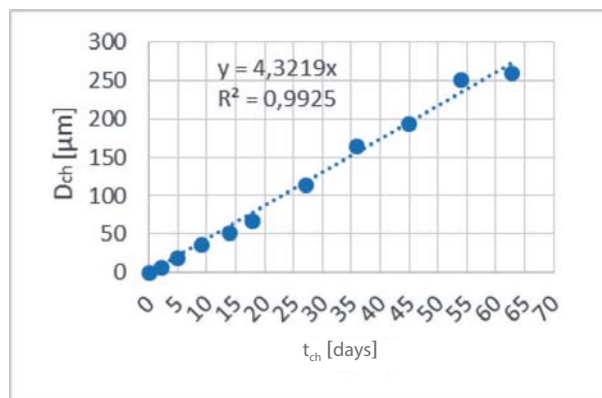
It is a lot of factors, which can affect the speed of corrosion rate like amount of precipitation Rain, acidity of precipitation H^+ , nitric acid concentration HNO_3 , ozone O_3 , concentration of particular matter PM_{10} and so on [1, 17, 18]. But the most important factors according actual standard EN ISO 9223 [15] are temperature T , relative humidity Rh , chloride Cl^- and sulphur dioxide SO_2 . These four parameters are as the input parameters on calculation of the first-year corrosion rate r_{corr} according this standard (this equation is so called dose-response function). During the years, the climatic data are changing in different areas of the Slovak Republic [19, 2]. The range of the changing concentration of the parameters like temperature, relative humidity and sulphur dioxide is not as significant as it is in the case of chloride concentration. The chloride deposition rate (in unit $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$), measured according the standard EN ISO 9225 [20], has range from 3 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$ (in the case of inland areas) [19, 21] to 90 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$ (in the case of spraying transport mechanisms) [22] or to 8 000 $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$ (in the case of splashing transport mechanisms of de-icing salt during the winter period) [23]. This leads to the conclusion that the chloride deposition rate has a significant impact on the durability and reliability of the construction not only near of the traffic infrastructure network, where the de-icing salt is applied, but also in the area spanning hundreds of meters around the roads [23].

The test according to standard ISO 9227 [16] was chosen for this reason, where the specimens are exposure to the 5 % (50 g/l $\pm$ 5g/l) sodium chloride solution. Other controlled parameters are temperature (35 $^\circ\text{C} \pm 2$ $^\circ\text{C}$) and pH (from 6.5 to 7.2). Before starting the test, the initial weight (also the hydrostatic weight – weight under water) and length of the samples were measured on the calibrated machines then the bulk density ρ of each sample was calculated. The total number of non-protected reinforcement samples was twenty for each diameter (ϕ 6, ϕ 10, ϕ 14, ϕ 25). The selected time intervals for inspection were 2.1, 4.9, 9.0, 13.9, 18.0, 27.1, 36.0, 45.0, 53.9 and 62.8 days. In each of these time intervals, two samples of each diameter (ϕ 6, ϕ 10, ϕ 14, ϕ 25) were taken from the chamber and their weight was measured. The individual measured values, for the diameter ϕ 6, are described in [24]. Equation (5) describes the calculation of the corrosion rate in the chamber $D_{\text{corr, ch}}$ based on the assumption that the whole surface of the samples is corroded (Fig. 3).

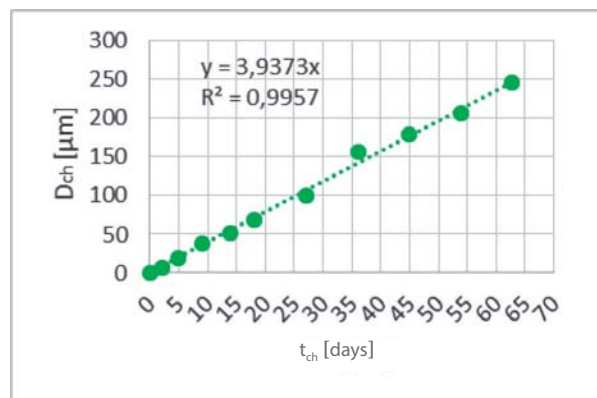
$$8 \cdot D_{\text{corr, ch}}^3 - (8 \cdot \phi + 4 \cdot l) \cdot D_{\text{corr, ch}}^2 + (2 \cdot \phi^2 + 4 \cdot \phi \cdot l) \cdot D_{\text{corr, ch}} - \frac{4 \cdot \Delta m}{\pi \cdot \rho} = 0 \quad (5)$$

The calculated corrosion rate $D_{\text{corr, ch}}$ can be seen in Fig. 4–7. In figures can be also seen the linear function approximated to the corrosion rate and coefficient of determination R^2 for each diameter.

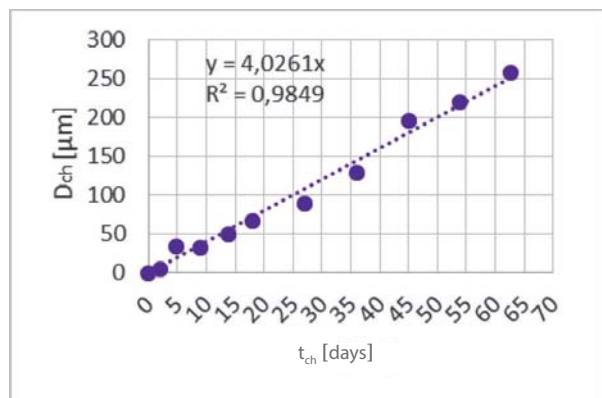
It is clearly seen that the corrosion curves of the corrosion rate $D_{\text{corr, ch}}$ is very close to the linear function. The coefficient of determination R^2 provides a measurement of how well the



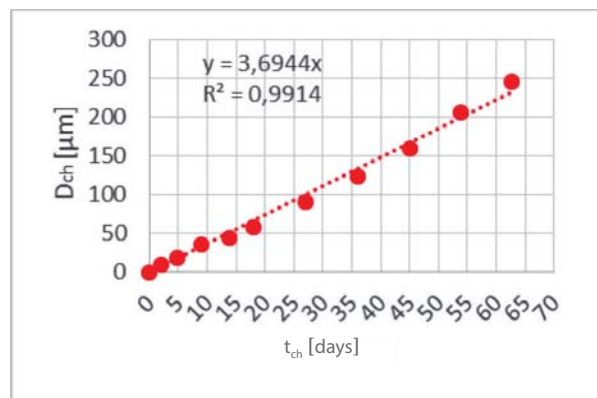
Obr. 4 Rýchlosť korózie pri výstuži ø 6 mm
Fig. 4 Corrosion rate for diameter ø 6 mm



Obr. 5 Rýchlosť korózie pri výstuži ø 10 mm
Fig. 5 Corrosion rate for diameter ø 10 mm



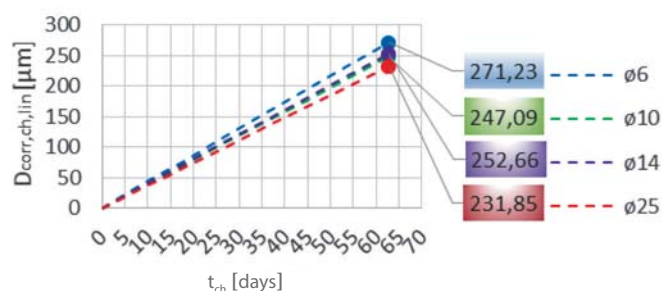
Obr. 6 Rýchlosť korózie pri výstuži ø 14 mm
Fig. 6 Corrosion rate for diameter ø 14 mm



Obr. 7 Rýchlosť korózie pri výstuži ø 25 mm
Fig. 7 Corrosion rate for diameter ø 25 mm

Závery

V príspevku sú prezentované výsledky výskumu a meraní zamerané na vplyv znečistenia prostredia na Slovensku na rýchlosť korózie, resp. korózne úbytky uhlíkovej ocele, z ktorej sa vyrába betonárska výstuž. Podľa normy STN EN ISO 9223 [15] sa úroveň neistoty pri uhlíkovej oceli získava v rámci dvoch rôznych tried posudzovania. Jedna z metód založená na meraniach miery korózie štandardných vzoriek predstavuje odchýlku 2 %. Úroveň neistoty stanovená odhadom založeným na informáciách o životnom prostredí je vyššia a predstavuje približne -33 až +50 %. V skutočnosti spôsobujú obrovský rozdiel mnohé aspekty a neistoty. Hlavné faktory získané v norme STN EN ISO 9223 [15] by mohli byť založené na neistote dose-response funkcie alebo na meraniach znečistenia ovzdušia a klimatických údajov. V súlade so znečistením ovzdušia na Slovensku je dlhodobým cieľom navrhnuť a upraviť dose-response funkcie jednotlivých stavebných materiálov so zameraním sa nielen na vplyv oxidov síry, dusíka, uhlíka, častíc PM_{2,5}, PM₁₀ a ozónu, ale aj na vplyv ultrafialového žiarenia a chloridov, a to nielen vo vzduchu, ale aj v oblastiach v tesnej blízkosti cestnej siete, teda v oblastiach, kde sa vyskytujú mostné konštrukcie.



Obr. 8 Lineárna rýchlosť korózie v koróznej komore $D_{corr, ch, lin}$
Fig. 8 Linear corrosion rate in the chamber $D_{corr, ch, lin}$

observed results are replicated by the model and its range is very close to one, from $R^2 = 0.9849$ (for diameter 14 mm) to $R^2 = 0.9957$ (for diameter 10 mm). Fig. 8 illustrates the linear corrosion rate in the chamber $D_{corr, ch, lin}$ according to equations from the Figs. 4-7.

It can be also mentioned that the similar result, i.e. the linear functions of the corrosion steel samples, were obtained on the steel plate samples by other researchers [25, 26].

Conclusions

The paper presents the results of research and measurements focused on the impact of environmental pollution in Slovakia on the corrosion rate, respectively corrosion losses of carbon steel, from which the reinforcement is produced.

According to the standard EN ISO 9223 [15], the level of uncertainty for the carbon steel and zinc is obtained in two different classes of assessment. One of the methods based on the measurements of corrosion rates of standard samples, represent 2 percent variation. The level of uncertainty, established by estimate based on the information about the environment, is higher and represents about -33 to 50 percent. Actually, the huge difference is due to many aspects and uncertainties. The main factors obtained in this standard EN ISO 9223 [15] could be based on the dose-response function uncertainty or by measurements of air pollution and climatic data. In accordance with the climate and air pollution in Slovakia, the long-term objective is to design and adjust dose-response functions for individual construction materials, focusing on the impact of not only sulfur oxides, nitrogen, carbon, particles PM_{2,5}, PM₁₀ and ozone, but also the impact of UV radiation, and the last but not the least chlorides, not only in the air, but in the areas of the network of roads, especially bridge structures, as well.

This research is supported by the Slovak Research and Development Agency under contract No. APVV-14-0772, and by Research Project No.

Tento príspevok vznikol s finančnou podporou Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0413/18 a 1/0336/15, KEGA č. 012ŽU-4/2016 a podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-14-0772 a projektu bilaterálnej spolupráce DS-2016-0039.

Literatúra

- DI TURO, F. – PROIETTI, CH. – SCREPANTI, A. – FORNASIER, M. F. – CIONNI, I. – FAVERO, G. – DE MARCO, A.: Impacts of air pollution on cultural heritage corrosion at European level: What has been achieved and what are the future scenarios. Article in "Environmental Pollution", vol. 218, s. 586 – 594.
- IVAŠKOVÁ, M. – KOTEŠ, P. – BRODŇAN, M.: Air pollution as an important factor in construction materials deterioration in Slovak Republic. 7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering „MATBUD 2015“, Kraków, Poland. vol. 108, 2015, s. 131 – 138.
- IVAŠKOVÁ, M. – KOTEŠ, P. – DUNDEKOVÁ, S.: Impact of Air Pollution and Climate Conditions on Carbon Steel in Slovak Republic. Conference CSTI, 2015.
- ALBITAR, M. – VISINTIN, P. – MOHAMED ALI, M. S. – LAVIGNE, O. – GAMBOA, E.: Bond slip models for uncorroded and corroded steel reinforcement in class-F fly ash geopolymer concrete. Journal of Materials in Civil Engineering. vol. 29, Issue 1, Article number 04016186, DOI: 10.1061/(ASCE)MT. 1943-5533.0001713, 2017, s. 257 – 263.
- KOTEŠ, P. – VIČAN, J.: Influence of reinforcement corrosion on moment and shear resistance in time of RC bridge girder. 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016, s. 1923 – 1928.
- KALA, Z. – OMISHORE, A.: Applications of Advanced Variance-based Methods in Civil Engineering, Proc. of the Lightweight Structures in Civil Engineering, Warsaw, 2009 s. 68 – 73.
- BILČÍK, J. – HOLLÝ, I.: Effect of reinforcement corrosion on reliability. Journal Beton TKS 3, 2012, s. 16 – 20.
- WENDNER, R. – STRAUSS, A. – GUGGENBERGER, T. – BERGMEISTER, K. – TEPLÝ, B.: Ansatz zur Beurteilung von chloridbelasteten Stahlbetonbauwerken mit Bewertung der Restlebensdauer. Journal "Beton – und Stahlbetonbau", Heft 12, number 105, 2010, s. 778 – 786.
- STN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy + Národná príloha. SÚTN, 2006.
- STN EN 1992-2: Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty. Navrhovanie a konštruovanie + Národná príloha. SÚTN, 2007.
- BOHNENKAMP, K. – BURGMANN, G. – SCHWENK, W.: Investigations of atmospheric corrosion of plain carbon and low-alloy steels in industry, country and sea air. Stahl Eisen 93, 1973, pp. 1054 – 1060.
- ANDRADE, C. – SARRIA, J. – ALONSO, C.: Corrosion rate field monitoring of post-tensioned tendons in contact with chlorides. Conference "Durability of building materials and components", Stockholm, 1996, pp. 959 – 967.
- BAŽANT, Z.P.: Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory. Journal of Structural Division, ASCE, 105 (6) 1979, pp. 1137 – 1153.
- THOFT-CHRISTENSEN, P.: A Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance. Tekno Vision Conference, Denmark, 1992.
- STN EN ISO 9223: Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - classification, determination and estimation. 2012.
- STN EN ISO 9227: Corrosion tests in artificial atmospheres - Salt spray tests, 2017.
- KOZÁK, J. – IVAŠKOVÁ, M.: Impact of Air Pollution on Carbon Steel Structures in Slovak Republic. Medzinárodná konferencia Construmat 2014, ISBN 978-80-248-3381-1, p. 1 – 8.
- KREISLOVÁ, K. – GEIPOVÁ, H. a kol.: Up-dated maps of atmospheric corrosivity for Czech Republic. Vol. 59, No. 3, 2015, p. 81 – 86.
- STRIEŠKA, M. – KOTEŠ, P.: Influence of environmental pollution on degradation of materials. Young scientist 2017, 9th International scientific conference of civil engineering and architecture, Štrbské Pleso, High Tatras, 2017, ISBN 978-80-553-3136-2.
- STN EN ISO 9225: Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Measurement of environmental parameters affecting corrosivity of atmospheres. 2012.
- TIBDLAD, J.: Atmospheric corrosion of metals in 1020-2039 and 2070-2099. Elsevier, doi: 10.1016/j.atmosenv.2012.081.
- KRIVÝ, V. a kol.: Characterization of corrosion products on weathering steel bridges influenced by chloride deposition. Metals 2017, 7, 336, doi: 10.3390/met7090336.
- GÖRAN, B.: De-icing salt and the roadside environment. 2001, p. 20 – 21.
- STRIEŠKA, M. – KOTEŠ, P. – BRODŇAN, M. – BAHLEDA, F. – JOŠT, J.: Experimentálne meranie korózneho úbytku betonárskej ocele. Medzinárodná konferencia Construmat 2017, Kočovice, ISBN 978-80-227-4689-2, p. 368 – 373.
- KORNIKOVO, E. – OSSENBRINK, R. – MICHAILOV, V.: Corrosion properties of structured sheet metals in salt environment. Engineering review, vol. 31, Issues 2, 2011, p. 91 – 104.
- ODROBIŇÁK, J. a kol.: NSS test of structural steel corrosion. Roczniki inżynierii budowlanej - zeszyt 15/2015.

1/0413/18 and 1/0336/15 and No. 012ŽU-4/2016 of Slovak Grant Agency and also by the project DS-2016-0039 in frame of bilateral cooperation.

References

- DI TURO, F. – PROIETTI, CH. – SCREPANTI, A. – FORNASIER, M. F. – CIONNI, I. – FAVERO, G. – DE MARCO, A.: Impacts of air pollution on cultural heritage corrosion at European level: What has been achieved and what are the future scenarios. Article in "Environmental Pollution", vol. 218, s. 586 – 594.
- IVAŠKOVÁ, M. – KOTEŠ, P. – BRODŇAN, M.: Air pollution as an important factor in construction materials deterioration in Slovak Republic. 7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering „MATBUD 2015“, Kraków, Poland. vol. 108, 2015, s. 131 – 138.
- IVAŠKOVÁ, M. – KOTEŠ, P. – DUNDEKOVÁ, S.: Impact of Air Pollution and Climate Conditions on Carbon Steel in Slovak Republic. Conference CSTI, 2015.
- ALBITAR, M. – VISINTIN, P. – MOHAMED ALI, M. S. – LAVIGNE, O. – GAMBOA, E.: Bond slip models for uncorroded and corroded steel reinforcement in class-F fly ash geopolymer concrete. Journal of Materials in Civil Engineering. vol. 29, Issue 1, Article number 04016186, DOI: 10.1061/(ASCE)MT. 1943-5533.0001713, 2017, s. 257 – 263.
- KOTEŠ, P. – VIČAN, J.: Influence of reinforcement corrosion on moment and shear resistance in time of RC bridge girder. 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016, s. 1923 – 1928.
- KALA, Z. – OMISHORE, A.: Applications of Advanced Variance-based Methods in Civil Engineering, Proc. of the Lightweight Structures in Civil Engineering, Warsaw, 2009 s. 68 – 73.
- BILČÍK, J. – HOLLÝ, I.: Effect of reinforcement corrosion on reliability. Journal Beton TKS 3, 2012, s. 16 – 20.
- WENDNER, R. – STRAUSS, A. – GUGGENBERGER, T. – BERGMEISTER, K. – TEPLÝ, B.: Ansatz zur Beurteilung von chloridbelasteten Stahlbetonbauwerken mit Bewertung der Restlebensdauer. Journal "Beton – und Stahlbetonbau", Heft 12, number 105, 2010, s. 778 – 786.
- STN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings + National Annex. SÚTN, 2006.
- STN EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges. Design and detailing rules + National Annex. SÚTN, 2007.
- BOHNENKAMP, K. – BURGMANN, G. – SCHWENK, W.: Investigations of atmospheric corrosion of plain carbon and low-alloy steels in industry, country and sea air. Stahl Eisen 93, 1973, pp. 1054 – 1060.
- ANDRADE, C. – SARRIA, J. – ALONSO, C.: Corrosion rate field monitoring of post-tensioned tendons in contact with chlorides. Conference "Durability of building materials and components", Stockholm, 1996, pp. 959 – 967.
- BAŽANT, Z.P.: Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – Theory. Journal of Structural Division, ASCE, 105 (6) 1979, pp. 1137 – 1153.
- THOFT-CHRISTENSEN, P.: A Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance. Tekno Vision Conference, Denmark, 1992.
- STN EN ISO 9223: Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - classification, determination and estimation. 2012.
- STN EN ISO 9227: Corrosion tests in artificial atmospheres - Salt spray tests, 2017.
- KOZÁK, J. – IVAŠKOVÁ, M.: Impact of Air Pollution on Carbon Steel Structures in Slovak Republic. International conference Construmat 2014, ISBN 978-80-248-3381-1, p. 1 – 8.
- KREISLOVÁ, K. – GEIPOVÁ, H. a kol.: Up-dated maps of atmospheric corrosivity for Czech Republic. Vol. 59, No. 3, 2015, p. 81 – 86.
- STRIEŠKA, M. – KOTEŠ, P.: Influence of environmental pollution on degradation of materials. Young scientist 2017, 9th International scientific conference of civil engineering and architecture, Štrbské Pleso, High Tatras, 2017, ISBN 978-80-553-3136-2.
- STN EN ISO 9225: Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Measurement of environmental parameters affecting corrosivity of atmospheres. 2012.
- TIBDLAD, J.: Atmospheric corrosion of metals in 1020-2039 and 2070-2099. Elsevier, doi: 10.1016/j.atmosenv.2012.081.
- KRIVÝ, V. a kol.: Characterization of corrosion products on weathering steel bridges influenced by chloride deposition. Metals 2017, 7, 336, doi: 10.3390/met7090336.
- GÖRAN, B.: De-icing salt and the roadside environment. 2001, p. 20 – 21.
- STRIEŠKA, M. – KOTEŠ, P. – BRODŇAN, M. – BAHLEDA, F. – JOŠT, J.: Experimental measurements of corrosion losses of reinforcement. International Conference Construmat 2017, Kočovice, ISBN 978-80-227-4689-2, p. 368-373 (in Slovak).
- KORNIKOVO, E. – OSSENBRINK, R. – MICHAILOV, V.: Corrosion properties of structured sheet metals in salt environment. Engineering review, vol. 31, Issues 2, 2011, p. 91 – 104.
- ODROBIŇÁK, J. a kol.: NSS test of structural steel corrosion. Roczniki inżynierii budowlanej - zeszyt 15/2015.



Vplyv otvorov na odolnosť v pretlačení lokálne podopretých dosiek Effect of openings on the punching shear of flat slabs

Bezprievlakové stropné dosky sú bežne používaným typom nosných konštrukcií v súčasnej architektúre, napriek tomu sa pri statickom návrhu stretávame s rôznymi problémami. Otvory umiestnené v blízkosti stĺpa sa často používajú pre potrubné inštalácie, avšak táto pozícia otvoru zvyšuje šmykové namáhanie v okolí stĺpa. Príspevok sa zaoberá experimentálnym výskumom zameraným na odolnosť v pretlačení bezprievlakových stropných dosiek s dvomi otvormi v blízkosti stĺpa. Vplyv otvorov sa skúma experimentálne a tiež s použitím rôznych výpočtových modelov na predikciu odolnosti v pretlačení, uvedených v relevantných normových predpisoch. Materiálové charakteristiky betónu a betónárskej výstuže sa získali z laboratórnych testov v laboratóriu Stavebnej fakulty STU v Bratislave.

Vo svete sa vykonalo množstvo experimentov, ktorých cieľom bolo objasniť pretlačenie stropných konštrukcií. Experimentálne práce zaoberajúce sa pretlačením lokálne podopretých dosiek s otvormi však nie sú v zahraničných databázach časté. Preto sme v laboratóriu odskúšali niekoľko sérií takýchto dosiek. Prvá séria dvoch vzoriek bola referenčná a neobsahovala otvory. Ďalšie tri série obsahovali dva symetricky umiestnené otvory s rozmermi 200 × 300 mm, ktoré sa vzdalovali od líca stĺpa v násobkoch účinnej výšky 0d, 1d, 2d. Príspevok sa venuje porovnaniu odolnosti v pretlačení dosiek bez otvorov a s otvormi priliehajúcimi k stĺpu (obr. 1), teda vo vzdialenosti 0d. V doskách nebola použitá šmyková výstuž. Získané výsledky sú porovnané s normovými postupmi, a to so súčasne platnou STN EN 1992 (skr. EC), MC 2010 (skr. MC) a s návrhom, ktorý bude obsahovať druhú generáciu EC2 (skr. EC2^{sec}).

Modely na predikciu šmykovej odolnosti dosiek v pretlačení – vplyv otvorov podľa noriem

Model, ktorý používa súčasne platná norma STN EN 1992-1-1, je empirický. Odolnosť v pretlačení bezprievlakovej stropnej dosky bez šmykovej výstuže závisí od parametrov, ktoré zohľadňujú množstvo pozdĺžnej výstuže (ρ_l), pevnosť betónu v tlaku (f_{ck}) a hrúbku stropnej dosky (size effect – k) (1). Počíta sa so vzdialenosťou prvého (základného) kontrolného obvodu od líca podpory 2d. Vplyv otvorov je zohľadnený redukciami dĺžky základného kontrolného obvodu u_1 podľa obr. 1a, b [1].

$$V_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (1)$$

Výpočtový model uvádzaný v Model Code 2010 je fyzikálny, založený na teórii kritickej šmykovej trhliny (Critical Shear Crack Theory – CSCT) [2]. Príspevok betónu k odolnosti závisí od pootočenia dosky v nadpodperovej oblasti, ktoré má vplyv na roztvorenie kritickej šmykovej trhliny, porov. vzorec (2), kde b_0 je dĺžka kontrolného obvodu vo vzdialenosti $d_v/2$ od líca podpory, f_{ck} charakteristická hodnota

Flat slabs are commonly used structures in contemporary architecture. In spite of their common use there is still problem in design of these structures. The openings adjacent to a column are often used for plumbing and such a position of the openings increases shear stresses in the flat slab near the column. This paper deals with experimental work focused on the punching shear resistance of the flat slab specimens with openings adjacent to column compared to the flat slab specimens without openings. The opening influence is determined experimentally and by using models for the assessment of punching resistance from relevant standards and codes. The material properties of concrete and reinforcing steel were obtained from the laboratory tests.

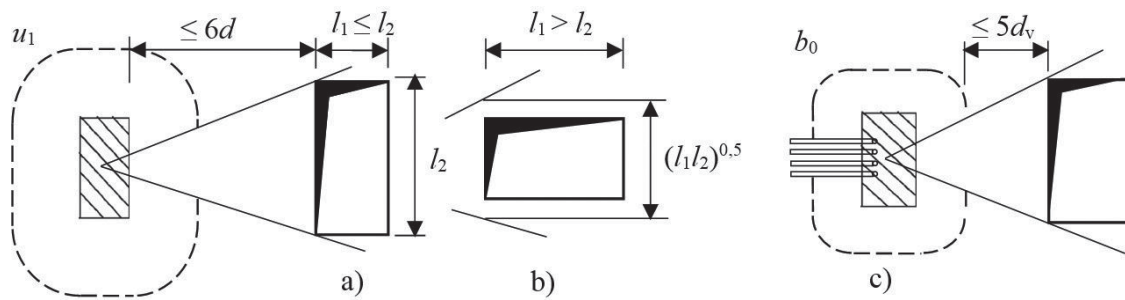
A large number of experiments have been carried out in the world to clarify the punching shear of flat slabs. Experimental work dealing with punching of flat slabs with openings is not common in world-wide databases. Therefore, we have tested several series of such flat slabs at the STU Central Laboratories. The first two specimens were a reference and did not contain openings. The next three series included two symmetrically located openings 200 × 300 mm moving away from the face of the support in multiples of effective depth 0d, 1d, 2d. This paper deals with the comparison of punching resistance of flat slabs without openings and with the openings adjacent to the column (Fig. 1), at 0d. There was no shear reinforcement used in the experimental flat slabs. The obtained results are compared with the results of the methods for the assessment of punching resistance introduced in the following standards and codes – STN EN 1992 (EC), MC 2010 (MC) and with the model proposal for the second generation of EC2 (EC2^{sec}).

Models for prediction of punching shear resistance of flat slabs – influence of openings according to standards

The model used in STN EN 1992-1-1 is empirical. The calculation of the flat slab punching resistance without shear reinforcement depends on the several parameters: amount of longitudinal reinforcement (ρ_l), compressive strength of concrete (f_{ck}) and flat slab thickness (size effect – k) (1). The distance of the basic control perimeter from the face of support is 2d. The influence of the openings is considered by reduced length of the basic control perimeter u_1 (Fig. 1a, b) [1].

$$V_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (1)$$

The model in Model Code 2010 in comparison to the model given in STN EN 1992-1-1 is physical model, based on Critical Shear Crack Theory (CSCT) [2]. The concrete contribution to shear resistance de-



Obr. 1 Redukcia základného kontrolného obvodu pri otvore – STN EN 1992-1-1 (a, b), MC 2010 a návrh druhej generácie EC2 (c)

Fig. 1 The reduction of the basic control perimeter considering influence of the opening – STN EN 1992-1-1 (a, b), MC 2010 and the second generation of EC2 (c)

valcovej pevnosti betónu v tlaku, γ_c parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre betón, d_v účinná výška dosky v šmyku a k_ψ (ψ) je súčiniteľ zohľadňujúci vplyv roztvorenia kritickej šmykovej trhliny, jej drsnosť a tiež size effect [3].

$$V_{Rd,c} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2)$$

Vypočítaná odolnosť závisí od úrovne aproximácie, s ktorou sa počíta vo výpočte (Level of Approximation – LoA). Model Code 2010 uvádza štyri úrovne aproximácie. Pri nami použitej analýze sa počítať s tretou úrovňou aproximácie.

$$\psi(V_{Ed}) = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad (3)$$

Pootočením v oblasti podpory možno vypočítať podľa vzťahu (3), kde r_s je vzdialenosť miesta nulových radiálnych ohybových momentov od osi podpory, d účinná výška, f_{yd} návrhová medza klzu ohybovej výstuže, E_s modul pružnosti ohybovej výstuže, m_{sd} priemerový návrhový ohybový moment v stĺpovom pruhu a m_{Rd} je návrhový moment odolnosti dosky v stĺpovom pruhu. Pri treťom stupni aproximácie sa pootočením vypočíta podľa vzťahu (3). Tento vzťah možno použiť, ak r_s a m_{sd} určujeme z lineárne elastického modelu [3].

Vzhľadom na to, že sa pripravuje druhá generácia EN, uvádzame výpočet odolnosti aj podľa návrhového postupu [4]. Základom výpočtového postupu šmykovej odolnosti bez šmykovej výstuže je CSCT a má tvar (4):

$$v_{Rd,c} = \frac{k_b}{\gamma_c} \left(100 \rho f_{ck} \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{1/3} d_v \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} d_v \quad (\text{kN/m}) \quad (4)$$

Vo vzťahu (4) je k_b šmykový gradient, d_{dg} závisí od typu betónu a použitého kameniva a a_v je šmykové rozpätie. Ostatné veličiny sú rovnaké ako vo vzťahu (1).

Opis experimentu

Analýzované skúšobné vzorky mali osemuholníkový tvar s hrúbkou 250 mm (obr. 2 a 3). Odkúšali sa dve vzorky bez otvorov, označené S0-1 a S0-2, a dve vzorky so symetricky umiestnenými otvormi vedľa

pendu na rotáciu dosky v podpore, ktorá má vplyv na kritickú šmykovú trhlinu (2), kde b_0 je dĺžka základného kontrolného obvodu v vzdialenosti $d_v/2$ od tváre podpory, f_{ck} charakteristická hodnota betónovej tlakovej pevnosti, γ_c parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre betón, d_v šmykujúca účinná hĺbka dosky a k_ψ (ψ) súčiniteľ zohľadňujúci vplyv roztvorenia kritickej šmykovej trhliny, jej drsnosť a tiež size effect [3].

$$V_{Rd,c} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2)$$

Posúdená odolnosť závisí od použitej úrovne aproximácie (LoA). Vyššia LoA zvyšuje presnosť výpočtu. Model Code 2010 poskytuje 4 úrovne aproximácie. Tretia úroveň aproximácie bola zvolená pre použitú analýzu.

$$\psi(V_{Ed}) = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad (3)$$

Rotácia dosky v podpore možno vypočítať podľa vzťahu (3), kde r_s je vzdialenosť miesta nulových radiálnych ohybových momentov od osi podpory, d účinná výška, f_{yd} návrhová medza klzu ohybovej výstuže, E_s modul pružnosti ohybovej výstuže, m_{sd} priemerový návrhový ohybový moment v stĺpovom pruhu a m_{Rd} je návrhový moment odolnosti dosky v stĺpovom pruhu. Pri treťom stupni aproximácie sa pootočením vypočíta podľa vzťahu (3). Tento vzťah možno použiť, ak r_s a m_{sd} určujeme z lineárne elastického modelu [3].

Keďže sa pripravuje druhá generácia Eurokódov, vykonali sme analýzu odolnosti podľa návrhového postupu [4]. Základom výpočtového postupu šmykovej odolnosti bez šmykovej výstuže je CSCT, viz rovnica (4).

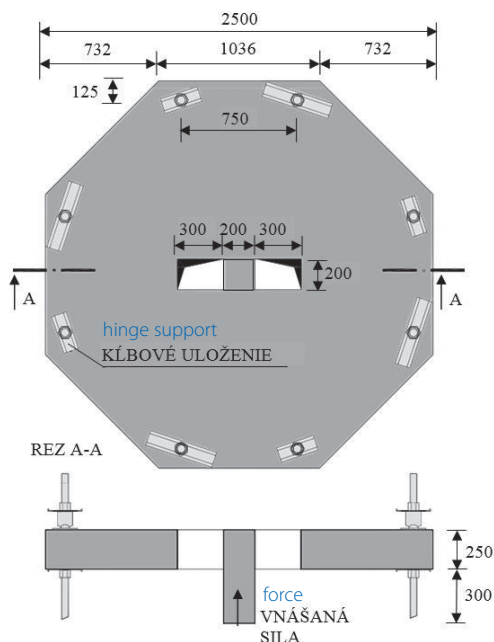
$$v_{Rd,c} = \frac{k_b}{\gamma_c} \left(100 \rho f_{ck} \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{1/3} d_v \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} d_v \quad (\text{kN/m}) \quad (4)$$

V rovnici (4) je k_b šmykový gradient, d_{dg} závisí od typu betónu a použitého kameniva a a_v je šmykové rozpätie. Ostatné veličiny sú rovnaké ako vo vzťahu (1).

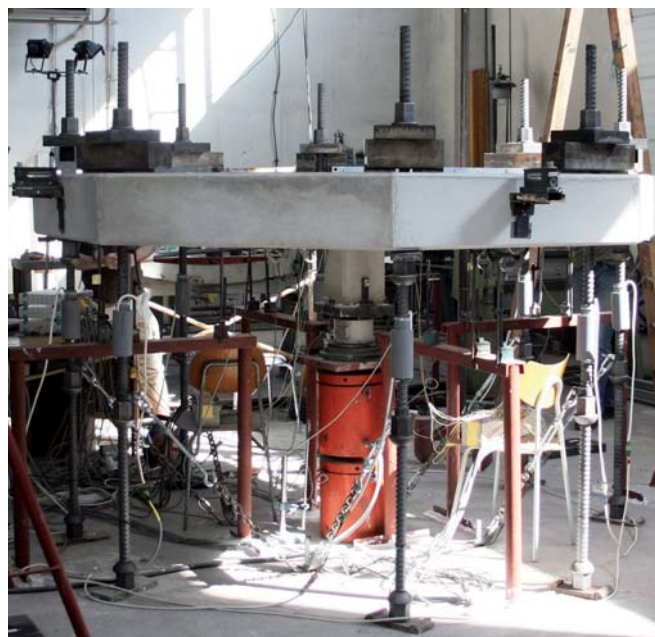
Tab. 1 Základné údaje o skúšaných vzorkách

Tab. 1 Basic information of experimental specimens

Vz. Sp.	Hrúbka dosky Slab thickness (mm)	Účinná výška d Effective depth d (mm)	Výstuž Reinforcement (mm)	Stupeň vystuženia Reinforcement ratio (-)	Pevnosť betónu f_c Concrete strength f_c (MPa)	Medza klzu ocele f_y Steel yield strength f_y (MPa)
S0-1	250	200	Φ20/100	0,0157	41,02	550
S0-2					33,41	
S1-1					43,26	
S1-2					32,89	



Obr. 2 Schéma skúšobnej zostavy
Fig. 2 Experimental set-up scheme



Obr. 3 Fotografia skúšobnej zostavy
Fig. 3 Experimental set-up photo

stĺpa, označené S1-1 a S1-2. Symetrické umiestnenie otvorov sa vybralo zámerne, z dôvodu zamedzenia vnášania nevyrovnaného ohybového momentu do skúšanej dosky. Jednotlivé parametre skúšobných vzoriek sú uvedené v tab. 1.

Vystuženie všetkých dosiek bolo $\Phi 20/100$ mm, pri doskách S1-1 a S1-2 sa k otvorom pridali prúty $1\Phi 20$ z každej strany otvoru. Pevnosť betónu sa zisťovala experimentálne vždy v čase skúšania danej dosky.

Vzorky boli z hornej strany podporené kĺbovo na predpínacích tyčiach $\Phi 36$ od firmy Freyssinet, ktoré boli upevnené v podlahe laboratória a tvorili reakciu. Zaťaženie sa vnášalo cez hydraulický lis umiestnený pod stĺpom dosky. Na doskách sa merali priehyby pomocou LVDT snímačov, pootočeniu dosky sa meralo pomocou libiel. Pomerné pretvorenia horného povrchu sa merali pomocou posuvného deformometra a pretvorenia dolného povrchu tenzometrickými páskami.

V spolupráci s Katedrou geodézie SvF STU sme sa úspešne pokúsili získať priestorové deformácie horného povrchu dosky pomocou viacsnímkovej konvergentnej fotogrametrie. Na povrch objektu sa nalepilo 80 RAD-značiek pre systém PhotoModeler. Snímkovanie sa vykonalo 36-megapixelovou digitálnou zrkadlovkou Nikon D800E s objektívom s 35 mm ohniskovou vzdialenosťou. V každej zaťažovacej etape sa vyhotovilo 18 až 20 snímok zo špeciálneho závesného

Experimental work

The analysed specimens were octagonal shaped slabs of a 250 mm thickness (Fig. 2, 3). Two of four tested specimens were without openings, named S0-1 and S0-2 and two specimens with symmetrical placed openings next to the column, were named S1-1 and S1-2. The symmetrical positioning of the openings was intentionally chosen to prevent influence of the unbalanced bending moment. The parameters of the specimens are in Tab. 1.

The reinforcement of all slabs was $\Phi 20/100$ mm and the $1\Phi 20$ bar was added to each side of the opening in the S1-1 and S1-2 slabs. The strength of the concrete was experimentally determined at the time of each slab test.

The samples were hinged on the top and fixed to the floor of the laboratory using Freyssinet prestressing bars which created a reaction. The sample was loaded under axis-symmetric conditions with a hydraulic jack placed under the slab column 200×200 mm.

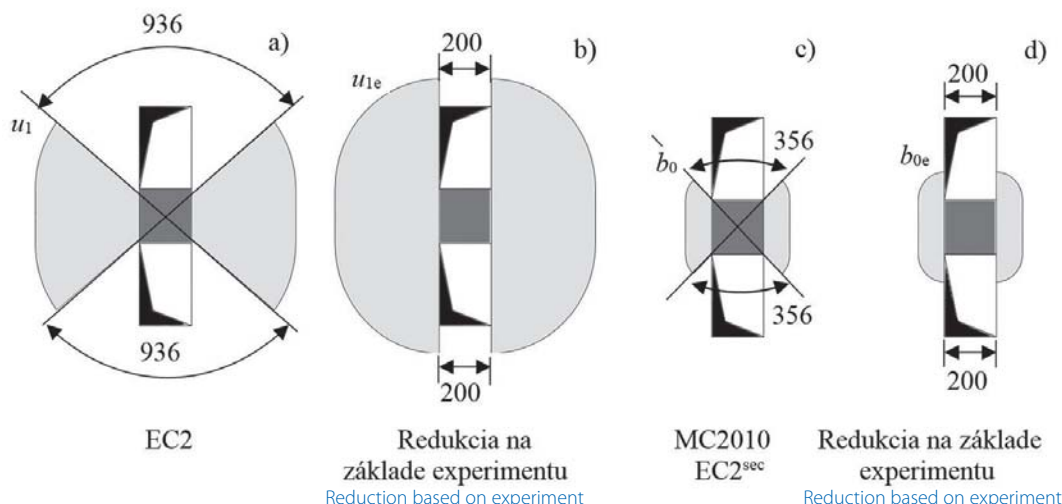
The slab deformations were measured by LVDT sensors. The slab rotation was measured using levels. The upper surface strains were measured by the deformometer and the lower surface strains with strain gauges. In successful cooperation with Department of Surveying the spatial deformations of concrete specimen were measured

Tab. 2 Porovnanie výpočtových odolností v pretlačení s experimentom
Tab. 2 Comparison of experimental and assessed punching resistance results

Vz. Sp.	EC2 (u_1) (mm)	MC EC2 ^{sec} (b_0) (mm)	V_{test} (kN)	V_{EC2} (kN)	V_{test}/V_{EC2} (-)	$V_{calc, MC}$ (kN)	V_{test}/V_{MC} (-)	V_{EC2}^{sec} (kN)	V_{test}/V_{EC2}^{sec} (-)
S0-1	3 313	1 428	1 051	956	1,10	835	1,26	1 028	1,02
S0-2			950	892	1,07	772	1,23	960	0,99
S1-1	1 440	712	831	424	1,96	512	1,62	562	1,47
S1-2			751	387	1,94	456	1,64	490	1,53

Tab. 3 Porovnanie výpočtových odolností v pretlačení s upravenou redukciou dĺžky základného kontrolného obvodu s experimentom
Tab. 3 Comparison of experimental results with punching resistance assessed using experimentally determined reduction of the basic control perimeter

Vz. Sp.	EC2 (u_1) (mm)	MC EC2 ^{sec} (b_0) (mm)	V_{test} (kN)	V_{EC2} (kN)	V_{test}/V_{EC2} (-)	V_{MC} (kN)	V_{test}/V_{MC} (-)	V_{EC2}^{se} (kN)	V_{test}/V_{EC2}^{se} (-)
S1-1	2 823	1 028	831	830	1,00	677	1,23	811	1,03
S1-2			751	756	0,99	606	1,24	707	1,06



Obr. 4 Redukcia základného kontrolného obvodu podľa jednotlivých normových postupov
Fig. 4 Basic control perimeter reduction according to standards

systému umiestneného 3 m nad doskou. Automatické subpixelové meranie značiek a presná kalibrácia kamery počas fotogrametrického spracovania umožnili získať 3D súradnice pozorovaných bodov s presnosťou 0,02 mm. Dosiahnuté výsledky sa porovnali s tradičnými metódami merania pretvorení a priehybov.

Porovnanie experimentálnych a výpočtových odolností

Výsledky získané z experimentu V_{test} sa porovnali s hodnotami získanými výpočtom podľa jednotlivých normových postupov (tab. 2).

Z výsledkov získaných zo vzoriek S0-1 a S0-2 možno usúdiť, že postupy podľa platnej STN EN 1992 (obr. 1b) a návrhu modelu pre druhú generáciu EC2 vykazujú dobrú zhodu s experimentom (max. odchýlka 10 % od nameranej sily pri zlyhaní, tab. 2). MC 2010 je pri uvažovaní tretej úrovne aproximácie v tomto prípade neekonomický (odchýlka od nameranej sily pri zlyhaní je väčšia ako 20 %). Z uvedeného vyplýva, že pripravovaný výpočtový postup druhej generácie EC2 je bezpečný a ekonomický.

Interpretácia výsledkov získaných zo vzoriek s otvormi S1-1 a S1-2 je zložitejšia. Použitie normového postupu na redukciu základného kontrolného obvodu sa ukazuje ako konzervatívne.

Pri použití redukcie obvodu podľa obr. 4a (pre výpočet podľa STN EN 1992) dostávame v porovnaní s nameranou odolnosťou takmer polovičnú odolnosť (tab. 2). Pri použití úpravy redukcie podľa obr. 4b dosiahneme s experimentom veľmi dobrú zhodu (tab. 3). Ide o prerušenie obvodu iba v mieste otvoru.



Obr. 5 Šmyková trhлина po porušení dosky D1-1 v mieste otvoru
Fig. 5 Shear crack after failure of the slab S1-1

using multi-image convergent photogrammetry. 80 RAD-targets for PhotoModeler system were glued on the surface of specimen. The images were taken using a 36-megapixel DSLR Nikon D800E with 35 mm lens. 18-20 images were taken in every load stage from a special hanging system 3 meters over the specimen. Automatic subpixel measurement of targets and precise calibration of camera during photogrammetric processing resulted in 3D coordinates of observed points with 0.02 mm accuracy. The obtained results were compared with the traditional strain and deformation measurement techniques.

Comparison of experimental and assessed punching resistance results

The results obtained from the experiment V_{test} were compared with calculated punching resistances according to the model introduced in standards (Tab. 2).

From the results obtained from S0-1 and S0-2 samples, it can be concluded that the methods according to STN EN 1992 (Fig. 1b) and the second generation of EC2 show a very good coincidence with the experimental results (maximum 10 % difference from the measured force at failure, Tab. 2). MC 2010 using LoAlll is in this case less economic (difference from the measured force at failure is greater than 20 %). It follows that the next generation of EC2 calculation method is safe and economical.

Interpretation of results obtained from specimens S1-1 and S1-2 is more complex. The use of the standard method for the reduction of the basic control perimeter appears to be pretty conservative. When using a perimeter reduction according to Fig. 4a, for the assessment according to STN EN 1992, almost half the resistance is obtained (Tab. 2), compared to the measured resistance. Using the experimentally determined reduction according to Fig. 4b, a very good match is achieved (Tab. 3). It is a reduction of the perimeter only at the outline of openings.

When assessment is carried out according to MC 2010, the match with the experimental results is better than with STN EN 1992 (the measured value is still more than 60 % greater than calculated ones). However, even after applying the reduction according to Fig. 4d, the difference between the assessed and the measured value is greater than 20 % (Tab. 3). The MC 2010 allows the reduction of basic control perimeter as in Fig. 4d is indicated, but only if the pipes or inserts are in the slab (Fig. 1c).

The proposed model in the second generation of EC2 provides the best match with the experiment compared to other standards (difference between assessed and measured results is greater than 50 %). Using the reduction according to Fig. 4d, the coincidence of the assessed and measured results is very good (less than 6 %). This

Pri výpočte podľa MC 2010 je zhoda s experimentom lepšia ako pri STN EN 1992 (nameraná hodnota je ale stále o viac ako 60 % väčšia ako vypočítaná, tab. 2). Aj po aplikácii redukcie podľa obr. 4d je však rozdiel medzi vypočítanou a nameranou hodnotou väčší ako približne 20 % (tab. 3). MC 2010 umožňuje redukciu základného kontrolného obvodu, ako je to na obr. 4d, ale iba v prípade, ak sa v stropnej doske nachádzajú ležaté rozvody (obr. 1c).

Výpočtový postup podľa navrhovanej druhej generácie EC2 vykazuje v porovnaní s ostatnými normovými postupmi (rozdiel medzi vypočítanou a nameranou hodnotou väčší ako 50 %, tab. 2) najlepšiu zhodu s experimentom. Po aplikácii redukcie podľa obr. 4d je zhoda vypočítanej a nameranej hodnoty veľmi dobrá – do 6 %, tab. 3. Aj tento postup umožňuje redukciu základného kontrolného obvodu, ako je to na obr. 4d, v tom prípade, ak sa v stropnej doske nachádzajú ležaté rozvody (obr. 1c).

Záver

Z uvedených výsledkov vyplýva, že postup podľa pripravovanej druhej generácie eurokódov je s experimentálnymi výsledkami vo veľmi dobrej zhode. STN EN 1992 a MC 2010 sú konzervatívnejšie, hlavne pri výpočtoch zohľadňujúcich vplyv otvorov. Redukcia dĺžky základného kontrolného obvodu podľa obr. 4a, c sa ukazuje ako veľmi konzervatívna, a teda neekonomická. Redukciou podľa obr. 4b, d dostávame reálne výsledky odolnosti stropných dosiek v pretlačení. Keďže zlyhanie takejto konštrukcie má krehký charakter, je potrebné ďalšie skúmanie tejto problematiky, najmä zohľadnenia nevyrovnaného ohybového momentu, rôznej pozície otvorov v pôdoryse a rôznej veľkosti otvorov.

Tento príspevok vznikol s finančnou podporou projektu Agentúry na podporu vedy a výskumu č. APVV-15-0658 a vďaka finančnej podpore Vedeckej grantovej agentúry Ministerstva školstva a vedy SR. Registračné číslo projektu je VEGA No. 1/0810/16.

Literatúra

1. STN EN 1992-1-1 : Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1. Bratislava, 2006.
2. RUIZ, M. F. – MUTTONI, A.: Punching Shear Design Based on the Critical Shear Crack Theory. In: BETONÁRSKE DNI 2014: Zborník prednášok. Bratislava, SR, 23. – 24. október 2014.
3. Fib – Model Code 2010. Final draft. CEB, 2011.
4. RUIZ, M. F. – MUTTONI, A. – SIMOES, J. T. – CAVAGNIS F.: Background Document to Provisions for Shear and Punching Shear Design, Report IBETON 16-06-R1, Lausanne, 2016.

method also allows the basic control perimeter to be reduced as in Fig. 4d, but only if the pipes or inserts are in the slab (Fig. 1c).

Conclusion

The results show that the model introduced in the upcoming second generation of Eurocodes is in very good match with the experimental results. STN EN 1992 and MC 2010 models are more conservative, particularly when assessment contains an influence of openings. The reduction of the basic control perimeter according to Fig. 4a and Fig. 4c seems to be pretty conservative and therefore less economical. Using reduction of the control perimeter according to Fig. 4b and Fig. 4d the more realistic results of the punching resistance of flat slab are obtained. Due to the brittle mode of punching failure in such a structure, further investigation of this phenomenon is necessary, especially considering the unbalanced bending moment, the different position and size of the openings.

This work was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. APVV-15-0658 and Scientific Grant Agency of the Ministry of Education, science, research and sport of the Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences No 1/0810/16.

References

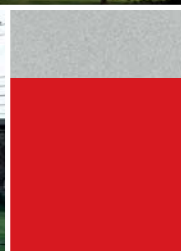
1. STN EN 1992-1-1:2004/AC (2010), Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2010.
2. Ruiz, M. F. – Muttoni, A.: Punching Shear Design Based on the Critical Shear Crack Theory. In: Betonárske Dni 2014: Conference proceedings. Bratislava, 23. – 24. October 2014.
3. Fib – Model Code 2010. Final draft. CEB, 2011.
4. Ruiz, M. F. – Muttoni, A. – Simoes, J. T. – Cavagnis F.: Background Document to Provisions for Shear and Punching Shear Design, Report IBETON 16-06-R1, Lausanne, 2016.



- projektčná činnosť
- vypracovanie hodnotení vplyvov stavieb a dopravy na životné prostredie
- geodetické a kartografické práce
- inžinierska činnosť
- autorský a stavebný dozor
- konzultačná, poradenská a expertízna činnosť
- statické výpočty nosných konštrukcií stavieb
- expertné prehliadky a posúdenia inžinierskych a dopravných stavieb, diagnostiky porúch, analýzy stavebno-technického stavu konštrukcií, návrhy a projekty opráv

ISPO spol. s r.o., inžinierske stavby
Slovenská 86, Prešov 080 01
Tel.: +421/51 74 63 691, +421/51 74 63 695
e-mail: ispo@ispo.sk, www.ispo.sk

ISPO spol. s r.o.
inžinierske stavby



Stojíme za významnými stavbami

Využitie moderných technológií nám umožňuje vyrábať vysokokvalitné cementy pre všetky druhy stavieb, ktoré dosahovanými pevnosťami vysoko prekračujú minimálne hodnoty stanovené normou.

www.cemmac.sk


CEMMAC
CEMENT



Peter Paulík – Ivan Janotka – Michal Bačuvčík – Patrik Ševčík

Najstaršie železobetónové mosty Slovenska

– sumarizácia výskumu

The oldest reinforced concrete bridges in Slovakia

– summary of the research

Najstarší železobetónový most na území Slovenska bol postavený v roku 1892 v meste Krásno nad Kysucou. Tento most typu Monier bol zrekonštruovaný v roku 2014 po viac ako 122 rokoch od postavenia. Okrem neho sa na území Slovenska nachádza viacero ďalších železobetónových mostov, ktoré majú v súčasnosti už viac ako 100 rokov, pričom niektoré z nich ešte stále slúžia cestnej doprave, prípadne ako lávky pre peších. Pri takýchto starých mostoch sa zväčša nezachovali žiadne výkresy ani statické výpočty a nie sú k dispozícii ani žiadne relevantné dokumenty, z ktorých by bolo možné čerpať informácie o mechanických vlastnostiach betónu či ocele spred viac ako 100 rokov, ktoré sú potrebné pri predbežných statických výpočtoch. Výskum, ktorý sa uskutočnil v rokoch 2012 – 2016, sa zamerával najmä na stanovenie mechanických vlastností betónu a ocele, ktoré sa používali na stavbu mostov v tom období. Výskum sa venoval aj hrúbkam krycích vrstiev a formám degradácie v kontexte použitých betónov s cieľom nájsť hlavné parametre, ktoré zabezpečili dlhú životnosť týchto zachovaných konštrukcií. V závere sú uvedené korelácie medzi nameranými mechanickými vlastnosťami týchto betónov a ich porovnanie s normovými hodnotami platnými v súčasnosti.

Výskum sa zamerával primárne na kategóriu železobetónových mostov, ktoré boli na prelome 19. a 20. storočia len na začiatku vývoja a patrili medzi prvé aplikácie železobetónu v mostnom staviteľstve. Tieto mosty sú špecifické aj tým, že k nim neexistuje žiadna alebo iba strohá výkresová dokumentácia a ani relevantné normy, podľa ktorých sa staticky prepočítavali. Pri drvivej väčšine mostov starších ako 90 rokov sú neznáme aj materiálové vlastnosti, ako aj stav a postup ich degradácie. Výsledky výskumu tak mali poskytnúť aspoň základné informácie o mechanických vlastnostiach betónov a výstuží používaných pri výstavbe mostov v období prvých aplikácií betónu v mostnom staviteľstve na území SR.

Primárne sa vybrali železobetónové mosty staršie ako 100 rokov, keďže práve táto hranica sa považuje za návrhovú životnosť mostov. Ďalším kritériom pri výbere bola možnosť využiť získané poznatky pri ich rekonštrukcii, resp. pri rekonštrukcii a výpočtoch únosnosti podobných, rovnako starých mostov.

Na podrobný výskum sa tak vybrali tieto mostné objekty:

- betónové piliere Starého mosta v Bratislave (vek konštrukcie v čase meraní 125 rokov),
- železobetónový most v Krásne nad Kysucou (vek konštrukcie v čase meraní 122 rokov),
- železobetónový most pri Hlohovci (vek konštrukcie v čase meraní 104 rokov),
- železobetónová lávka pre peších v Ružomberku (vek konštrukcie v čase meraní 102 rokov),

The oldest reinforced concrete bridge in Slovakia was built in 1892 in Krásno nad Kysucou. This Monier Arch Bridge was reconstructed in 2014 after being in service for 122 years. There are many other concrete bridges in daily use in Slovakia, which are already more than 100-years old, even though their real load bearing capacity is unknown. In most cases neither drawings, structural design calculations, nor any information about the properties of concrete and reinforcement are available for reconstruction purposes. The main aim of our research (2012 – 2016) was to examine structural and chemical state of concrete and steel reinforcement used in the construction of the bridges 100 years ago in Slovakia. Research was focused also on cover depths a degradation forms in relation to the properties of concrete, with the main aim to identify the key parameters, which ensured the long service life of these bridges. Correlation between the measured concrete strength and modulus of elasticity is shown on graph and compared with relevant structural design documents.

Research was focused primarily on the category of 100 years old reinforced concrete bridges, which were at the turn of 19th and 20th century only at an early stage of development.

No drawings nor information about their structure have been preserved and no relevant standards existed at the time of their construction. For the vast majority of bridges older than 90 years also the material properties of their structural materials, as well as the state and progress of deterioration, are not known. Our research results should provide at least some general information about the mechanical properties of concretes and reinforcements used in the construction of bridges at the very beginning of applications of concrete in bridge construction in Slovakia. To select representative bridges from this period, we tried to choose those, which are likely to be reconstructed in near future and by this means our research results could be used by the designer in the preliminary stage. Results could also serve for the designers of similar bridges from this construction period as a rough estimate of expected properties

The following bridge structures, were selected for detailed research:

- concrete piers of the old bridge in Bratislava (age of the structure 125 years),
- reinforced concrete bridge in Krásno nad Kysucou (age of the structure 122 years),
- reinforced concrete bridge in Hlohovec (age of the structure 104 years),
- reinforced concrete bridge in Ružomberok (age of the structure 102 years),

doc. Ing. Peter Paulík, PhD., Svf STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, +421 2 59274550, peter.paulik@stuba.sk

Ing. Ivan Janotka, DrSc., Technický a skúšobný ústav stavebný (TSÚS), Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 249 228 251, janotka@tsus.sk

Ing. Michal Bačuvčík, PhD., Technický a skúšobný ústav stavebný (TSÚS), Studená 3, 821 04 Bratislava, +421 249 228 257, bacuvcik@tsus.sk

Ing. Patrik Ševčík, Technický a skúšobný ústav stavebný (TSÚS), Studená 3, 821 04 Bratislava, 00421 249 228 200, sevcik@tsus.sk



Obr. 1 Pohľad na verifikované mostné objekty

Fig. 1 Selected structures

a) Bratislava, b) Krásno nad Kysucou, c) Hlohovec, d) Ružomberok, e) Nyíregyháza (HU), f) Nižná Myšľa, g) Sládkovičovo

- priehradový nosník z maďarského okresu Nyíregyháza (pri hraniciach SR, vek konštrukcie v čase meraní 100 rokov),
- most v Nižnej Myšli (presný vek mosta je neznámy, avšak viac ako 96 rokov),
- most pri Sládkovičove (presný vek mosta je neznámy, avšak viac ako 96 rokov).

Ďalšie doplňujúce informácie o týchto mostoch možno nájsť aj v knihe *Mosty na Slovensku* (Paulík, 2012). Fotografie jednotlivých objektov sú na obr. 1a až 1g.

Žiadne pôvodné výkresy mostov sa nezachovali, v súčasnosti je k dispozícii len niekoľko odborných článkov z čias ich výstavby. Jedným z nich je článok napísaný staviteľom bratislavského mosta G. Pulszky [5], ktorý vo svojom príspevku opisuje okrem stavby mosta aj vlastnosti cementov, ktoré boli v tom čase na trhu v blízkom regióne mesta Bratislava. V roku 1889 G. Pulszky testoval viaceré cementy od rôznych výrobcov a v článku [5] uvádza výsledky ťahových pevností po 1, 7 a 28 dňoch, objemové hmotnosti zmesi a vizuálny opis cementov. Románsky cement dosahoval pevnosť v ťahu 0,29 MPa po 7 dňoch a 0,47 MPa po 28 dňoch. Najpevnejší portlandský cement zaznamenal priemernú pevnosť v ťahu po 28 dňoch 1,48 MPa [5]. Vzorky na ťahovú skúšku sa zhotovovali z malty pozostávajúcej z jedného hmotnostného dielu cementu a troch hmotnostných dielov piesku, pričom vzorky mali tvar „piškóty“ s minimálnou prierezovou plochou 500 mm² [6]. Vodný súčiniteľ nebol presne daný. Malta sa zhotovovala postupným pridávaním vody, až kým sa pri zhutňovaní nezačala „potiť“ [6]. Výsledky skúšok boli preto vždy čiastočne ovplyvnené aj ľudským faktorom. Priemerná 28-dňová pevnosť v tlaku cementovej malty bola 15 MPa [6] pri veľkosti kociek s hranou 70 mm.

Čiastočné historické informácie sa dajú nájsť v dvoch knihách [7, 8] vydaných firmou Wayss. Cenným zdrojom historických informácií sú vedecké články zverejnené vo vtedajšom Maďarsku Takácsom Győzöm a Zoltánom Győzöm [9, 10, 11]. Typická betónová zmes používaná firmou Wayss v 90. rokoch 19. storočia pri výstavbe mostov vo vtedajšom Uhorsku (pod ktoré patrilo aj územie dnešnej SR) pozostávala z jedného dielu portlandského cementu a troch dielov štrko-piesku s maximálnym zrnom kameniva 25 mm [9]. Relevantné dokumenty neuvádzajú ani pevnosti v tlaku, ani pevnosti v ťahu betónov. Výpočty betónových klenieb sa v tom čase (r. 1892) realizovali len veľmi zjednodušene a väčšinou sa vychádzalo z experimentov. Dobový príklad všeobecného výpočtu klenby zo železobetónu dokumentuje kniha *Das System Monier* [8].

- bridge truss girder from Hungary, near Slovak borders (age of the structure 100 years),
- reinforced concrete bridge in Nižná Myšľa (age is unknown, but more than 96 years),
- reinforced concrete bridge in Sládkovičovo (age is unknown, but more than 96 years).

Further information about the bridges could be found in book *Bridges in Slovakia* (Paulík, 2014 – available for free at www.mosty-naslovensku.sk/en). Selected structures are depicted in Fig. 1a – 1g.

Even though original drawings have not been preserved, we have found a detailed report about the construction of the piers of the bridge in Bratislava from the year 1891, which was written by the builder Garibaldi Pulszky [5]. In the article, he described the properties of the cements available on the market at that time in the region near Bratislava (former name of the town was Pozsony). In 1889, G. Pulszky tested cements from several different manufacturers and in the article [5] he reports the results of tensile strengths after 1, 7 and 28 days, mass densities and visual appearance of tested cements. According to his report [5], the used Roman cement reached after 7 and 28 days of curing an average tensile strengths of 0.29 MPa and 0.47 MPa. The strongest Portland cement was characterized by an average 28-days tensile strength of 1.48 MPa [5]. Cement samples for the tensile tests, at that time, were made of mortar with cement to sand ratio 1 : 3 by weight. The test specimens had the shape of a “bone” with a minimum cross-sectional area of 500 mm² [6]. Water to cement ratio was not exactly given, but batch water was added gradually until the mixture was moist and during its compaction only slight “sweating” would be observed. Hence the test results were partially influenced by a human factor. The average 28-days compressive strength of such cement mortar tested on cubes was mostly around 15 MPa [6]. The cubes with edge of 70 mm were used for the strength determination at that time [6].

Some information could be found also in two books [7, 8] published by the Wayss company. Another source of information are the scientific articles published in former Hungary by Takács Győzöm and Zoltán Győzöm [10, 11, 9]. According to their articles, the typical concrete batch used by the Wayss company for the construction of Monier Arch Bridges in Hungary consisted of 1 part of high quality portland cement and 3 parts of gravel-sand, with a maximum coarse aggregate being 25 mm [9]. Neither compressive nor tensile strengths are reported in their articles. The design of these concrete structures was in the end of 19th century based only on previous experimental investigation, since the theory of reinforced concrete was



Obr. 2 Odkrytá pôvodná vrstva vozovky z 19. storočia, ktorá sa nachádzala pod vrstvami asfaltu na moste v Krásne nad Kysucou.
Fig. 2 Original road pavement from 19-th century found under asphalt layers at the bridge in Krásno nad Kysucou.



Obr. 3 Jadrový vývrt z klenby mosta v Krásne nad Kysucou s viditeľným rozhraním medzi betónom klenby a nadbetónávkou.
Fig. 3 Drilled core sample from the bridge in Krásno nad Kysucou with visible interface between the concrete of the arch and arch overfill.

Základné údaje o vybraných mostoch

Piliere Starého mosta v Bratislave (BA)

Most mal sedem polí a celkovú dĺžku 454,7 m (obr. 1a). Časť oceľovej konštrukcie stojí aj po rekonštrukcii na pôvodných pilieroch postavených z betónu a kameňa v roku 1890. Všetky pôvodné piliere v koryte rieky Dunaj boli založené na oceľových kesónoch vyplnených

not well known back then. Contemporary simple example of a calculation of reinforced concrete arch could be found in the book "Das System Monier" [8] published in 1887.

A brief description of the investigated bridges

Piers of the Old Bridge in Bratislava (BA)

The original bridge had 7 spans and a total length of 454.7 m. All original piers situated in the river Danube were founded on steel caissons filled with concrete. Parts of the piers were made of different types of concrete. Concrete in the caissons was made of roman cement, concrete in the bottom part of the piers, just above the caisson, was made of portland cement and the concrete used for the construction of the middle and upper parts of the piers was again made of roman cement [5].

In 1945, at the end of World War 2, the original steel superstructure was destroyed and then replaced with a new steel structure standing on reconstructed piers. This new structure was in service until 2010 when it was closed to traffic and a brand new superstructure was designed. Reconstruction of the bridge took place in 2014 and 2015. Some part of it still stands on original piers built back in 1890 (Fig. 1a).

Along the vertical axis of four piers (No. 3, 4, 5, and 6) drill cores of 110 mm diameter were performed by special equipment. The longest drill reached a depth of 23.15 m. Selected mechanical properties measured on drilled core samples are reported in Tab. 2. The piers were clad with thick, impermeable stones, thus the atmospheric carbonation was not present. Since the piers are made of plain concrete there was neither a reinforcement to research.

Reinforced arch bridge in Krásno nad Kysucou (KnK)

Road bridge above the river Bystrica in Krásno nad Kysucou (Fig. 1b) is believed to be the oldest preserved reinforced concrete bridge in Slovakia, and one of the oldest Monier Arches in central Europe, which are still in service. The bridge was completed in 1892 as one from the series of Monier Arches built in the former Austro-Hungarian monarchy.



Obr. 4 Pohľad na most typu Monier v Krásne nad Kysucou po rekonštrukcii
Fig. 4 Bridge in Krásno nad Kysucou after reconstruction

Tab. 1 Vybrané mechanické vlastnosti ocelových výstuží
Tab. 1 Mechanical properties of steel reinforcements

Most Bridge	Vzorka* Sample*	Medza klzu Yield strength (MPa)	Medza pevnosti Ultimate strength (MPa)	Medza klzu/medza pevnosti Yield strength/ultimate strength	Ťažnosť A ₅₀ Elongation A ₅₀ (%)
BA	–	–	–	–	–
KnK	K1	321	378	0,85	39
	K2	330	389	0,85	nemerané / not measured
	K3	363	416	0,87	31
HC	–	–	–	–	–
RK	R1	304	364	0,84	38
	R2	296	359	0,83	38
NY (HU)	NY1	238	349	0,68	35
	NY2	236	333	0,71	28
NM	N1	292	315	0,93	13
	N2	299	361	0,83	34
SL	–	–	–	–	–

*Všetky vzorky výstuže z mostov mali kruhový prierez a boli hladké bez povrchovej úpravy.

*All samples had circular cross section and smooth surface.

Tab. 2 Vybrané mechanické vlastnosti betónov
Tab. 2 Mechanical properties of concretes

Most Bridge	Poloha vzorky v rámci mosta Sample location	Priemerná pevnosť v tlaku na vzorke z jadrového vrtu Average compressive strength measured on drilled core sample (MPa)	Priemerná pevnosť v tlaku stanovená prepočtom z merania Schmidtovým tvrdomerom Average strength computed from nondestructive tests by Schmidt hammer (MPa)	Pórovitosť cementovej matrice Porosity of cement mortar (%)
BA	nad kesónom above caisson	18	–	25,1
	kesón in caisson	3,7	–	39,2
	pilier pier	12	–	–
KnK	nadbetónávka oblúka arch overfill	23,1	26,7	21,8
	parapet parapet	20,5	16,9	26,6
HC	opora abutment	6,5	24,9	22,1
	horná stavba superstructure	36,4	44,1	–
	pilier pier	17,2	16,9	24,7
RK	opora abutment	15,7	–	23,3
	horná stavba superstructure	32,5	30,6	19,3
NY	nosník girder	17,0	56,3	16,0
NM	opora abutment	11,9	–	–
	horná stavba superstructure	16,6	33,2	19,8
SL	opora abutment	22,9	16,7	27,0

betónom. Betón v kesónoch bol zhotovený z románskeho cementu, v spodnej časti pilierov bezprostredne nad kesónmi z portlandského cementu a zvyšná časť pilierov bola zhotovená opätovne z románskeho cementu [5]. V roku 1945 bola počas 2. svetovej vojny oceľová konštrukcia hornej stavby zničená, následne ju nahradil nový oceľový most na opravených pilieroch. Táto nová konštrukcia slúžila až do roku 2010, keď bola pre dopravu uzavretá a rozhodlo sa o vybudovaní novej konštrukcie hornej stavby na existujúcich pilieroch. Rekonštrukcia mosta sa uskutočnila v roku 2014 a 2015. Pozdĺž zvislej osi štyroch pilierov (č. 3, 4, 5 a 6) sa odobrali jadrové vývrty s priemerom

It has survived the World Wars without any damage and served until 2014 without any major repair. The old age has been indirectly confirmed by the original stone pavement found under asphalt layers during its reconstruction in 2014. The bridge consists of two reinforced concrete arches supported by stone abutments and stone central pier, which were the part of a previous stone arch bridge. Each arch has a span of 16.8 m and a span to rise ratio of 0.138 m.

The thickness of the primary arch is variable from 400 mm in the springing to 150 mm in the crown of the first arch, and only 130 mm at the crown of the second arch. Above the primary arch, which is re-

Tab. 3 Priemerná hĺbka karbonizácie
Tab. 3 Average carbonation depth

Most Bridge	Poloha miesta merania v rámci mosta Measurement location	Stupeň prostredia podľa EN 206 [21] Exposure class according to EN 206 [21]	Priemerná hĺbka karbonizácie Average carbonation depth (mm)
BA	–	–	–
KnK	horná stavba superstructure	XC3	< 4
HC	horná stavba superstructure	XC3	72
	pilier, časť nevystavená dažďu pier, sheltered from rain	XC3	65
	pilier, časť vystavená dažďu pier, exposed to rain	XC4	25
RK	opora, časť vystavená dažďu abutment, exposed to rain	XC4	15
	horná stavba superstructure	XC3	30
NY	horná stavba superstructure	XC3	25
NM	opora, časť nevystavená dažďu abutment, sheltered from rain	XC3	105
	horná stavba superstructure	XC3	53
	parapet parapet	XC4	25
SL	opora, časť nevystavená dažďu abutment, sheltered from rain	XC3	< 4
	opora, časť nevystavená dažďu abutment, sheltered from rain	XC3	< 4

110 mm. Najdlhší vývrt dosiahol dĺžku až 23,15 m. Vybrané vlastnosti betónov dokumentuje tab. 2. Pilieri sú obložené kameňom, preto sa nestanovila hĺbka karbonizácie. Nevykonala sa ani verifikácia stavu zabudovanej ocelevej výstuže, pretože pilieri ju neobsahujú.

Železobetónový most v Krásne nad Kysucou (KnK)

Cestný most v Krásne nad Kysucou (obr. 1b) preklenujúci rieku Bystricu sa pokladá za najstarší zachovaný železobetónový most na Slovensku a jeden z najstarších oblúkových mostov typu Monier v strednej Európe, ktoré sú ešte stále v prevádzke. Most bol dokončený v roku 1892 ako jeden zo série tohto typu mostov postavených na území bývalého Rakúsko-Uhorska.

Bez poškodenia prežil svetové vojny a slúžil až do roku 2014 bez zásadných opráv. Most sa skladá z dvoch železobetónových klenieb postavených na kamenných oporách a kamennom pilieri, ktoré boli súčasťou predchádzajúceho kamenného oblúkového mosta. Podľa opakovaného zamerania uskutočneného počas rekonštrukcie dosahujú jeho dve klenby svetlosť 16,8 m. Hrúbka primárnej klenby je priemerná od 400 mm v päte oblúka po 150 mm v strede prvého oblúka a len 130 mm v strede druhého oblúka. Nad základnou klenbou vystuženou pri oboch povrchoch sa nachádza pôvodná nadbetónávka z prostého betónu, ktorá dosahuje pri pätách klenby hrúbku až 600 mm a postupne sa vytráca smerom k stredu oblúka. Kompletne rekonštrukcia mosta sa uskutočnila v roku 2015.

Odobralo sa šesť jadrových vývrtov (štyri z klenby a dva z parapetov), z ktorých sa vyhotovilo osem vzoriek (výsledky mechanických vlastností sú uvedené v tab. 2).

Krycia vrstva zisťovaná na jadrových vývrtach sa pri spodnom povrchu namerala v rozmedzí od 30 do 60 mm a pri hornom povrchu od 70 do 180 mm. Parametre výstuže sa skúšali na dvoch vzorkách odobratých z klenby mosta (tab. 1). Hĺbka karbonizácie (tab. 3) je na všetkých skúšobných miestach minimálna. Túto nízku hodnotu potvrdili a čiastočne objasnili až opakované vrty v júni 2016. Nízku

inforced at both surfaces, there is also an unreinforced overfill, which reaches a thickness of up to 600 mm near the springing and gradually diminish towards the crown. Complete reconstruction of the bridge was carried out in 2014.

A set of 6 drill cores were carried out (4 from the arches and 2 from the parapets) from which 8 samples were prepared in laboratory for mechanical tests results (summarized in Tab. 2).

The measured reinforcement cover was in the range between 30 to 60 mm at the bottom surface and 70-180 mm at the upper surface. Reinforcement properties were tested on three samples taken from the arch (Tab. 1). The depth of carbonation (Tab. 3) measured on the bottom surface of the arch was extremely small. Extremely small carbonation depth was independently confirmed by three research institutes (STU Bratislava, Technical University of Žilina and TSÚS Bratislava).

Reconstruction in 2014 consisted of casting of a new arch separated from the original arch by a flexible material, transferring the horizontal forces from the arch to the bedrock, refurbishing the concrete surfaces and the construction of a new waterproofing with effective drainage. Within the framework of the reconstruction, the stone gravity walls on the access roads were also restored and the bridge railings were replaced. After reconstruction the bridge was ranked among the main attractions of the town of Krásno nad Kysucou and a memorial plaque was placed on the bicycle road, which is leading under the bridge. Also thanks to the sensitive reconstruction, the bridge will soon be included among the official technical monuments of Slovakia.

Reinforced concrete bridge in Hlohovec (HC)

From the original bridge, only 3 continuous spans of 24 + 29 + 24 m were preserved (Fig. 1c). The superstructure consists of three main girders having a height of 1.3 m in the middle of the span and 1.8 m above the supports. Width of the girders varies from 350 to 770 mm. The bridge was built in 1910, but its main steel span was destroyed in 1945. Since then the remaining part of the bridge serves only to local citizens to cross an oxbow lake of river Váh. Five drill core samples were taken from the structure, two from the pier (HP1 and HP2), one from the abutment (HO1) and 2 from the superstructure (H1A and H2B). The results of the mechanical properties measured on core samples are reported in Tab. 2. The reinforcement samples were later found to be damaged and unusable for firm mechanical tests (new reinforcement samples are going to be taken soon). Carbonation was measured at four places H1A, H2B, HP1 and HP2, and the results are reported in Tab. 3. The average reinforcement cover was 35 mm.

Reinforced concrete bridge for pedestrians in Ružomberok (RK)

Pedestrian bridge across river Váh consists of two parallel arches with 3 spans of 22 m. The arches are interconnected by cross beams at regular intervals. There are two main girders under the bridge deck, supported by small columns which transfer the load to the main parallel arches. General view of the bridge is in Fig. 1d. Abutments and pier footings are made of plain concrete. The average concrete cover at the main arch is 30 mm. The structure was completed in 1912 and since then is in service without any repairs, however its technical condition is already quite bad due to reinforcement corrosion.

Three drill cores were taken from the bridge, but one of them was later found to have a transverse crack and thus was not usable for firm mechanical tests. The results of the remaining two samples are reported in Tab. 2 (RKV1 and RKV2). Also two reinforcement samples were taken for determination of mechanical properties of the steel (R1 and R2 in Tab. 1). The carbonation was determined at three locations and the results are summarized in Tab. 3 (RKV1, RKV2 and RKV3).

Reinforced concrete bridge truss girder from the Nyíregyháza, Hungary (NY-HU)

The bridge served on a local III. Class road in Hungary in Nyíregyháza district, near the Slovak borders (at the time of its construction Slovakia was still part of the Austro-Hungarian Monarchy). The truss girder was researched within a technical cooperation between Hunga-

karbonatizáciu betónu potvrdili nezávisle od seba tri výskumné pracoviská (STU Bratislava, TU Žilina a TSÚS Bratislava).

Rekonštrukcia uskutočnená v roku 2014 spočívala v nadbetónovaní novej klenby odseparovanej od pôvodnej pružným materiálom, zachytení horizontálnych síl v päte oblúka, rekonštrukcii betónových povrchov a zhotovení novej hydroizolácie s účinným odvodnením klenby mosta. V rámci rekonštrukcie sa obnovili aj kamenné oporné múry na príjazdových cestách a vymenilo sa zábradlie mosta. Most sa po rekonštrukcii zaradil medzi hlavné atrakcie mesta Krásno nad Kysucou a na cyklotrase, ktorá vedie popod most, sa osadili pamätné tabule. Aj vďaka citlivej rekonštrukcii sa most čoskoro zaradí medzi oficiálne technické pamiatky Slovenska.

Železobetónový most v Hlohovci (HC)

Zachovali sa tri spojitý betónové polia s rozpätiami 24 + 29 + 24 m (obr. 1c). Horná stavba pozostáva z troch hlavných trémov, ktorých výška je v strede rozpätia 1,3 m a nad podporami 1,8 m. Šírka trémov sa tiež mení z 350 mm v strede rozpätia na 770 mm nad podporami. Hrúbka mostovky je približne 190 mm. Most je od roku 1945, keď bolo hlavné oceľové mostné pole zničené, nefunkčný a slúži len miestnym obyvateľom dedinky Šulekovo na preklenutie mŕtveho ramena rieky Váh.

Železobetónová lávka pre peších v Ružomberku (RK)

Lávku tvoria dva paralelné oblúky s rozpätím cca 22 m. Oblúky sú vzájomne prepojené priečnikmi v pravidelných intervaloch. Pod samotnou železobetónovou mostovkou sú dva hlavné trámy ležiace na priečnikoch, cez ktoré sa prenáša zaťaženie prostredníctvom krátkych stĺpkov do hlavných oblúkov. Pohľad na lávku je na obr. 1d. Opony sú zhotovené z prostého betónu podobne ako základy piliev. Krytie výstuže v hlavných oblúkoch je v priemere cca 30 mm.

Železobetónová priehradová konštrukcia mosta v blízkosti mesta Nyíregyháza v Maďarsku (NY-HU)

Most sa nachádzal na ceste III. triedy v Maďarsku v okrese Nyíregyháza neďaleko slovenských hraníc (v čase jeho stavby bolo Slovensko ešte súčasťou Rakúsko-Uhorska). Nosník sa odskúšal v rámci odbornej spolupráce Maďarska a Slovenska. Ide o výnimočnú konštrukciu, ktorá je veľmi jedinečná, keďže ju tvoria priehradové železobetónové nosníky. Presné datovanie mosta sa nepodarilo zistiť, avšak s istotou ho môžeme zaradiť do obdobia výstavby medzi rokmi 1910 až 1919. Most je zobrazený na obr. 1e.

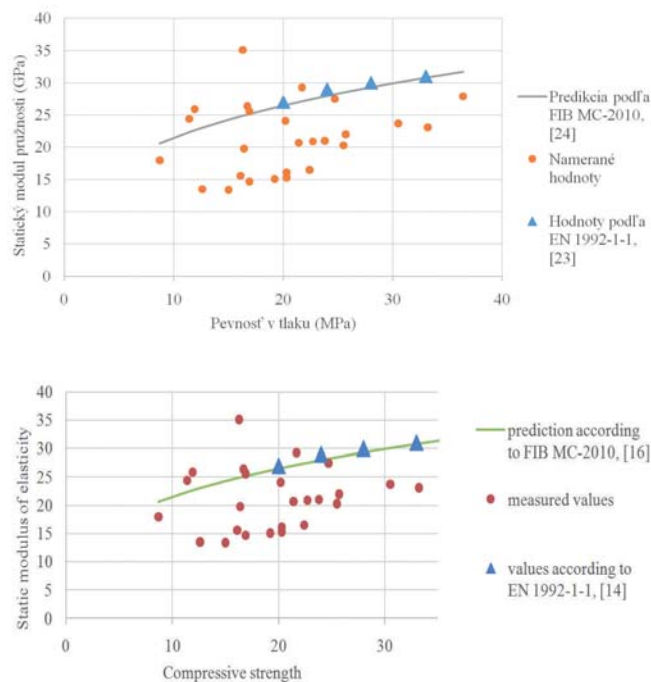
Most tvorilo osem priehradových nosníkov typu Visintini s rozpätím 5 m. Nosníky boli vždy zdvojené v systéme jedna dvojica na krajoch mosta a dve dvojice v strede mosta. Nad nosníkmi bola nadbetónovaná doska s hrúbkou približne 200 mm, ktorá tvorila mostovku. Samotný priehradový nosník bol vysoký 690 mm, pričom horná pásnica mala hrúbku 140 mm a spodná pásnica 90 mm. Diagonály boli hrubé 90 mm. Výstuž hornej pásnice a diagonál tvorila hladká výstuž s rôznymi priermi (podľa zaťaženia daného prvku), výstuž spodnej pásnice tvorila zdvojená oceľová pásovina 59 × 11 mm. Styčníky výstuží boli spracované so „zámočnickou“ presnosťou. Styk výstuže s oceľovou pásovinou v spodnej pásnici bol riešený cez vyvŕtaný otvor v pásovine a prevlečením i zahnutím výstuže zvislice, prípadne výstuže diagonály. Priemerná hrúbka krycej vrstvy bola 25 mm.

Most v Nižnej Myšli (NM)

Most bol postavený začiatkom 20. storočia (pred rokom 1914) ponad bývalú železničnú trať, ktorá bola zrušená v roku 1945. Most je odvtedy mimo prevádzky a postupne ho zarastá vegetácia (obr. 1f). Konštrukcia pozostáva z troch hlavných trémov osovo vzájomne vzdialených 1,75 m. Most tvorí rámová konštrukcia s tromi poľami s rozpätiami 6 + 18 + 6 m a s mostovkou širokou 5 m. Zvršok mosta tvorí železobetónové zábradlie a vozovka vysypaná kameňom, ktorá je dnes už zarastená trávnatým porastom. Priemerná krycia vrstva výstuže je 30 mm.

Most pri Sládkovičove (SL)

Most sa nachádza na ceste III. triedy smerujúcej do mesta Sládkovičovo ponad potok (obr. 1g). Ide o jednoduchú trámovú jednopolevú



Obr. 5 Korelácia medzi pevnosťou v tlaku a statickým modulom pružnosti
 Fig. 5 Correlation between the measured compressive strengths and static modulus of elasticity

ry and Slovakia. This kind of concrete truss bridge structure, which is around 100 years old, is very rare in Slovakia and Hungary. The precise date of its construction is not known, but according to the Road Administration Datasheet it was built between the years 1910 – 1919. The bridge structure during its demolition is shown in Fig. 1e.

The original bridge consisted of eight parallel main truss girders with a span of 5 m. The bridge deck was made of 200 mm thick reinforced concrete partially connected with the main truss girders. The height of the truss was 690 mm, with the upper flange being 140 mm thick and the bottom flange being 90 mm thick. Diagonals were 90 mm thick.

The top chord and the diagonals were reinforced with a smooth reinforcement of various diameters (depending on the loading of the element) whereas the bottom flange was reinforced with 59×11 mm steel strips. Joints of the reinforcements were bent and made with high precision. Reinforcement bars were connected to the bottom steel strips by means of hooks inserted to the holes drilled into the middle part of the strips.

Four drill core samples were taken from the girder and are reported in Tab. 2 (V-U2, V-U3, V-U6 and V-U8). Mechanical properties of the reinforcement were measured on 2 samples (NY1 and NY2 in Tab. 1). Carbonation was determined at four places and the results are summarized in Tab. 3 (V-U2, V-U3, V-U6 and V-U8). Average reinforcement cover was 25 mm.

Bridge in Nižná Myšľa (NM)

The bridge was built in the beginning of the 20th century (before 1914), over the former railway line, which was abandoned in 1945. Since then, the bridge was not in service anymore (Fig. 1f). The bridge consists of three parallel main girders axially spaced 1.75 meters. Bridge is a frame structure with three spans of 6 + 18 + 6 m and with a 5.0 m wide deck. The bridge has a concrete parapets and the roadway is made of compacted gravel layer, which is today overgrown with grass. Three drill cores were made from which 5 samples were prepared (NM1, NM2a, NM2b, NM3a and NM3b in Tab. 2). Two reinforcement samples were taken from the structure to determine the mechanical properties of steel (samples N1 and N2 in Tab. 1). Carbonation depth was measured at four places (at abutment – NM1, at the superstructure – NM2 and NM3 and also at the concrete parapets – NM4). These results are reported in Tab. 3. Average reinforcement cover was 30 mm.

konštrukciu s rozpätím 4 m. Pôvodný most bol postavený ešte v 19. storočí, avšak jeho horná stavba bola rekonštruovaná v roku 1965. Na tomto moste sa takisto namerala extrémne nízka hodnota karbonatizácie a vrty sa tiež opakovali v júni 2016. Podobne ako pri moste v Krásne nad Kysucou sa tieto hodnoty potvrdili.

Výsledky

Výsledky mechanických vlastností betónu a výstuže namerané na vzorkách odobratých zo železobetónových mostov starých viac ako 100 rokov sú zhrnuté v *tab. 1* a *2*.

Diskusia

Výskum sa vykonával na siedmich rôznych mostoch starších ako 100 rokov. Dva sa skúmali s cieľom asistovať projektantom priam pri ich rekonštrukcii (most v Krásne nad Kysucou, piliere mosta v Bratislave), pričom výsledky výskumu sa premietli priamo do stavebnej praxe. Skúmanie ďalších mostov sledovalo cieľ vytvoriť orientačnú databázu pre budúce rekonštrukcie železobetónových mostov z tohto historického obdobia. Na základe skúšok mechanických vlastností týchto viac ako 100 rokov starých betónov na Slovensku možno konštatovať veľkú variabilitu pevností a modulov pružnosti nielen v celkovom súbore, ale často aj v rámci jedného konštrukčného prvku daného mosta. Tento veľký rozptyl materiálových vlastností pripisujeme primárne nedostatočnému hutneniu pri spracovávaní zmesi, ktorému sa v začiatkoch aplikácií betónu v mostných stavbách nevenovala dostatočná pozornosť (prvé interné vibrovanie sa použilo až v roku 1932 [22]).

Z výsledkov je zjavné, že aj keď istá závislosť medzi minimálnym nameraným modulom pružnosti a medzi pevnosťou betónu v tlaku existuje aj pri týchto skúmaných betónoch, je v moduloch pružnosti pomerne veľký rozptyl (*obr. 5*). Z výsledkov RTG rozboru betónu môžeme konštatovať, že všetky betóny boli zhotovené z kremečitého kameniva, a následne dôvodne dedukovať, že pozorovaný rozptyl nie je spôsobený rôznym druhom kameniva.

Veľký rozptyl nameraných hodnôt môže byť zapríčinený aj použitím rôznych frakcií kameniva, rôznym vekom betónu, rôznou pevnostnou triedou betónu. Z uskutočnených jadrových vrtov je zjavné, že na výstavbu mostov sa pred 100 rokmi používali betóny s kamenivom s rôznou frakciou. Rozdielne veľkosti zŕn kameniva a podiel jednotlivých frakcií sa prejavujú na nameraných hodnotách dynamického modulu pružnosti. Väčší podiel väčších zŕn môže prispievať k zvýšenej hodnote dynamického aj statického modulu pružnosti.

Z porovnania dynamického modulu pružnosti a statického modulu pružnosti nemožno hovoriť o silnej závislosti. Pri stanovovaní mechanických vlastností viac ako 100 rokov starých betónov preto odporúčame merať pred rekonštrukciou mosta aj statický modul pružnosti a nespoliehať sa iba na výsledky nedeštruktívnych skúšok a ani na korelačné vzorce z aktuálnych noriem. Platí to aj pri stanovení modulu pružnosti, ktorý sa musí merať nezávisle a nemožno ho odvodzovať z pevnosti betónu podľa súčasných noriem (*obr. 5*).

Záver

Z doteraz vykonaného rozsahu experimentálnych prác na siedmich približne 100-ročných a starších mostných konštrukciách a z ich vyhodnotení vyplývajú tieto dôležité skutočnosti:

- 1) Prevažná väčšina skúmaných betónov nespĺňa kritériá ani na zaradenie do najnižšej pevnostnej triedy C 12/15 podľa platnej EN 1992-1-1 [23].
- 2) Namerané moduly pružnosti mali pomerne veľký rozptyl a väčšinou boli ich hodnoty menšie než hodnoty prepočítané vzťahmi uvádzanými v súčasných relevantných dokumentoch [23, 24]. Okrem toho je zjavná aj veľká variabilita mechanických vlastností aj v rámci jedného mostného elementu. Túto variabilitu možno pripísať nedostatočnému hutneniu betónovej zmesi, ktorému sa na začiatku 20. storočia venovala len veľmi malá pozornosť.

Príspevok vznikol s finančnou podporou Agentúry na podporu vedy a výskumu v rámci zmluvy č. APVV-17-0204 a Univerzitného vedeckého parku (ITMS: 26240220084).

Bridge in Sládkovičovo (SL)

The bridge is located on a local III. Class road nearby the city of Sládkovičovo over a small creek (*Fig. 1g*). The bridge has a single span of 4 m. The bridge was built in the end of the 19th century, however its superstructure was reconstructed in 1965. Thus from the contemporary structure only the concrete abutments are older than 100 years and 2 drilled core samples were taken from them (SL1 and SL2 in *Tab. 2*). Since the abutments are made of plain concrete, no reinforcement samples were found. Carbonation depth was measured at two places and the results are reported in the *Tab. 3* (SL1 and SL2). Extremely low carbonation depth could not yet be explained exactly and as well as in the case of the bridge in Krásno nad Kysucou it will be a part of our further research.

Results

The results of the mechanical properties of concrete and reinforcement measured on samples taken from almost 100 years old or older bridge structures are summarized in *Tab. 1* and *Tab. 2*.

Discussion

Research was performed on 7 various concrete bridges, which were almost 100 years old or older. Two bridges were researched in order to assist the designer directly during their reconstruction (Bridge in Krásno nad Kysucou and bridge piers in Bratislava) and the research results were immediately reflected into practice. Other researched bridges were part of our intention to create a basic indicative database for future reconstructions of reinforced concrete bridges from this historical period. Based on the research results, a high variability of strengths and modulus of elasticity could be seen, not only between various bridges, but also often within a single structural element of the same bridge. The large scattering of material properties we attribute primarily to insufficient compaction of concrete during its pouring, to which only a limited attention was paid at that time (first internal vibration compaction was used in 1932 [13]).

The results, plotted in the graph in *Fig. 2*, show, that even through there is some relation between the minimum measured modulus of elasticity and the compressive strength of the concrete, there is a relatively large scatter. From X-ray analysis of the concrete we have found that all concretes were made of quartzite aggregates and thus the scatter could probably not be caused by different types of aggregates.

On graph in *Fig. 3* a certain relation between the dynamic and static modulus of elasticity could be observed, but once again we could not talk about some strong relationship. Thus when dealing with more than 100 years old bridges we propose to measure not only the compressive strength of concrete, but also the modulus of elasticity and not to rely on current standards and documents for their conversion.

Conclusions

From the results of our experimental investigation performed on seven concrete bridges that are almost 100 years old or older, it is possible to formulate the following conclusions:

- 1) The values of compressive strengths and modulus of elasticity shows, that the vast majority of surveyed concrete does not meet the criteria for classification even to the lowest strength class C 12/15 according to EN 1992-1-1 [23].
- 2) Modulus of elasticity had a relatively large scatter, and mostly the real values are much smaller than values derived from compressive strengths according to relevant documents [23, 24]. Overall, there is a great variability in the measured mechanical properties even within a single bridge element. This fact could be attributed to a poor compaction of the concrete during construction, to which only a limited attention was paid at the beginning of 20th century.

The authors wish to express their gratitude to Slovak Agency for Research and Development (project APVV-17-0204) for financing this research work. and the University Science Park (USP) of the Slovak University of Technology in Bratislava (ITMS: 26240220084).

Literatúra

1. Paulík, P.: Bridges in Slovakia. Bratislava, Slovensko, 2014.
2. Drozd, A. – Chladný, E. – Pauliny, L. – Poliaček, I. – Vébr, V. – Zvara, J.: Stavebníctvo na Slovensku 1945 – 1985. Bratislava, Československo, 1989.
3. Laky, A. – Rengevič, A.: Betónové mosty na Slovensku. Bratislava, Československo, 1988.
4. Seidlerová, I. – Dohnálek, J.: Dějiny betónového stavitelství v českých zemích do konce 19. století. Praha, Česká republika, 1999.
5. Pulszky, G.: A pozsonyi állandó Dunahíd. Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/2, p. 81 – 101, Budapest, Maďarsko, 1891.
6. Balázs, G.: Beton és vasbeton I. – alapismeretek történelme. ISBN 9630567547, Akadémiai Kiadó, Budapest, Maďarsko, 1994.
7. Wayss, G.A.: Die Monier Bauweise. Berlin, Nemecko, 1891.
8. Wayss, G.A.: Das System Monier. Berlin, Nemecko, 1887.
9. Győző, Z.: A Monier rendszer és a hazánkban e rendszer szerint létesített első műtárgy. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 24/4, p. 221 – 232, Budapest, Maďarsko, 1890.
10. Győző, T.: Monier és Gipszpallo szerkezetek I. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/1, p. 19 – 28, Budapest, Maďarsko, 1891.
11. Győző, T.: Monier és Gipszpallo szerkezetek II. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/2, p. 66 – 81, Budapest, Maďarsko, 1891.
12. Geostatik: Závěrečná práce – orientačný inžinierskogeologický prieskum – Starý most cez Dunaj. Bratislava, Slovensko, 2007.
13. STN EN 12504-2: 2013 Skúšanie betónu v konštrukciách. Časť 2: Nedeštruktívne skúšanie. Stanovenie tvrdosti odrazovým tvrdomerom.
14. STN EN 12504-4: 2005 Skúšanie betónu. Časť 4: Určenie rýchlosti ultrazvukového impulzu.
15. STN EN 1015-12: 2001 Metódy skúšania mált na murovanie. Časť 12: Stanovenie prídružnosti zatvrdnutých spodných a krycích omietkových mált k podkladom.
16. STN 73 1371: 1981 Ultrazvuková impulzová metóda skúšania betónu.
17. STN ISO 6784: 1993 Betón. Stanovenie statického modulu pružnosti v tlaku.
18. STN EN 12504-1: 2010 Skúšanie betónu v konštrukciách. Časť 1: Vzorky z jadrového vŕtania. Odber, preskúmanie a skúška pevnosti v tlaku.
19. STN 72 0100: 1983 Základný postup rozboru silikátov. Všeobecné ustanovenia.
20. STN 73 2011: 1986 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií.
21. EN 206: 2015 Betón – Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda.
22. Menn, C.: Prestressed Concrete Bridges. Viedeň, Rakúsko, 1986.
23. EN 1992-1-1: 2006 Navrhovanie betónových konštrukcií.
24. FIB Model Code for Concrete Structures 2010, Lausanne, Švajčiarsko, 2013.

References

1. Paulík, P.: Bridges in Slovakia. Bratislava, Slovakia, 2014.
2. Drozd, A. – Chladný, E. – Pauliny, L. – Poliaček, I. – Vébr, V. – Zvara, J.: Stavebníctvo na Slovensku 1945 – 1985. Bratislava, Czechoslovakia, 1989.
3. Laky, A. – Rengevič, A.: Betónové mosty na Slovensku. Bratislava, Czechoslovakia, 1988.
4. Seidlerová, I. – Dohnálek, J.: Dějiny betónového stavitelství v českých zemích do konce 19. století. Praha, Czech Republic, 1999.
5. Pulszky, G.: A pozsonyi állandó Dunahíd. Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/2, p. 81 – 101, Budapest, Hungary, 1891.
6. Balázs, G.: Beton és vasbeton I. – alapismeretek történelme. ISBN 9630567547, Akadémiai Kiadó, Budapest, Hungary, 1994.
7. Wayss, G.A.: Die Monier Bauweise. Berlin, Germany, 1891.
8. Wayss, G.A.: Das System Monier. Berlin, Germany, 1887.
9. Győző, Z.: A Monier rendszer és a hazánkban e rendszer szerint létesített első műtárgy. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 24/4, p. 221 – 232, Budapest, Hungary, 1890.
10. Győző, T.: Monier és Gipszpallo szerkezetek I. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/1, p. 19 – 28, Budapest, Hungary, 1891.
11. Győző, T.: Monier és Gipszpallo szerkezetek II. In: Magyar Mérnök és Építész Egylet 25/2, p. 66 – 81, Budapest, Hungary, 1891.
12. Geostatik: Závěrečná práce – orientačný inžinierskogeologický prieskum – Starý most cez Dunaj. Bratislava, Slovensko, 2007.
13. STN EN 12504-2: 2013 Skúšanie betónu v konštrukciách. Časť 2: Nedeštruktívne skúšanie. Stanovenie tvrdosti odrazovým tvrdomerom.
14. STN EN 12504-4: 2005 Skúšanie betónu. Časť 4: Určenie rýchlosti ultrazvukového impulzu.
15. STN EN 1015-12: 2001 Metódy skúšania mált na murovanie. Časť 12: Stanovenie prídružnosti zatvrdnutých spodných a krycích omietkových mált k podkladom.
16. STN 73 1371: 1981 Ultrazvuková impulzová metóda skúšania betónu.
17. STN ISO 6784: 1993 Betón. Stanovenie statického modulu pružnosti v tlaku.
18. STN EN 12504-1: 2010 Skúšanie betónu v konštrukciách. Časť 1: Vzorky z jadrového vŕtania. Odber, preskúmanie a skúška pevnosti v tlaku.
19. STN 72 0100: 1983 Základný postup rozboru silikátov. Všeobecné ustanovenia.
20. STN 73 2011: 1986 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií.
21. EN 206: 2015 Betón – Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda.
22. Menn, C.: Prestressed Concrete Bridges. Vienna, Austria, 1986.
23. EN 1992-1-1: 2006 Navrhovanie betónových konštrukcií.
24. FIB Model Code for Concrete Structures 2010, Lausanne, Switzerland, 2013.

Futbalový turnaj JAGA CUP 2018

Skvelé individuálne výkony, tímový duch, enormné nasadenie, taktická vyzretosť – to všetko sprevádzalo prestížny futbalový turnaj JAGA CUP, ktorý sa konal 23. augusta 2018 na ihrisku v Pezinku. Aj osemnásť ročník turnaja si vybral nádherný slnečný deň, ktorý sa niesol v značnej elektrizujúcej atmosféry, futbalového zánietenia, kreatívnych súťaží a pečených prasiatok.

Futbalové zápolenie opäť moderoval Slávo Jurko. Mužstvá boli rozdelené do troch skupín, z každej skupiny neskôr postúpili do bojov o prvenstvo tí najlepších. Na turnaji mužstiev prvej stavbárskej a developerskej ligy sa opäť stretli družstvá spoločností Baumit, Dopravoprojekt, Ingsteel, JUB, Knauf Insulation, Penta Investments, Porfix, Wienerberger/Tondach, Slovenskej komory stavebných inžinierov a vydavateľstva JAGA. Tohto roku sme privítali aj nových hráčov zo spoločnosti

ITB Development/Architekti Šebo Lichý, Obo Bettermann a STRABAG Pozemné a inžinierske stavitelstvo. Víťazstvo si odnieslo družstvo nováčikov STRABAG Pozemné a inžinierske stavitelstvo, druhé bolo družstvo Ingsteel, na treťom mieste sa umiestnil Knauf Insulation.

Víťazom srdečne gratulujeme, ale ďakujeme aj všetkým zúčastneným družstvám, ktoré opäť pozdvihli úroveň futbalu na Slovensku. Tešíme sa na stretnutie budúci rok – presnejšie 22. 8. 2019.



Dlouhodobé sledování stavebních konstrukcí

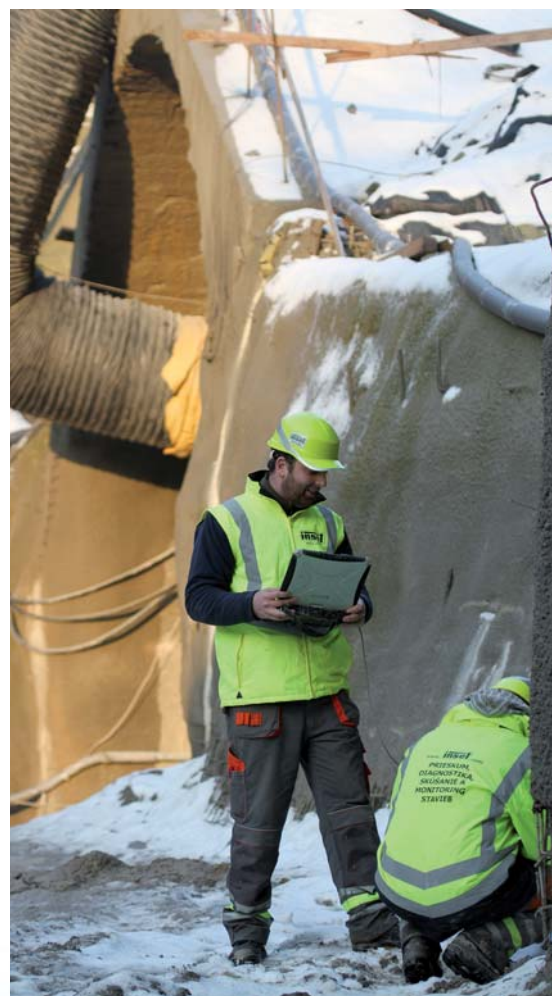
Kontinuální měření stavebních konstrukcí získává postupně stále více na významu a je častěji používáno pro průběžné hodnocení stavebně-technického stavu konstrukcí. Společnost INSET s.r.o. se systematicky věnuje provádění monitoringu konstrukcí, vč. vlastního vývoje snímačů a měřicí techniky.

Stavebním konstrukcím se monitoring (tj. dlouhodobé, kontinuální měření) určující jejich stavebně-technický stav zatím spíše vyhýbal. V současné době je v ČR dlouhodobý monitoring většinou předepisován až u stavebních konstrukcí, kde již došlo k nějakým poruchám nebo se jedná o konstrukce, které se blíží konci své projektové životnosti.

U významných staveb v zahraničí je sledování stavebních konstrukcí již součástí projektové dokumentace a počítá se s prováděním kontinuálního monitoringu po celou dobu životnosti

konstrukce. Díky tomu je možné v každém okamžiku života stavební konstrukce jednoznačně a objektivně stanovit její stavebně-technický stav. Výsledky prováděného monitoringu také umožňují predikovat potřeby oprav, nutnost rekonstrukcí, zesílení apod. Současně je možné v případě mimořádné události (např. náraz kamionu do pilíře mostu, požár v budově, zemětřesení atd.) určit vliv této události na statiku stavební konstrukce.

Pro dlouhodobé sledování konstrukcí je vhodné do jedné měřicí linky integ-



rovat množství snímačů, které umožňují měřit různé fyzikální parametry. Například pro mostní konstrukci to mohou být snímače kmitání, tenzometry, snímače náklonu, snímače posunu, monitorování napětí v lanech a seismická měření podloží. Dále je možné k měřicí lince připojit meteostanice, systém pro vážení vozidel, kamery atd.

Zásadní pro návrh měřicí linky je určit frekvenci měření a účel pořizovaných dat. Na jedné straně pomyslné škály náročnosti bude stát měření pomalých dějů, kde není potřeba data okamžitě vyhodnocovat. Příkladem takového měření může být měření teploty mostních konstrukcí pro určení skutečného zatížení mostu teplotou. V tomto případě stačí odečty s frekvencí 1–2 hodiny, odesílání dat z měřicího stanoviště jedenkrát denně (nebo bude stačit manuální stahování dat) a zpracování dat po roce měření. Na opačné straně škály bude stát měření rychlých dějů (speciálně měření kmitání konstrukcí), kde je třeba data zpracovat okamžitě. Příkladem tohoto bezpečnostního měření je zavěšený most, u kterého je stanovena limitní rychlost kmitání, při jejímž překročení je třeba konstrukci

pro dopravu uzavřít. Měřicí systém musí tedy měřit rychlost kmitání nepřetržitě (v tomto konkrétním případě by se jednalo o 200–1000 jednotlivých měření za sekundu na každém ze snímačů kmitání). Součástí systému musí být automatizované vyhodnocení a porovnání s limitními hodnotami. Tato měřicí linka musí být schopna, po překročení limitních stavů, reportovat tuto skutečnost dále (formou SMS a mailů) zúčastněným osobám a řídit další systémy.

Dle popsaného rozdělení je voleno technické provedení vlastní linky. V prvním případě bude použito levnější řešení s dataloggerem v síti RS-485 s připojenými snímači. Hlavními výhodami tohoto řešení je jednoduchá kabeláž (všechny snímače sdílejí jeden datový kabel) a možnost provozovat celý systém z baterií. V druhém popsaném případě bude použita složitá měřicí linka s několika počítači a A/D převodníky, připojená na síť 230 V, komunikující s centrálním serverem (mobilní sítě). Při velkých vzdálenostech mezi snímači může být celá linka rozdělena na několik částí (každá část s vlastním měřicím počítačem) při zachování komunikace mezi

počítači. Kabeláž bude adekvátně složitá, každý snímač bude vyžadovat vlastní datový kabel k měřicímu počítači. Dále je třeba řešit dostatečné zálohování pro případ výpadku proudu, poruchy měřicího počítače, také ochranu proti přepětí v síti (údery blesků), klimatizaci pro měřicí počítače a A/D převodníky, ochranu proti vniknutí vody atd.

Nedílnou součástí měřicích linek je automatizované zpracování dat a prezentace výsledků. Nejčastěji se k tomuto účelu používají webové aplikace. V případě složitějších linek bývá standardem vzdálený on-line přístup k měřicí lince pro provedení změn parametrů, diagnostice snímačů apod.

Společnost INSET s.r.o. dlouhodobě provádí v ČR a zahraničí monitoring některých významných mostů, podzemních děl a stavebních konstrukcí. Současně vyvíjí vlastní měřicí systémy, snímače a softwarové vybavení. Zákazníkům je schopna nabídnout řešení na klíč dle jejich specifických požadavků.

Autor textu: Ing. Josef Machač
INSET s.r.o., divize Energetika



inset

www.inset.com



Andrej Jaroševič – Milan Chandoga

Tridsaťtri rokov EM metódy merania napätosti v predpínacej výstuži

Thirty-three years of the EM method for measuring stress in pre-stressed tendons

Súvis medzi mechanickým namáhaním feromagnetických prvkov a ich magnetickými vlastnosťami (inverzná magnetostrikcia alebo magnetoelasticita) objavil už v roku 1864 Villari. Začiatkom 80. rokov minulého storočia vyvinula firma Bekaert prvé magnetoelastické snímače sily v predpínacej výstuži Tensiomag. Výsledky zrejme neboli uspokojivé a k ich praktickej aplikácii nedošlo. Aplikácii tejto metódy sa začali venovať autori tohto príspevku už v roku 1984. Od roku 1990 prebiehal vývoj EM metódy, konštrukcie meracej aparatury a snímačov vo firme Projstar-PK, s. r. o. V rámci medzinárodnej vedeckovo-výskumnej spolupráce firmy s partnermi z VB, USA, SRN, Číny, Španielska a Japonska bola táto technológia aplikovaná na viacerých mostoch v zahraničí.

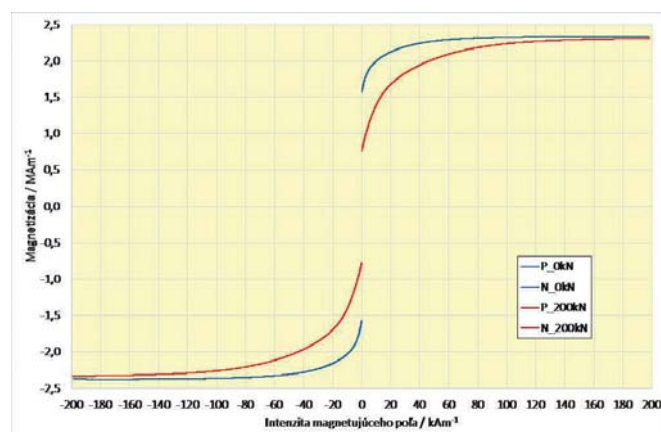
Magnetizácia feromagnetického materiálu (magnetický moment jednotkového objemu) závisí aj od vnútorného mechanického napätia, spôsobeného najčastejšie mechanickým namáhaním materiálu ťahom alebo tlakom. Nasýtená magnetizácia je základnou magnetickou charakteristikou feromagnetického materiálu, nezávisí od teploty ani mechanického napätia (všetky domény v materiáli sú orientované v smere silného magnetujúceho poľa). Je „pevným“ referenčným bodom materiálu. Ak poznáme hystereznú slučku feromagnetického materiálu (obr. 1), môžeme zistiť veľkosť mechanického napätia v materiáli. Na tento účel sa používa EM snímač, ktorý sa najčastejšie voľne na-

The connection between the mechanical stress of ferromagnetic elements and their magnetic properties (inverse magnetostriction or magneto-elasticity) was discovered in 1864 by Villari. In the early 1980s, Bekaert company developed the first magneto-elastic force sensors in the pre-stressed tendons Tensiomag. The results were probably not satisfactory and their practical application did not occur. The authors of this paper commenced to explore the application of this method back in 1984. Since 1990, the development of EM methods, construction of measuring instruments and sensors has been carried out by the company of Projstar-PK, s. r. o. In the framework of international scientific research collaboration with partners from the UK, the USA, Germany, China, Spain and Japan, this technology has been applied to several bridges abroad.

Magnetisation of the ferromagnetic material (the magnetic moment of the unit volume) also depends on the internal mechanical stress caused by the most frequent mechanical tension of the material by pulling or pressing. Saturated magnetization is the basic magnetic characteristic of a ferromagnetic material, regardless of temperature or mechanical stress (all domains in the material are oriented in the direction of a strong magnetic field). It is a reference point for the material. If we know the hysteresis loop of ferromagnetic material (Fig. 1) we can determine the magnitude of the mechanical stress in the material. For this purpose, an EM sensor is used that is loosely slipped over or attached to the material. A magnetic circuit is produced, the properties of which will vary along with the change of mechanical tension and temperature of the measured material. An appropriate physical measurement method is used to measure the properties of the magnetic circuit.

It looks simple and tempting. Ever since the precast concrete has been used in construction engineering (Eugene Freyssinet, 1928), there has been a need to measure the tensile force in the pre-stressing tendons, which must provide a permanent pressure reserve inside the concrete. Using the EM sensor, it is possible to measure the force in bonded, un-bonded and external pre-stressing tendons without any physical contact, even though a thin-walled steel tube (cable duct), HDPE pipe, plastic anti-corrosion protection or a mono-strand type plastic pipe.

Obviously, the laboratory measurement methods had to be adapted for use under industrial conditions. We have been dealing with this issue since 1984. During this period, construction of the first suspended bridges (the bridge over the river Labe in the town of Poděbrady and the bridge over the pond Jordan in the town of Tábor) and the first bridges with external pre-stressing tendons (the V1-450 Bridge and the Lafranconi bridge in Bratislava) commenced. At



Obr. 1 Zmena tvaru hystereznej slučky magnetizácie predpínacieho lana Ls 15,7 pri mechanickom namáhaní ťahom. Sile 200 kN zodpovedá napätie 1 333 MPa.
Fig. 1 Changing the shape of the hysteresis loop of the pre-stressed tendon magnetization of Ls 15.7 at the application of mechanical tension. Force of 200 kN corresponds to tension of 1 333 MPa.

sunie na materiál alebo sa priloží k materiálu. Vznikne magnetický obvod, ktorého vlastnosti sa budú meniť pri zmene mechanického namáhania a teploty meraného materiálu. Na meranie vlastností magnetického obvodu sa použije vhodná fyzikálna meracia metóda.

Vyzerá to jednoducho a lákavo. Odkedy sa v stavebníctve používa predpätý betón (Eugène Freyssinet, 1928), vznikla potreba merať ťahovú silu v predpínacej výstuži, ktorá musí zabezpečiť trvalú tlakovú rezervu v betóne. Pomocou EM snímača možno merať bezkontaktnú silu v súdržných, nesúdržných a externých predpínacích kábloch, a to dokonca aj cez tenkostennú oceľovú rúru (káblový kanálík), HDPE rúru, plastovú protikoróziu ochranu alebo plastovú rúru lán typu monostrand.

Samozrejme, laboratórne meracie metódy bolo potrebné upraviť na použitie v priemyselných podmienkach. Tejto problematike sme sa začali venovať v roku 1984. V tomto období sa v ČSFR začali budovať prvé zavesené mosty (most cez Labe pri Poděbradoch a most cez rybník Jordán v Táboře) a prvé mosty s voľnými predpínacími káblami (most V1-450 a Most Lafranconi v Bratislave). Zároveň prebiehala výstavba jadrovej elektrárne Temelín s predpätými betónovými obálkami reaktorov.

Po prvých laboratórnych skúškach, vývoji meracej aparatury a EM snímačov sa metóda začala od roku 1986 využívať v stavebnej praxi. Súčasne prebiehal jej ďalší vývoj, inšpirovaný potrebami praxe. Od roku 1990 prevzala na seba nosnú úlohu v rozvoji EM technológie a jej aplikácii v praxi firma Projstar-PK, s. r. o.

V rokoch 1990 až 2017 sa prostredníctvom tejto firmy realizovala viac ako stovka projektov EM meraní doma aj v zahraničí (obr. 2).

V rokoch 2014 až 2015 došlo k dohode o odkúpení duševného vlastníctva (know-how), materiálu a zariadení EM systému PSS (Projstar Smart Sensor) firmou INSET, s. r. o., ktorá v súčasnosti zabezpečuje aj ďalší výskum a vývoj.

Vývoj aplikácií EM metódy merania síl v predpínacej výstuži

Problematika, ktorá bola predmetom vývoja snímačov a metodiky merania, sa týkala najmä:

- kontroly vnesenia predpínacej sily a distribúcie sily medzi jednotlivé láná predpínacieho kábla,
- kontroly distribúcie predpínacej sily po dĺžke kábla (strata pri zakotvení a strata trením v zakrivení),
- dlhodobého sledovania zmien sily v predpínacej výstuži (reológia betónu),
- dlhodobého sledovania životnosti predpätia (korózia, poškodenie, redistribúcia...) a možnosti monitorovať aj jestvujúce predpätie (dodatočne navinuté snímače),
- monitoringu predpínacej sily pri experimentálnom výskume,
- merania dynamického namáhania predpínacej výstuže, najmä závesov mostov.

Pri štandardných predpínacích systémoch sa otázka spoľahlivosti vnesenia predpínacej sily a jej strát rieši v certifikačnej procedúre. Použitie EM monitoringu tu plní len funkciu kontroly vykonávaných prác. Pri súdržnom predpätí registrujú snímače po zainjektovaní kábla iba zmeny napätosti v lokálnom mieste betónovej konštrukcie, ale dajú sa využiť na meranie lokálneho dynamického namáhania výstuže.

Pri nesúdržnom predpätí, ako sú voľné káble a závesy zavesených mostov, umožňujú EM snímače monitoring ťahovej sily v štádiu napínania káblov a neobmedzene počas celej životnosti konštrukcie. Osobitne cenným monitorovacím prostriedkom sú EM snímače pri zosilňovaní betónových mostov. Monitorovateľné predpätie tu plní funkciu senzora, ktorý zachytí prípadný zhoršujúci sa stav pôvodného predpätia.

Na kontrolu distribúcie sily medzi jednotlivé láná predpínacieho kábla sme vyvinuli multilánové snímače, ktoré sú súčasťou napínacieho zariadenia, alebo kotvenia kábla (obr. 3 a 4).



Obr. 2 Delený EM snímač, dodatočne navinutý na záves mosta Ashidagawa, Japonsko; spolupráca s firmou Keisoku Research Consultants, Hiroshima, rok 2002
Fig. 2 Divided EM sensor, additionally wound on a cable stay system of the Ashidagawa bridge, Japan; collaboration with Keisoku Research Consultants, Hiroshima, 2002

the same time, the Temelín nuclear power plant was under construction with the pre-stressed concrete reactor containments.

Since 1986, after carrying out the first laboratory tests and the development of the measuring instrument and EM sensors, the method has begun to be used in construction practice. At the same time, its further development has been going on, inspired by the needs of practice. Since 1990, the leading role in the development of EM technology and its practical applications has been taken over by Projstar-PK, s. r. o. From 1990 to 2017 Projstar-PK, s. r. o. carried out more than one hundred EM projects measured at home and abroad (Fig. 2).

In 2014 – 2015 there was an agreement to buy intellectual property (know-how), material and equipment of the PSS system (Projstar Smart Sensor) by the company of INSET, s. r. o. which is currently performing additional research and development.

Development of the EM method application for measurement of forces inside the pre-stressed tendons

The subject of sensor and measurement methodology development, concerned in particular:

- control of the pre-stressing force input and the distribution of force between the individual wires of the pre-stressing tendon,
- control of distribution of the pre-stressing force throughout the length of the tendon (the loss by anchoring and the loss by curvature friction),
- long-term monitoring of changes in force within the pre-stressing tendons (concrete rheology),
- long-term monitoring of lifespan (corrosion, damage, redistribution...) and the possibility of monitoring the existing pre-stress of tendons (additionally wound sensors),
- monitoring of the pre-stressing force in an experimental research
- measuring the dynamic tension of the pre-stressed tendons, in particular the cable stay strands of the bridges.

Concerning the standard pre-stressing systems, the question of the reliability of the pre-stressing force insertion and its loss is addressed in the certification procedure. Here the use of the EM monitoring serves only to check the quality of works performed. In terms of the bonded pre-stressing of the grouted-in tendon, the sensors record only the stress changes locally in the given spot of the concrete structure, although they can be used to measure the local dynamic tension of tendons.

In terms of the un-bonded pre-stressing such as external tendons and stay cables of cable stayed bridges, the EM sensors are able to monitor the tensile force at the time of pre-stressing as well as un-



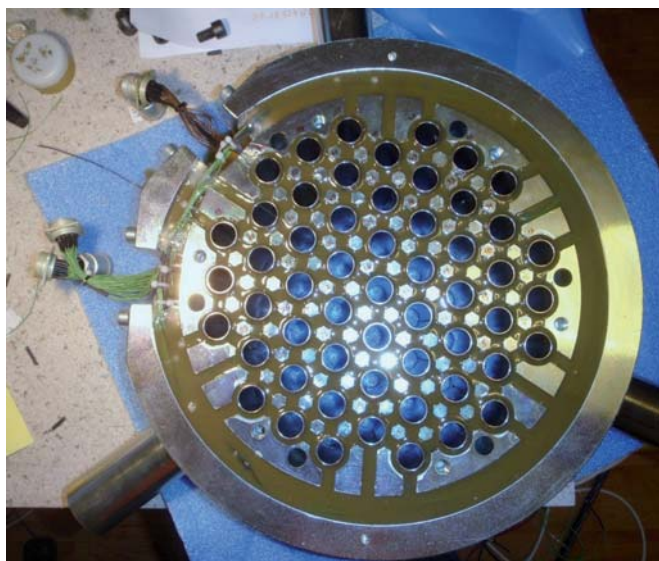
Obr. 3 Použitie jednonanových EM snímačov na meranie distribúcie sily medzi jednotlivé láná kábľa a ich náhrada multilanovým snímačom, ktorý je súčasťou kotvenia kábľa.

Fig. 3 Use of the single-strand EM sensors for measuring the distribution of force between the individual strands of the tendon and their replacement by a multi-strand sensor, which is a part of tendon anchorage.

Vývoj meracej aparatury a snímačov

Vývoj vždy pružne reagoval na potreby praxe aj na stav elektroniky a výpočtovej techniky v danom období. Prvá počítačom riadená aparatura sa použila v roku 1994 na meranie sily v predpínacích kábdoch obálok reaktorov jadrovej elektrárne Temelín v Českej republike. Prvá impulzná aparatura riadená mikroprocesorom sa použila na mostoch Jiangyin a Nanjing cez rieku Yangtze v Číne. V aparaturách sa nepoužívali komerčne vyrábané diely, čo bolo náročné na vývoj aj výrobu.

Firma Inset vyvíja od roku 2015 novú generáciu EM meracieho systému, ktorého základným prvkom je priemyselná meracia karta (DAQ), doplnená nevyhnutnými (väčšinou jednoduchými) obvodmi. Riadiaci počítač ovláda pomocou LabVIEW VI aplikácií celý proces merania a vyhodnocovania, čo umožňuje pružne prispôsobiť konfiguráciu meracieho systému konkrétnym potrebám zákazníka. Diaľkové ovládanie a prenos dát cez internet sú samozrejmosťou. Na obr. 5 je porovnanie meracej aparatury Dynamag NT408 (Projstar, 2004) s prototypom meracej aparatury Triomag_8S (Inset, 2018). Na riadenie a zber dát je v aparatuře použitá DAQ NI USB 6001/2 OEM. Súčasná meracia aparatura predstavuje sofistikovaný merací prístroj, ktorý možno metrologicky overiť. Všetky meracie aparatury sú navzájom zameniteľné a dokážu merať statické aj dynamické namáhanie meraného prvku tým istým EM snímačom novej generácie.



Obr. 4 Multilanový snímač pre 55 lán určený na zabudovanie do predpínacieho lisu PAUL TENSA. Snímač bol vyvinutý pre firmu DSI, Unterschleissheim, Nemecko.

Fig. 4 Multi-strand sensor designed for 55 strands and intended for installation into the pre-stressing machine PAUL TENSA. The sensor was developed for the company DSI, Unterschleissheim, Germany.

restrictedly throughout the lifespan of the structure. The EM sensors are especially valuable monitoring device for strengthening the concrete bridges. Here the monitored pre-stress behaves as a sensor that captures any deterioration of the original pre-stress.

We have developed multi-strand sensors that are either a part of the pre-stressing device or the tendon anchorage (Fig. 3, 4) to control the distribution of the force between the individual pre-stressing strands of the tendon.

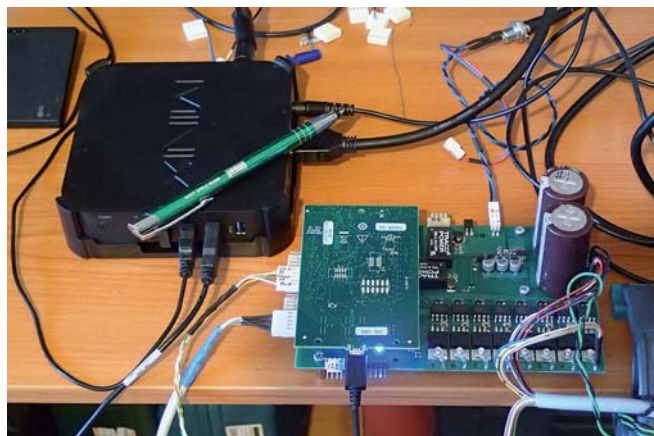
Development of the measurement device and sensors

The development has always responded flexibly to the practical needs as well as to the enhancement level of electronics and computing in the given period. The first computer-controlled device was used in 1994 for the measurement of force in the pre-stressed tendons of Temelín nuclear power plant reactor containments in the Czech Republic. The first microprocessor-controlled impulsive device was used on the Jiangyin and Nanjing bridges across the Yangtze River in China. The device was not composed of commercially manufactured parts, which was challenging for both its development and production.

Since 2015, the company Inset has been developing a new generation of the EM measuring system, the core element of which is the industrial measurement card (DAQ), supplemented by the necessary (mostly simple) circuits. Computer controls the entire measurement and evaluation process with LabVIEW VI applications. This makes it possible to flexibly adapt the configuration of the measuring system to the specific needs of the customer. Remote control and data transfer over the Internet are a matter of course. In Fig. 5, the measuring device Dynamag NT408 (Projstar, 2004) is compared to the prototype of the Triomag_8S (Inset, 2018) measuring device. The DAQ NI USB 6001/2 OEM is used for control and data acquisition. The current measuring device is highly-sophisticated and it can be metrologically verified. All measuring devices are mutually interchangeable and able to measure both static and dynamic stress of the measured element with the same EM sensor of the new generation.

The EM sensors have gone through the similar development. The current measuring sensor of EMHM type can be metrologically verified and measured by any EM device. The EM sensor parameters and the measurement process are optimized so that the influence of measurement on the measured object (mainly the heat increase of the measured element) is minimal. It should be remembered that the sensor is the measured ferromagnetic material itself with its elastomagnetic properties. A database of materials suitable for the EM method application is an important part of the research.





Obr. 5 Vľavo: 8-kanálová aparátúra Dynamag NT408 (šírka 325 mm), vpravo: prototyp 8-kanálovej aparátúry Triomag_8S s riadiacim počítačom Minix NEO Z83-4 Pro
 Fig. 5 On the left: 8-channel measuring device Dynamag NT408 (325 mm wide), on the right: a prototype of the 8 channel measuring device Triomag_8S with Minix NEO Z83-4 Pro

Podobným vývojom prešli aj EM snímače. Súčasný merací snímač typu EMHM možno metrologicky overiť a merať ľubovoľnou EM aparátúrou. Parametre EM snímača a proces merania sú optimalizované tak, aby bol vplyv merania na meraný objekt (hlavne zohrievanie meraného prvku) minimálny. Treba si uvedomiť, že snímačom je samotný meraný feromagnetický materiál a jeho elasto-magnetické vlastnosti. Databáza materiálov vhodných na aplikáciu EM metódy je dôležitou súčasťou výskumu.

Príklady realizácií merania síl

Na webovej stránke www.projstar.sk sú uvedené najvýznamnejšie realizácie EM monitoringu, ktoré vykonala firma PROJSTAR-PK, s. r. o., od roku 1992. V tomto príspevku uvádzame tieto:

Dlhodobá spoľahlivosť EM metódy

V rokoch 1986 až 1987 sme v rámci spolupráce TSÚS Bratislava a Stavebnej fakulty SVŠT realizovali monitoring napätosti v závesoch zaveseného mosta cez rybník Jordán v Táboře, ČR. Išlo o prvý letmo betónovaný zavesený most v Československu a prvú aplikáciu EM metódy pri výstavbe inžinierskeho diela. Na meranie sily v závesoch mosta (18 lán 15,5 mm v tenkostennej oceľovej rúre) boli vyvinuté EM snímače H125 spolu s aparátúrou na ich meranie počas výstavby a konečnej rektifikácie závesov. Posledné meranie snímačov sa realizovalo v roku 1989, odvtedy sú snímače dlhodobo vystavené poveternostným podmienkam. Pri technológii ich výroby sa predpokladalo iba krátkodobé použitie počas výstavby.

Vo februári 2018 vykonala firma Inset kontrolné meranie pomocou prototypu meracej aparátúry Inset ATXP. Z celkového počtu 26 snímačov sa podarilo odmerať 16 snímačov (ostatné mali poškodené prírody) a z priebehu majoritnej hysteréznej slučky vypočítať napätie v jednotlivých závesoch. Priemerná hodnota napätia bola 699 MPa, maximálne napätie 804 MPa, minimálne napätie 600 MPa, čo je v rozsahu pôvodne projektovaných hodnôt. Vlastnosti EM snímača závisia len od geometrických rozmerov a počtu závitov jeho vinutí, nemenia sa časom. Životnosť samotného EM snímača je prakticky neobmedzená.

Meranie dynamického namáhania pomocou dynamického EM snímača

V rámci certifikačného konania kotevného systému PROJSTAR-CH sa realizovali aj únavové skúšky kotvenia. Nad štandard požiadaviek ETAG 013 sme vykonali EM meranie napätosti vo vybraných lanách. Na tento účel vyvinula firma Projstar-PK dynamický EM snímač a aparátúru na jeho meranie. Skúška prebiehala na pulzátoe ÚSTARCH SAV v Bratislave. Kábel bol zostavený z ôsmich lán s priemerom 150 mm², celková maximálna sila bola 1 451 kN, maximálna sila na jedno lano 181,375 kN, požadovaný rozkmit dynamickej zložky namáhania 12 kN. Na meranie dynamickej zložky sa použil dynamický EM snímač (šípka vľavo), na meranie statickej sily EM snímače

Examples of forces measurement performance

The web site www.projstar.sk presents the most significant performances of the EM monitoring carried out by PROJSTAR-PK, s. r. o. since 1992. In this paper we can mention the following:

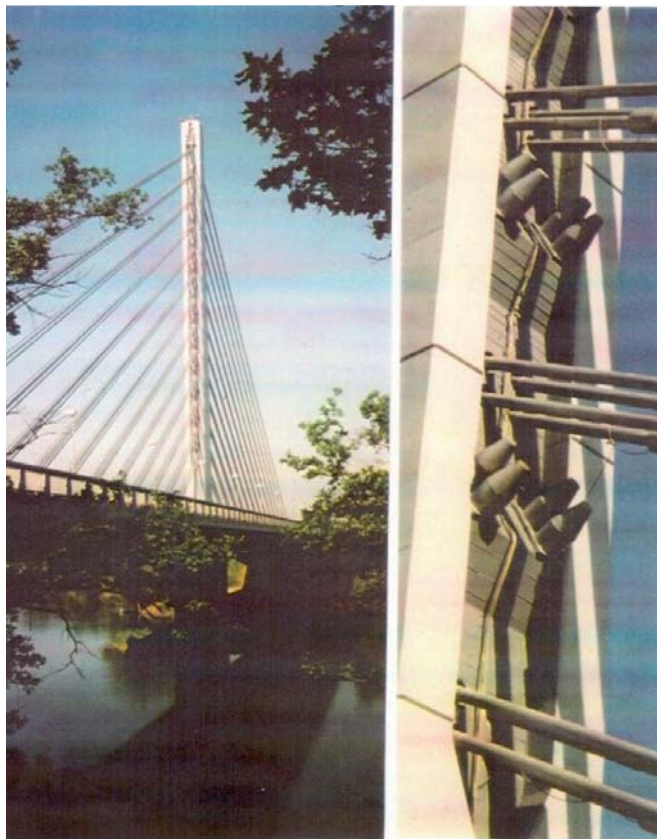
Long-term reliability of the EM method

In the years 1986 – 1987, within the framework of cooperation between the Building Testing and Research Institute, Bratislava and the Faculty of Civil Engineering of Slovak University of Technology, we monitored the tension in the cables of the cable stayed bridge over the pond Jordán in the town of Tábor, Czech Republic. It was the first cable stayed concrete bridge built by the free cantilever method in Czechoslovakia and the first application of the EM method to the construction engineering work. For the measurement of the force in the stay cables of the bridge (18 cables of 15.5 mm in a thin-walled steel tube), the H125 EM sensors were developed as well as a device for their measurement during the construction and final rectification of cables. The last measurement of the sensors was done in 1989. Since then the sensors have been exposed to weather conditions, although, considering the technology of their production, the sensors were designed for only a short-term use during construction.

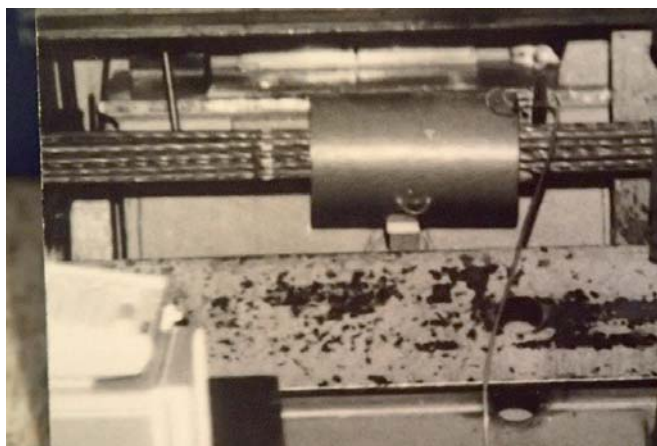
In February 2018, the company Inset carried out a control measurement using the prototype of the Inset ATXP measurement device. Out of the total number of 26 sensors 16 were measurable (others had damaged leads) and the stress in the individual stay cables were calculated from the course of the hysteresis loop majority. The average stress is 699 MPa, the maximum stress is 804 MPa, and the minimum stress is 600 MPa, which falls within the range of originally designed values. The features of the EM sensor depend only on the geometric dimensions and the number of threads of its winding, they do not change in time. The lifespan of the EM sensor itself is practically unlimited.

Dynamic stress measurement using dynamic EM sensor

Within the certification procedure of the PROJSTAR-CH anchor system, the fatigue anchoring tests were also carried out. Outside the standard ETAG 013 requirements, the EM has been used to measure stress in the selected tendons. For this purpose, Projstar-PK has developed a dynamic EM sensor and a device for its measurement. The test was carried out on the USTARCH SAV pulsator in Bratislava. The tendon was composed of eight 150 mm² strands, a total maximum force was 1 451 kN, a maximum force per strand was 181.375 kN, and the required dynamic stress component range was 12 kN. To measure the dynamic component, a dynamic EM sensor (left arrow) was used to measure the static force of the EM sensor PSS16 (right arrow). The course of the force in the four of the eight strands during the tendon loading, and the course of the dynamic loading of one strand in the fatigue test is shown in Fig. 8. The dynamic stress curve



Obr. 6 Zavesený most v Táboře
Fig. 6 Cable stayed bridge in Tábor

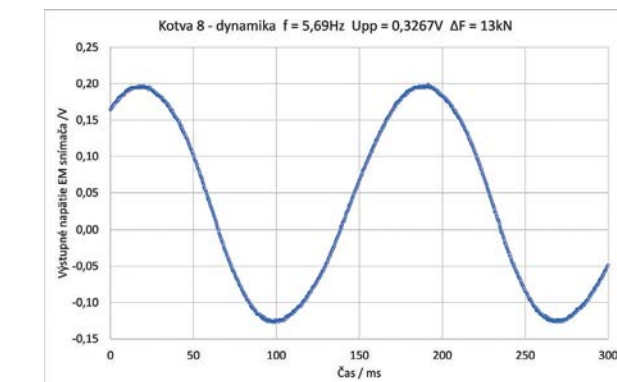
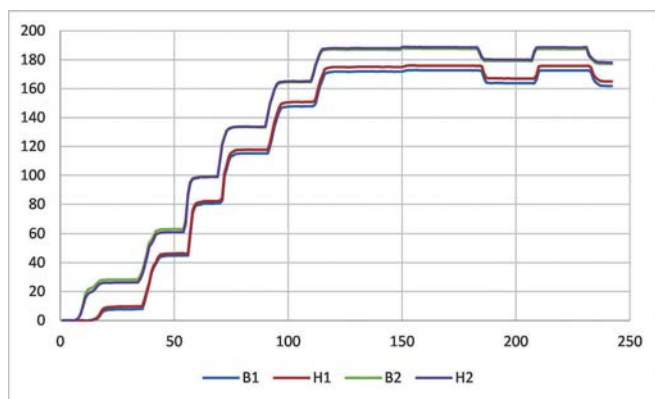
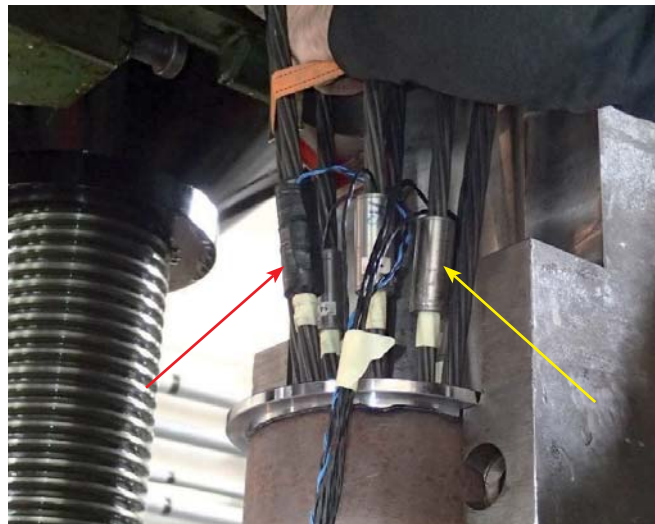


Obr. 7 Testovanie EM snímača H125 v roku 1986, Kloknerov ústav, Praha
Fig. 7 Testing of the EM sensor H125 in 1986, Klokner institution, Prague

PSS16 (šípka vpravo). Pribeh sily v štyroch z ôsmich lán pri zaťažovaní kábla a pribeh dynamického namáhania jedného lana pri únavevej skúške sú zobrazené na obr. 8. Tvar dynamického namáhania s kmitočtom 5,69 Hz je sínusový. Opäť sa prejavuje nerovnomerné rozdelenie sily medzi jednotlivé laná krátkeho kábla pri skupinovom napínaní (napriek veľmi starostlivej inštalácii vzorky).

Záver

Keď sme v roku 1984 začali s vývojom EM monitoringu predpínacej sily, nikto z nás nepočítal s tým, že to bude taký úspešný príbeh. Základom úspešnosti bola tímová práca riešiteľského kolektívu fyzikov a stavbárov. Veľkým prínosom pre prácu riešiteľského tímu a popularizáciu metódy bola realizácia monitorovacích prác na mostoch v zahraničí a transformácia našich výsledkov prostredníctvom spoločných vedeckovýskumných a realizačných projektov s UIC Chicago, KRC Japonsko a DSI SRN.



Obr. 8 Dynamické namáhanie lán pri únavevej skúške
Fig. 8 Dynamic loading of strands in the fatigue test

with a frequency of 5.69 Hz is sinusoidal. Again, there is an uneven distribution of force between the individual strands of the short tendon at the group stressing (despite the very careful sample installation).

Conclusion

In 1984, when we started to develop the EM monitoring of the pre-stressing force, none of us had anticipated that it would turn out to be such a successful story. The teamwork of physicists and construction engineers was the basis for the success. A great contribution to the work of the team and the popularization of the method was the implementation of monitoring work on bridges abroad and application of our results through joint scientific research and realization projects with UIC Chicago, KRC Japan and DSI Germany.

STAT-KON – úspešný rast spoločnosti

V uplynulom období dvoch rokov spoločnosť medziročne rástla o 50 %, v roku 2017 tržbami dosiahla hranicu 1,0 mil. €. Aktuálny dopyt na stavebnom trhu je predpokladom optimistického výhľadu aj na rok 2018. V období prvých siedmich mesiacov roka 2018 podľa priebežných hospodárskych výsledkov dosiahla spoločnosť rovnaké tržby ako za celý uplynulý rok 2017, čo vypovedá o výbornej kondícii firmy a rovnako trhu v oblasti priemyselnej výstavby.



Dlhodobý cieľ firmy je budovanie dobrého mena a rozsiahleho portfólia silných klientov s rovnako stabilnými hospodárskymi výsledkami. Spoločnosť so svojím silným technickým tímom dokáže pre svojich klientov zabezpečovať projektové riešenia na viacerých veľkých investičných celkoch súčasne.

Projektový tím STAT-KON, s. r. o., tvorí 24 statikov a konštruktérov s úzkou špecializáciou na oceľové a betónové konštrukcie prevažne v oblasti priemyselných, výrobných a technologických objektov. Našími stálymi klientmi sú popredné a najväčšie realizačné firmy na našom trhu, ako aj výrobné spoločnosti v oblasti výroby oceľových, resp. prefabrikovaných konštrukcií.

Spoločnosť napreduje vďaka neustálemu inovovaniu projektových riešení, aplikácii kombinovaných konštrukčných systémov oceľ/PREFA betón/monolitický betón. Pre trvale udržateľný rast chápeme ako nutnosť neustále investovanie do ľudských zdrojov, odborných školení, konferencií a rozvoj jednotlivca v spoločnosti. Taktiež je nutné

neustále investovanie do najmodernejších softvérových riešení, 3D softvérov – tak výpočtových, ako aj grafických.

V rámci úspešne ukončených projektov môžeme spomenúť rozsiahle investičné celky ako Jaguar Land Rover Nitra, kde sme boli spracovateľom nosných konštrukcií v stupni realizačnej a výrobné dokumentácie montážnej haly T&F. V roku 2017 sme ukončili v rovnakom rozsahu spracovanie projektovú dokumentáciu na rozšírenie areálu IKEA Components Malacky. Aktuálne pracujeme na viacerých projektoch výrobných objektov, kde spoločná zastavaná plocha dosahuje takmer 100-tisíc m².

Spoločnosť tvoria dve divízie – DIVÍZIA OCEĽOVÝCH KONŠTRUKCIÍ a DIVÍZIA BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ. V oboch oblastiach spracovávame statiku nosných konštrukcií vo výpočtovom softvéri SCIA Engineer 17.0. Oceľové konštrukcie spracovávame už od úvodných stupňov až po projekty na realizáciu stavby a výrobnú dokumentáciu v 3D softvéri TEKLA 2016i a Advance Steel 2017. Betónové

konštrukcie spracovávame taktiež pre všetky stupne projektovú dokumentáciu v 3D softvéri ALLPLAN Engineer 2017. Výhodou spracovania nosných oceľových a betónových konštrukcií systémom BIM je vysoká kvalita výstupných informácií, koordinácia s rôznymi profesiami, rýchlosť projektovania. Pre vybrané architektonické tímy a investorov spracovávame nosné konštrukcie v softvéri REVIT.

STAT-KON, s. r. o., je členom Slovenskej komory stavebných inžinierov. Na zvýšenie kvality riadenia projektov a poskytnutia profesionálnych služieb je v spoločnosti zavedený systém manažérstva kvality STN EN ISO 9001:2016 v odbore projektovanie pozemných stavieb, uskutočňovanie stavieb a ich zmien a inžinierska činnosť v stavebníctve.

Ing. Juraj LETKO
konateľ spoločnosti

STAT-KON



Ochranná a požiarňa stena – IKEA Malacky

Protective and fire wall – IKEA Malacky

V rámci rozsiahleho rozširovania výrobných a skladových objektov spoločnosti IKEA Components Malacky v roku 2016 bolo nevyhnutné vyriešiť požiarne oddelenie objektov. Ide o skladový objekt SO 520 a výrobný objekt SO 510.

Skladový objekt SO 520 sa realizoval čiastočne ako samonosná konštrukcia z tenkostenných profilov s výškou 31,50 m a čiastočne (expedičná časť) ako jednolodňová hala s nosnými betónovými stĺpmi a oceľovou strechou s výškou 10,60 m. Výrobný objekt SO 510 s výškou atiky 11,36 m sa realizoval ako viaclodňová hala s betónovými stĺpmi a oceľovou strechou. Administratívny objekt (SO 530) je situovaný paralelne s výrobným objektom. Vzhľadom na dané možnosti sa požiarňa stena projektovala v rámci stavebnej časti ako železobetónová, čo bolo nevyhnutné dodržať.

Stavebné riešenie

Požiarňa stena úplne rešpektuje požiadavky stavebnej a požiarnej časti projektu. Jej výška vychádza z výšky samonosného regálového základu (31,50 m), pri zmene výšky postupne klesá na úroveň expedičnej časti (11,64 m). Železobetónová konštrukcia steny je opláštená sendvičovými panelmi s jadrom z minerálnej vlny. Nachádzajú sa v nej otvory na dvere a brány medzi danými objektmi.

Statické riešenie

Nosnú konštrukciu steny tvoria železobetónové prefabrikované steny a stĺpy. Pri hornom povrchu sa nachádza pozdĺžne

Within the extensive expansion of the production and storage facilities of the company IKEA Components Malacky in 2016 it was necessary to solve fire separation of objects. The objects are – storage facility SO 520 and production facility SO 510.

SO 520 Storage facility was executed partly as a self-supporting construction of thin-walled sections with a height of 31.50 m and partly (expedition part) as a single-nave hall with a height of 10.60 m with supporting concrete columns and a steel roof. The production facility (SO 510) with a height of 11.36 m was designed as a multi-lane hall with concrete columns and a steel roof. The administrative building (SO 530) is located parallel to the production facility. Due to the design possibilities the firewall was designed in the architecture as a reinforced concrete wall and this had to be kept.

Building design

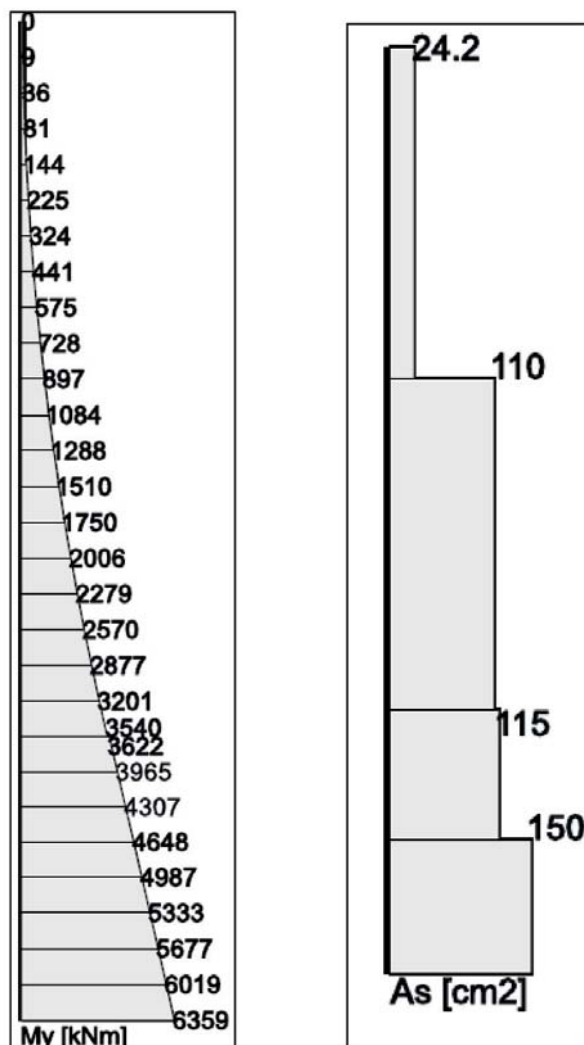
The firewall fully respects the building and fire-resistance requirements of the project. Its height is based on the height of the self-supporting rack loader 31.50 m and gradually changes to the height of the expedition part to 11.64 m. The reinforced concrete wall structure is covered with sandwich panels with a mineral wool core. There are openings for doors and gates between the objects.

Structural design

The supporting structure of the wall is formed by reinforced concrete prefabricated walls and columns. At the top surface there is a longitudinal bracing – steel cross section 193 x 10. Prefabricated



Obr. 1 Celkový pohľad na areál a hlavný skladový objekt SO 520
Fig. 1 Overall view of the campus and the main storage building SO 520



Obr. 2 Priebeh ohybových momentov
Fig. 2 Bending moments

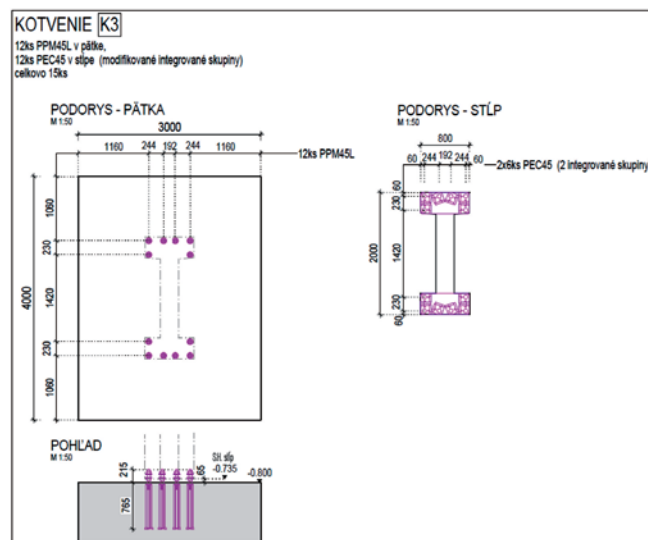
Obr. 3 Priebeh nutnej plochy výstuže
Fig. 3 Required reinforcement area

vystuženie – oceľový prierez (193×10). Prefabrikované stĺpy sú po výške delené na dve časti. Majú prierez v tvare I, pričom v spodnej časti, t. j. po úroveň $+8,30$ m, majú výšku $2\,000$ mm a od tejto úrovne $1\,600$ mm. V nižšej časti majú konštantný prierez v tvare I s výškou $1\,000$ mm. Steny majú hrúbku 150 mm a rozpätie $5,030$ m až $7,520$ m. Stĺpy sú votknuté do základových konštrukcií.

Staticky prenáša stena okrem vlastnej tiaže aj tiaž striech okolitých objektov, ktorých nosná konštrukcia je na stene čiastočne uložená. Zaťaženie vetrom sa bralo do úvahy v dvoch fázach. Vzhľadom na to, že stena vznikala v rámci postupu výstavby ako prvá, pôsobila v úvodnej fáze ako voľne stojaca, čo bol zo statického hľadiska rozhodujúci stav. Po dobudovaní okolitých objektov pôsobí stena z hľadiska zaťaženia vetrom ako fasádna. Maximálne ohybové momenty vo votknutí stĺpov dosahujú s účinkami teórie druhého rádu $6\,360$ kNm. Nevyhnutná plocha výstuže dosahuje v najviac zaťaženom stĺpe 150 cm².

Zakladanie

Zakladanie nosných stĺpov konštrukcie sa realizovalo cez vŕtané pilóty. Pod typickým stĺpom sú štyri pilóty s priemerom 900 mm a dĺžkou $7,00$ m v rasti $2,80 \times 1,80$ m. S klesajúcou výškou steny je počet pilót optimalizovaný na dva kusy na jeden stĺp. Vzhľadom na výšku hladiny podzemnej vody a nevyhnutnosť zahĺbenia prefa stĺpa do kalicha (pri danom pomere M_{Ed}/N_{Ed} až $3,00$ m) sa stĺpy kotvili do roznašacích hlavíc pomocou PEIKKO stĺpových pätičiek a kotevných skrutiek. Kotevné skrutky sa osádzali pomocou šablóny za prítomnosti geodeta.



Obr. 4 Pôdorys kotvenia typického stĺpa
Fig. 4 Ground plan of anchorage of a typical column



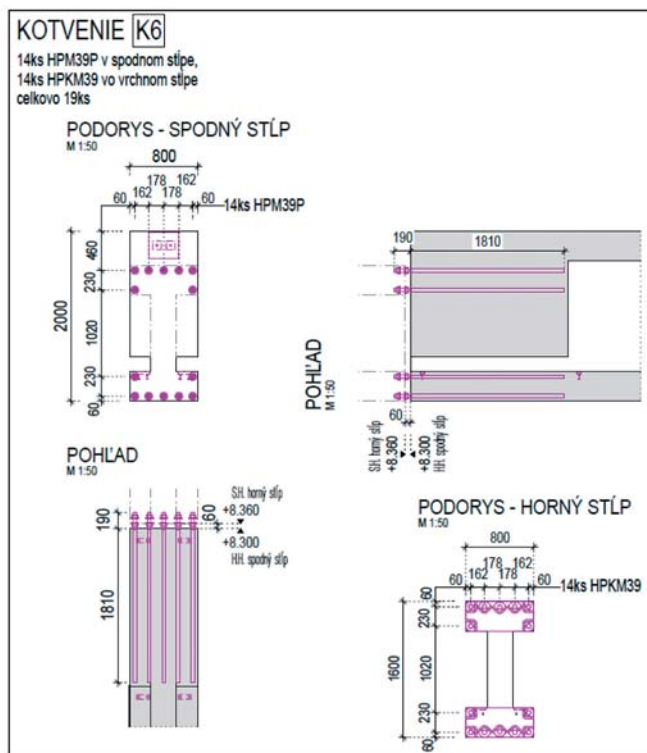
Obr. 5 Stĺpové pätky PEC integrované na platne
Fig. 5 Columns footings PEC integrated in plates

columns in the higher building are divided into two parts. They are of an "I" cross section, with the bottom part, i.e., up to $+8,30$ m they are $2\,000$ mm high, and from this level they are $1\,600$ mm high. In the lower part of the building they have a constant I cross section of $1\,000$ mm height. The walls have a thickness of 150 mm and they have a span from $5,030$ to $7,520$ m. Columns are considered to be fixed into the foundation structures.

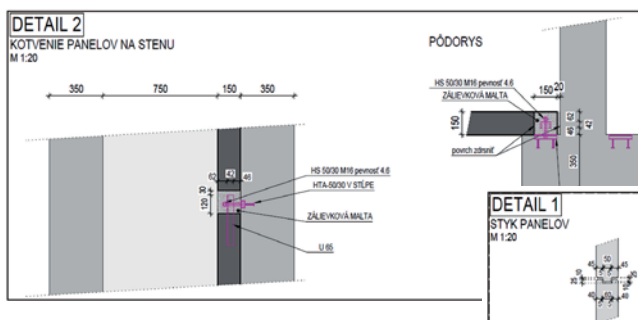
From a structural point of view the wall bears, in addition to its own weight, the roofs of the surrounding objects, the bearing structure of which is partly stored on the wall. The wind load had to be considered in two phases. Due to the fact that the wall was built first in the construction process, it initially acted as a free standing wall, which was a determining structural condition. After completion of the surrounding objects the wall acts as a façade-wall in terms of wind load. The maximum bending moments in the piloting of the columns reach $6\,360$ kNm including the impact of the second-order theory. The required reinforcement area in the most loaded column is 150 cm².

Foundations

The foundation of the concrete columns is realized through drilled piles. Under the typical column there are 4 piles with a diameter of 900 mm and a length of $7,00$ m in a raster of $2,80 \times 1,80$ m. With decreasing wall height the number of piles is optimized to 2 pieces per 1 column. Due to the height of the groundwater level and the necessity of embedding of the prefabricated column into the cup (at a given M_{Ed}/N_{Ed} ratio it is up to $3,00$ m), the columns were anchored to the spread heads using PEIKKO column footings and an-



Obr. 6 Spoj horného a spodného stĺpa v úrovni +8,300 m
Fig. 6 Top and lower join of column at a level +8.300 m



Obr. 7 Detail kotvenia stenových panelov
Fig. 7 Anchorage detail of wall panels

chor bolts. Anchor bolts were mounted using a template in the presence of a geodesist.

Construction design

The anchoring of the columns to the foundation heads was realized using the PEIKKO anchorage system. Concrete reinforced bolts PPM type were embedded in each head. The bottom parts of the columns with built-in PEC column footings were placed on them, which had to be integrated on one plate due to layout and column geometry.

Due to the transport and assembly options the columns were divided into two parts. The total height of one column would be 32.30 m and a total weight of 76.08 t.



Obr. 8 Detail drážky a kotevného U-profilu
Fig. 8 Detail of scoring and anchorage U-profile



Obr. 9 Stenové panely pred montážou
Fig. 9 Wall panels before installation



Obr. 10 Uloženie strešných oceľových väzníkov
Fig. 10 Laying of steel roof girders

Konštrukčné riešenie

Stĺpy sa do základových hlavic kotvili pomocou kotevného systému PEIKKO. V jednotlivých hlavičkách sa zabetónovali a podľa návrhu vystužili kotevné skrutky typu PPM. Na ne sa osadili spodné časti stĺpov so zabudovanými stĺpovými pätkami PEC, ktoré museli byť vzhľadom na rozmiestnenie a geometriu stĺpa integrované na jednu platňu.

Vzhľadom na prepravné a montážne možnosti sa stĺpy výrobné rozdelené na dve časti. Celková výška jedného stĺpa je 32,30 m a celková hmotnosť 76,08 t. Rozdelenie je realizované vo výške +8,30 m pomocou HPM a HPKM prvkov. V tomto spoji je realizovaný aj prípoj strešnej konštrukcie výrobné haly SO 510.

Stenové panely sa medzi stĺpy ukladali vzájomne na seba a kotvili sa do stĺpov pomocou skrutkového prípoja. V stenách sú v mieste spoja drážky, v ktorých je zabetónovaný U-profil s narezanou drážkou na skrutku M16. Tá je kotvená do zabetónovanej HTA koľajnice v stĺpe. Celý spoj je následne chránený zálievkovou maltou.

Prislúchajúce výrobné a skladové objekty sa na mnohých miestach pripojili na stenu. Najvýraznejšie bolo pripojenie strešných oceľových väzníkov výrobné haly SO 510 na stĺpy požiarnej steny.



Obr. 12 Finálny pohľad na stenu
Fig. 12 Final view at the wall



Obr. 11 Uloženie obvodových nosníkov
Fig. 11 Laying of circumferential beams

The distribution is realized at +8.30 m using HPM and HPKM elements. This joint is also used to connect the roof bearing structure of the SO 510 Production hall.

The wall panels were stacked between two columns and joined to them by means of a bolt connection. In the walls there are grooved slots in which a U-profile is threaded with a hole for bolt M16, which is anchored to the embedded HTA rail in the column. The entire joint is then protected by a grout.

The relevant production and warehouse facilities have been connected in many places to the wall. The most notable was the connection of the SO 510 steel roof girders to the firewall columns.



Obr. 13 Realizácia
Fig. 13 Realization

Martin Moravčík – Pavol Kubík – Juraj Kopčák – Viktor Kanda



Rekonštrukcia havarijného stavu segmentového mosta ponad VN Ružín

Rehabilitation of segmental bridge above water reservoir Ružín

V poslednom čase sa na Slovensku venuje čoraz väčšia pozornosť starnejšej infraštruktúre pri zvýšenej premávke na cestných mostoch. Niektoré predpäté mosty postavené v 60. rokoch 20. storočia sú v súčasnosti v prevádzke už viac ako 50 rokov, čo sa podpisuje na ich zlom technickom stave. Na viacerých konštrukciách sú pozorované viaceré vážne poruchy, ako nadmerné deformácie, rozsiahle trhliny, silná degradácia predpätia a pod. Tieto poruchy majú pôvod v tzv. detských chorobách a medzi iným sa ukazuje ako významný faktor kvalita realizačných prác. Ide predovšetkým o veľmi nízku úroveň ochrany predpínacej výstuže. Príspevok sa zaoberá návrhom rekonštrukcie mosta na báze zmeny statického systému a aplikácie externe vedeného predpätia. Výhodiskovými podkladmi na rekonštrukciu boli podrobná analýza porúch a výsledky numerické analýzy, ktoré sa použili na stanovenie aktuálnej predpokladanej úrovne pôvodného predpätia. Most ponad VN Ružín bol postavený v roku 1967 metódou letnej montáže ako jeden z prvých segmentových mostov realizovaných na Slovensku.

Koncom decembra 2016 sa uskutočnila mimoriadna prehliadka mosta č. 547020 cez VN Ružín na ceste II/547. Obhliadka potvrdila kritický, havarijný stav mosta. Na základe zistených skutočností odporučila odborná komisia uzavretie mosta, v dôsledku čoho zadal správca mosta spracovanie projektu štúdie rekonštrukcie mosta. Vypracovaná štúdia riešila rekonštrukciu mosta nadstavbou mosta na pôvodnej mostovke, čím sa mala zvýšiť niveleta novej vozovky mosta po rekonštrukcii asi o 2,70 m. Uvedené technické riešenie však bolo technicky, cenovo a časovo náročné, až nerealizovateľné a znamenalo by významné pritaženie stredových pilierov až na základovú škáru. Po začatí procesu verejného obstarávania udelil objednávateľ uchádzačom súhlas na predloženie alternatívnych spôsobov rekonštrukcie mosta. Spoločnosť STRABAG, s. r. o., ako uchádzač v procese verejného obstarávateľa, spojila svoje sily so Stavebnou fakultou Žilinskej univerzity a spoločnosťou DOPRAVOPROJEKT, a. s., divízia Prešov, a predložila alternatívne riešenie projektu rekonštrukcie. Uvedený návrh rekonštrukcie mosta odsúhlasila v procese verejného obstarávania hodnotiacia komisia objednávateľa. Rekonštrukcia sa začala v máji 2017 a skončila sa v decembri 2017.

Opis pôvodnej mostnej konštrukcie a zistených porúch

Most bol realizovaný v roku 1967. Mostný objekt tvorí rámová konštrukcia s rozpätiami 38,5 + 77,0 + 38,5 m s posuvným klbom uprostred stredného poľa. Na moste je asfaltová vozovka so šírkou 7,50 m a obojstranné chodníky so šírkou 1,25 m. Celková dĺžka mosta je 154,80 m. Nosná konštrukcia mosta bola vybudovaná technológiou symetrickej letnej montáže z oboch pilierov v symetrických

Recently more attention has been paid to aging infrastructure with increased traffic on the roads in Slovakia. Some prestressed bridges built in the 1960's are currently in service over 50 years. Many of them have been evaluated on level as a bad technical condition. Serious faults such as enormous deformation, wide cracks, extensive prestressing degradation have been observed on any prestressed bridges. These faults came from the so-called "childhood diseases" of prestressing. The quality of the realization works has been often the significant factor, especially very low level of prestressing protection. This paper deals with the design of bridge rehabilitation based on structural system changing and additional external prestressing application. The initial assumptions for the reconstruction have been based on detailed analysis of the defects and determination of actual prestressing level. The bridge was built in 1967 as one of the first generation segmental bridge in Slovakia assembling over the reservoir Ružín.

The extraordinary inspection was realized on the Ružín bridges at the end of December 2016. The inspection confirmed the emergency condition of the bridge. The bridge was immediately closed and all traffic that had been redirected to the bypass about 60 km longer. The first study of the bridge rehabilitation was not accepted due to long time consumption, big cost and some unrealistic technical solutions with the significant additional load to the center piers and their basements. At last the second technical proposal was submit by the regional road administrator as the result of public competition. Company Strabag, Ltd. was selected as the general contractor. Strabag has been joined forces with the Faculty of Civil Engineering of University of Žilina that provided diagnostic and analytical works and company DOPRAVOPROJEKT Inc., Division Prešov that provided design works. They have been prepared together an alternative solution for the reconstruction project. The proposed rehabilitation works began in May 2017 and finished in December 2017 when the bridge was opened for the traffic.

Bridge description and failures analysis

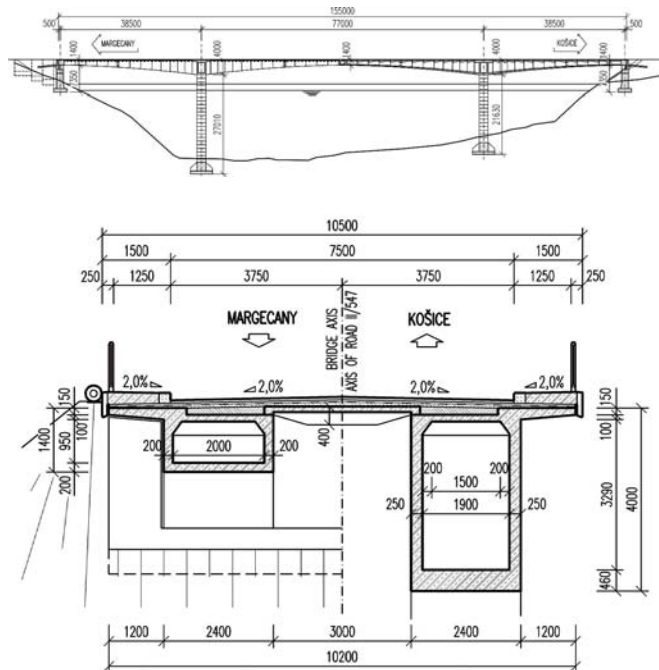
This superstructure is acting as a frame structure with spans 38.5 + 77.0 + 38.5 m with a sliding joint in the middle of the center span. The total length of the bridge is 154.80 m. The road width on the bridge has 7.50 m and with two sided pavements of 1.25 m wide. The superstructure of the bridge was erected using symmetrical balanced cantilever method from both of piers as a segmental structure. The cross section of the frame consists of two separate box girder sections with variable height. Precast ribbed concrete slabs of 3.0 m width have been laid on upper surface of box girders in the lateral direction. The transversal diaphragms were built as a mono-

doc. Ing. Martin Moravčík PhD., Stavebná fakulta ŽU v Žiline, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135658, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk

Ing. Pavol Kubík, DOPRAVOPROJEKT, a. s., divízia Prešov, Jarková 28, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562812, e-mail: kubik@dopravoprojekt.sk, kopcak@dopravoprojekt.sk

Ing. Juraj Kopčák, DOPRAVOPROJEKT, a. s., divízia Prešov, Jarková 28, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562812, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk

Ing. Viktor Kanda, STRABAG, s. r. o., UB Dopravné staviteľstvo Česko/Slovensko, Dĺžka TG, Oblast' Východ, Priemyselná 248/4, 044 10 Geča, tel.: +421 911 059603, e-mail: viktor.kanda@strabag.com



Obr. 1 Dispozičná schéma mosta

Fig. 1 Basic original bridge scheme

vahadlách. Pričný rez rámovou priechľou tvoria dva samostatné komorové prierezy s premennou výškou. Medzi vahadlá sa v priečnom smere dodatočne osadili železobetónové doskové prefabrikáty s rebovým prierezom. Pričné stužidlá sa vybudovali ako monolitické a sú vo vzdialenosti 23,0 m od pilierov, koncové sú nad uložením a v mieste posuvného kĺbu. Každé vahadlo sa predoplo 39 konzolovými káblami z patentovaných drôtov 24 $\varnothing$ 7,0 mm, ktoré vedú v tzv. vaničke hornej dosky komory. Spodnú stavbu tvoria dve krajné gravitačné opory s rovnobežnými gravitačnými krídlami a dva medziláhle piliere. Nosná konštrukcia je na krajných oporách uložená na kyvné ŽB steny. Pilieri tvorí dvojica stĺpov s obdĺžnikovým prierezom. Betonáž prebiehala do strateného debnenia tvoreného betónovým prefabrikátom. Zakladanie spodnej stavby bolo navrhnuté plošné na základových pätkách (obr. 1).

Hlavnou príčinou uzatvorenia mosta bol nadmerný priehyb v strede stredného poľa, ktorý sa nameral v rozsahu okolo 210 mm. Rovnako došlo k otváraní stredovej dilatácie s viditeľným poklesom hlavne vahadla v smere od Margecian (obr. 2).

Podrobnou diagnostikou mosta uvedenou v [1] sa ukázali aj primárne príčiny zlého stavu konštrukcie. Hlavnou príčinou daného stavu bola nevhodná koncepcia vedenia predpínacích káblov, ktoré boli uložené na hornom povrchu segmentov vo „vaničke“ a následne zaliate spádovou vrstvou betónu. Zálievka nebola všade dobre zrealizovaná, nachádzalo sa v nej napríklad aj kamenivo s rozmerom zrna okolo 30 mm a boli tam aj nezaliaté kaverny (obr. 3). Z toho dôvodu sa dá predpokladať, že časť predpätia pôsobí ako nesúdržné predpätie. Efekt zatekania káblov zvýraznila aj zle realizovaná izolácia mostovky s nenatavenými kusmi izolácie, čo sa neskôr potvrdilo aj pri búracích prácach. Navyše, oproti pôvodnej PD boli niektoré káble pôdorysne posunuté práve na kritickom vahadle smerom k vonkajšiemu okraju, smerom ku ktorému bola mostovka vyspádovaná a boli uložené odvodňovače. Kontrolné odhalenia z hornej strany mostovky ukázali veľmi premenlivý stav korózie predpínacích drôtov – prakticky od zdravých drôtov bez znakov korózie až po skorodovanie celého prierezu drôtu, teda v rozsahu od 0 do 100 % (obr. 3).

Voda, ktorá sa dostávala cez poškodenú izoláciu a zálievkovú hmotu na segmentoch, prechádzala a ústila až po kotvenie káblov, ktoré bolo realizované pôvodným klinovým systémom kotvenia. Väčšina kotiev silno pretekala, čo dokazovalo netesnosti po dĺžke káblov (obr. 4). Okrem vyššie uvedených kardinálnych vplyvov spôsobujúcich pokles predpätia, ktorý bol preukázaný aj geodeticky zamera-



Obr. 2 Viditeľná deformácia vahadla a otváranie stredovej dilatácie

Fig. 2 Visible deformation of the cantilever and gap opening under the bridge joint

lithic element above the bridge supports, in the middle of center span where the sliding joint is placing and next one at the distance of 23.0 m from the piers. Each cantilever was prestressed by 39 tendons, each of them consists from 24 patented wires $\varnothing$ 7.0 mm. They were embedded in "the tray" on the top slab of box girder and subsequently protected by the concrete layer of 150 mm depth. The bridge substructure consists from two massive abutments with parallel gravity wings and two intermediate pillars. The superstructure is mounted on the outer supports on the concrete wall bearings. The piers shape a pair of columns of rectangular cross section. Concreting of piers passed into a lost formwork made of concrete box precasts of 2.40 x 2.40 m. All supports are based on concrete ribbed footings slab of 0.80 m depth (Fig. 1).

An excessive increasing deformation in the middle of the center span has been observed already some time. It was the main cause to the bridge closure, because the deformation was measured in the range more than 200 mm. There was also observed the wide gap opening under the central joint and visible decrease of the cantilever from the side of support No. 1 (Fig. 2).

There was revealed the primary causes of the poor structure condition by the detailed diagnostics of the bridge [1]. Inappropriate concept of the prestressing location to the "tray" on the upper surface of the box girder segment has been one of the main conceptual cause of bad bridge condition. After revealing the concrete layer there were observed next deficiency caused during the realization works. There were revealed some cavities and bad consistency of concrete. For example aggregates with a grain size of about 30 mm (Fig. 3), etc. For this reason it can be assumed that any part of the prestressing acts as an unbonded prestressing. The effect of water leaking around the prestressing wires was also highlighted by the insufficient insulation of the bridge with poor melting of insulation pieces that was later find out during the rehabilitation works. In addition some tendons were horizontally shifted around 20 cm, very closed to the critical point toward to the outer water drainage hole, opposite to the original design documentation. Very variable conditions of the prestressing wires were found out in the opened control windows on the upper slab of box girders. There were observed wide scale of prestressing wires corrosion attack. There can be seen from some healthy wires without corrosive signs until the wires rupture which were observed just near the drainage holes. So the average corrosion range can be considered around 70 % (Fig. 3).



Obr. 3 Zdravé, ako aj vplyvom korózie pretrhnuté predpínacie dróty v blízkosti odvodňovača

Fig. 3 Opened window of prestressing wires in concrete layer, corroded prestressing wires near by the drainage



Obr. 4 Pohľad na odhalenú pretekajúcu kotvu v komore mosta

Fig. 4 Water in anchor in the bridge box girder

ním deformácie konštrukcie, sa ukázala aj nízka kvalita cementovej zálievkovej hmoty v kontaktných škárach medzi segmentmi, ktoré mali šírku 40 až 50 mm. S veľkou pravdepodobnosťou však došlo už v procese predpínania k významnejším poklesom predpätia vplyvom zvýšeného stlačenia zálievok. Túto skutočnosť sa však exaktne nepodarilo preukázať, keďže chýbalo pôvodné geodetické zameralie mosta po finálnom predopnutí, resp. pred kolaudáciou.

Ostatné poruchy zistené na moste zodpovedali prakticky stavu mosta po 50-ročnej eksploatacii. Veľkou výhodou, ktorá do istej miery predznačovala aj možnosti statického riešenia zosilnenia NK mosta, bola dobrá kvalita betónov – či už samotných prefabrikovaných segmentov mostovky, monolitických zárodokov, alebo aj pilierov. To znamená, že východiskový predpoklad na aplikáciu zmeny statického systému a pridania ďalšieho predpätia do mostovky bol splnený. Počas sledovania a diagnostiky mosta sa vykonalo viacero nedeštruktívnych, ako aj deštruktívnych skúšok pevnosti betónu, ktoré stanovili tieto priemerné tlakové pevnosti:

- segmenty: 51,20 MPa,
- zárodoky: 45,10 MPa,
- drienk pilierov: 32,80 MPa (skruž pilierov 40,50 MPa).

Kontrola stupňa karbonatizácie betónu a obsahu chloridov rovnako potvrdila pomerne dobrý stav betónu.

Výpočtový model konštrukcie a stanovenie zostatkovej kapacity predpätia

Hlavným cieľom diagnostiky bolo stanoviť funkčnosť a zostatkovú kapacitu predpätia v nosnej konštrukcii so zámerom správne definovať veľkosť prídavného predpätia, s ktorým sa bude počítať v koncepte rehabilitácie mosta. Z toho dôvodu bolo treba vytvoriť výpočet na fázovanom výpočtovom modeli, jednak s pôsobením na samostatnom vahadle, ako aj na posúdenie účinkov na finálnej konštrukcii (obr. 5).

Zvyšková kapacita predpätia sa stanovila z numerického modelu vahadla iteratčným spôsobom, porovnávaním teoretických a name-

Water has been passed through the damaged insulation and concrete layer on the segments and has been given on to the anchors which were realized by the original wedge system. Several anchors in the box girder were wet with significant corrosion attack which was caused of water leakage along the tendons length (Fig. 4).

Decreasing of prestressing resulted to the excessive deformation in the middle of center span that was proved by surveying. In addition to above mentioned cardinal problems of prestressing wires corrosion the next problem was low quality of the cement mortar in the contact joints between the segments of 40 – 50 mm wide. It is most likely, that increased compression in the contact joint raised during the tensioning process due to the poor quality of cement mortar. However, this fact was not able to prove precisely because of the original surveying of the bridge after the final prestressing had not been stored in the archive.

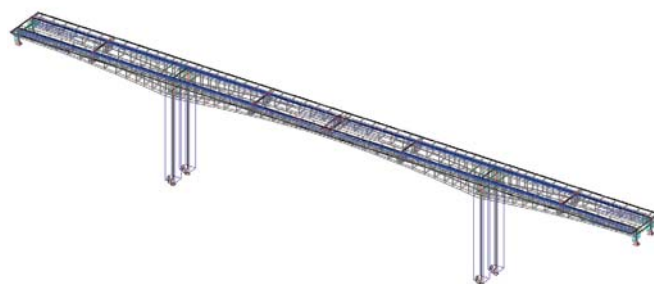
The other observed defects at the bridge practically correspond to the condition of the bridge after 50 years of exploitation. A great advantage which been indicated the possibility of structural strengthening solution was a good quality of the concrete either precast segments of the bridge, the monolithic diaphragms and the pillars themselves. That means the basic assumption for applying next additional prestressing to the bridge was accomplished. During the diagnostics works on the bridge several non-destructive and destructive tests of the concrete compression strength were carried out and determined the following average concrete strength:

- for the segments: 51.20 MPa,
- for the monolithic parts: 45.10 MPa,
- for the piers = 32.80 MPa (lost concrete formwork of the piers = 40.50 MPa).

The checking of the depth of carbonization and the concrete chloride content has also confirmed the relatively good condition of the concrete.

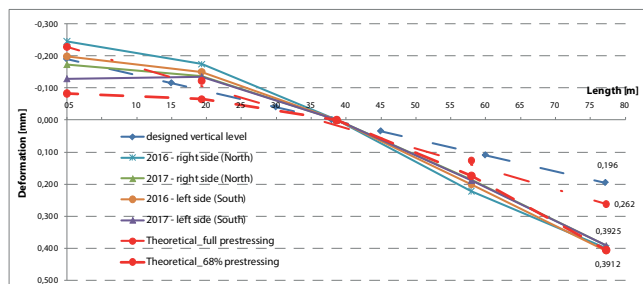
Structural model of the bridge and determination of residual prestressing capacity

Functionality and residual prestressing capacity of the superstructure were the main reason for the diagnostics works and numerical analysis carrying out. It was necessary to determine the prestressing effect to the proposed concept of bridge rehabilitation been correct. For that reason phased calculation model was created. The first one



Obr. 5 Výpočtový model celej konštrukcie

Fig. 5 Structural model of the bridge – final phase



Obr. 6 Výsledky analýzy predpätia a namerané deformácie
Fig. 6 Analysis of deformation on cantilever (phase 1) – theoretical and measured values



Obr. 7 Roztláčanie vahadiel nosnej konštrukcie
Fig. 7 The process of pushing opposite cantilevers

raných deformácií vahadla. Namerané hodnoty sa získali z nezávislých geodetických meraní, ktoré sa zrealizovali jednak ešte koncom roka 2016 pred uzatvorením mosta, jednak počas diagnostiky mosta pred jeho rekonštrukciou (obr. 6). Hodnoty deformácií sa sledovali hlavne v strede hlavného poľa, pričom pri oboch samostatných meraniach sa pomerne dobre zhodovali. Priemerná hodnota deformácie v tomto mieste z roku 2016 bola -208 mm (znamienko mínus znamená smerom nadol), nameraná priemerná deformácia z roku 2017 bola -195 mm. Hodnota deformácie, ktorá sa predpokladala a ktorá zohľadňovala všetky príťaženia stálymi zložkami zaťaženia, straty predpätia v čase, ako aj účinok dotvarovania betónu stanovený podľa noriem [3, 4], bola -6 mm. To znamená, že rozdiel teoretickej hodnoty deformácie od priemeru všetkých meraní bol -136 mm. Na túto hodnotu sa potom kalibroval účinok pôvodného predpätia, ktorý vo výsledku dosiahol len okolo 68 % svojho predpokladaného pôvodného účinku (obr. 6).

Projekt a realizácia rekonštrukcie mosta

Rekonštrukcia mosta spočívala primárne v zmene statického systému a vo vnesení dodatočného predpätia do nosnej konštrukcie. Zmena statického systému spočívala v zmonolitnení stredového kĺbu, čím sa odbúrali problematické deformácie dvoch na seba navzájom závislých konzol. Zmonolitnením sa zásadne zvýšila tuhosť stredného poľa a zároveň sa znížila odozva na dodatočne vnesené zaťaženie, preto sa fixácia konštrukcie do zmeneného statického systému realizovala na odľahčenej konštrukcii o mostný zvršok. Pred samotným zmonolitnením sa roztláčili vahadlá nosnej konštrukcie (obr. 7). Týmto spôsobom sa eliminovali účinky dodatočného predpätia na

covers load action on the model of cantilever structure that simulates the main erecting phase (phase 1) and the second one covers all load effects on the final structure (phase 2), Fig. 5.

The residual prestressing capacity was analytically determined from the numerical model of the cantilever. The theoretical and measured vertical deformations of the cantilever have been compared. The actual prestressing action was defined on the base of deformation difference by the step by step iterative method.

Measured values were obtained separately from independent measurements, which were realized at the end of 2016, before the bridge closing and the next one were realized during the diagnostics works on the bridge before its rehabilitation (Fig. 6). The decisive deformations were mainly observed at the middle of the center span. Both of them were relatively well coincided. The average value of vertical deformation in the observed point from measurement at 2016 was -208 mm (minus sign means downward) and average deformation at 2017 was -195 mm. The theoretical value of deformation that was assumed and taking into account all actions due to the dead loads, all prestressing losses during the time, as well as the creep effect of the concrete according to the [3, 4] was -66 mm. That means the difference between the theoretical value and the average of all recorded ones was -136 mm (Fig. 6). On that deformation difference was then calibrated the effect of the original prestressing. It has been achieved only about 68 % of its assumed original prestressing effect in the result.

Design and execution of bridge rehabilitation

The bridge rehabilitation primary consisted of the changing the bridge structural scheme and using additional external prestressing to the superstructure. The change of the structural scheme consisted from the central hinge concreting process that eliminates problematic deformations both of adjacent balanced cantilevers. It came the noticeable increasing of the stiffness in the midspan by embedding of central hinge. As well as reduction of stresses in the cross-section above the piers for any part of permanent load effect and



Obr. 8 Vedenie káblov v komore (betónový deviátor a nadpodperový priečnik)
Fig. 8 External tendons in the box girder (concrete deviator and strengthened diaphragm over the pier)



Obr. 9 Pohľad na oceľový deviátor a koncový priečnik

Fig. 9 View on the steel deviators (centre span) and edge diaphragm above the support



podpery. Na roztlačenie sa použili štyri lisy umiestnené v priestore stredového kĺbu, každý s nosnosťou 200 t. Na stabilizáciu roztlačných vahadiel do zmonolitnenia sa použili oceľové profily HEB 300.

Vnesenie dodatočného predpätia sa realizovalo prostredníctvom voľnej predpínacej výstuže. Predpínacie káble boli rozdelené do dvoch skupín. Prvá skupina káblov pozostáva zo 4 ks lán $15 \times Ls15,7/1860$ vedených priamo v hornej časti dvojkomorového prierezu (obr. 8). Tieto káble dopĺňajú účinky pôvodného predpätia vedeného vo „vaničke“. Druhá skupina káblov pozostáva zo 4 ks deviovaných lán $15 \times Ls15,7/1860$. V krajných poliach sú káble deviované k spodným doskám dvojkomorového nosníka prostredníctvom vybudovaných betónových deviátorov (obr. 8). Tie boli vybudované v miestach pôvodných stužujúcich priečnikov. Nad podperami sú káble zdvíhané k horným doskám dvojkomorového nosníka prostredníctvom pôvodných nadpodperových priečnikov, ktoré boli zosilnené z pôvodných 0,3 na 0,5 m (obr. 8). V strednom poli vychádzajú káble z dvojkomorového nosníka a sú deviované prostredníctvom oceľových deviátorov umiestnených v tretine rozpätia pod NK (obr. 9). Deviované káble vykrývajú účinky dopravného zaťaženia a znižujú šmykové namáhanie konštrukcie zdvihovými účinkami.

Obidve skupiny káblov vedú kontinuálne cez celú NK a sú kotvené v zosilnených koncových priečnikoch, odkiaľ sa realizovalo aj samotné predpínanie. Ako prvé sa predpínali priame káble, následne lomené. Predpínanie sa realizovalo dvojfázovo, v prvej fáze bolo vyvedené napätie na úrovni 50 %, v druhej fáze sa káble dopli na 100 % hodnoty finálneho napätia. Finálna hodnota napätia predpínacích lán sa stanovila na úrovni 1 200 MPa. Káble sú uložené a chránené v HDPE kanálikoch $\varnothing 110 \times 5,3$ mm, ktoré sú vyplnené injektážnou maltou.

Na krajných oporách sa zrealizovala výmena kyvných ŽB stien za hrncové ložiská. Na každej opore sa dvojkomorový nosník podoprel dvomi kyvnými stenami, ktoré boli nahradené štyrmi hrncovými

all live load effect. All process has been realised on the unweighted structure that means structure without bridge pavements. Opposite cantilevers were pushed away each other before embedding process (Fig. 7). By this way we reached elimination of external prestressing effects to the supports. Four jacks (installed in central hinge position) were used for that pushing, each one with carrying capacity 200 t. Steel profiles HEB 300 were used to the stabilization of cantilevers in their new position.

External unbonded tendons were used to complete the original prestressing effect. Tendons were divided into two basic groups according their structural function. The first one consist of 4 strands $15 \times Ls 15.7/1860$ MPa placed directly in upper part of two box girder cross-sections (2 pcs. at each box) (Fig. 8). These strands should supplement effects of original prestressing that had been installed in the „tray“. Second group of tendons consist of 4 deviated strands $15 \times Ls 15.7/1860$ MPa (2 pcs. at each box). Deviated tendons have to carry the live load effects and have to decrease of shear stress by uplift effect. Tendons have been deviated by the new concrete blocks located in the bottom slab of the box at the middle cross sections both of edge spans (Fig. 8). These deviator blocks were realized at the same location as original diaphragms. Tendons have been lifted to the top slab of the box over supports through the original diaphragms that had been strengthened from 0.30 to 0.50 m (Fig. 8). Tendons come out from the box girders at central span on high eccentricity using rigid steel deviators located at 1/3 of the span under the superstructure (Fig. 9).

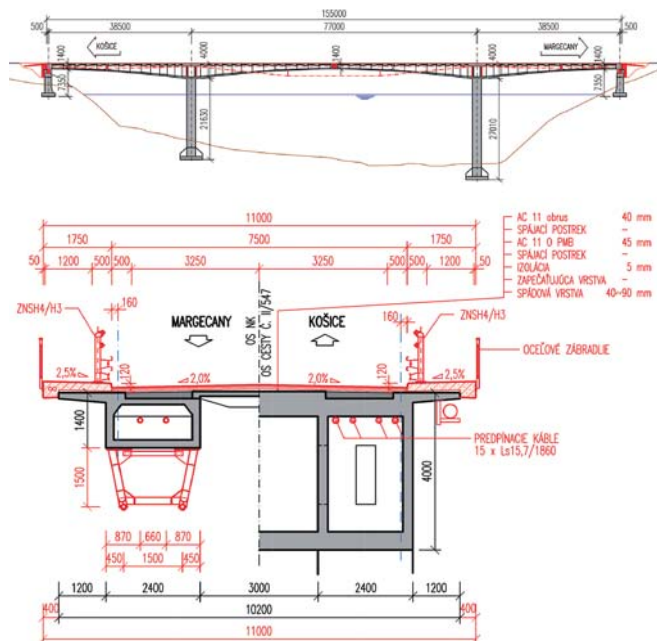
Both groups of tendons are placed continually through the superstructure and they are anchored in strengthened edge diaphragms. In this place there was executed all tensioning too. At first the straight tendons were tensioning and after that the other ones. Tensioning process was executed in two phases. At first there



Obr. 10 Výmena kyvných stien za hrncové ložiská

Fig. 10 Changing the concrete wall bearings to the pot bearings





Obr. 11 Pozdĺžny a priečný rez – po rekonštrukcii

Fig. 11 Longitudinal section and cross-section – after rehabilitation

mi ložiskami. Nosná konštrukcia bola počas búrania kyvných stojok a následne počas budovania úložných blokov pod ložiskami stabilizovaná tromi lismi, uloženými na dočasnej konštrukcii z ocelových profilov HEB 300 (obr. 10).

Mostný zvršok bol navrhnutý tak, aby spĺňal požiadavky na šírkové usporiadanie, ale zároveň nepriťažoval nosnú konštrukciu. Výmena mostného zvršku pozostáva z vybudovania spádovej (betónovej) vrstvy, odvodňovacieho a izolačného systému, chodníkových dosiek, bezpečnostných zariadení, vozovky a mostných záverov.

Závery

Výsledky cieľenej diagnostiky, efektívneho statického návrhu zosilnenia NK, ako aj kvalitného zrealizovania všetkých rekonštrukčných prác na moste sa po ich dokončení úspešne overili aj statickou zaťažovacou skúškou (obr. 12), ktorá prebehla koncom roka 2017. Skúška sa vykonala s účinnosťou zaťaženia $\eta = 0,88$, ktoré sa stanovilo vzhľadom na normové zaťaženie podľa Eurokódu. Jej výsledky potvrdili správnosť výpočtových predpokladov a preukázali spoľahlivé fungovanie nosnej konštrukcie. V priebehu tohto roka má navyše prebiehať na moste aj dlhodobý monitoring napätosti pri prevádzkovom zaťažení.

Aj tento príklad riešenia havarijného stavu na moste poukazuje na zvýšenú potrebu klásť v súčasnosti dôraz na sledovanie a včasnú, cieľenú diagnostiku starších mostných konštrukcií, ktoré dnes majú 50 až 60 rokov prevádzky za sebou. Sú to hlavne predpäté konštrukcie, na ktorých sa začínajú výraznejšie prejavovať aj viaceré koncepčné nedostatky daného obdobia. Včasným zásahom sa nielenže predchádza materiálňým a spoločenským stratám, ale možno pôvodnú konštrukciu veľakrát ešte využiť a efektívne asanovať tak, aby spoľahlivo plnila svoju funkciu aj v ďalšom období.

Tento príspevok vznikol s finančnou podporou grantovej agentúry VEGA, číslo 1/0336/15 a 2/0033/15.

Literatúra

References

- MORAVČÍK, M. a kol.: Diagnostika a statické posúdenie mosta na ceste II/547, ponad VN Ružín, SvF ŽU, Žilina, 2017.
- MORAVČÍK, M.: Navrhovanie predpätých konštrukcií podľa európskych noriem, Edis ŽU, Žilina, 2017.
- STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby.
- STN EN 1992-2: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty.
- DOPRAVOPROJEKT, a. s.: Projektová dokumentácia Odstránenie havarijného stavu mosta II/547 020 ponad VN Ružín.



Obr. 12 Statická zaťažovacia skúška

Fig. 12 Final load test on rehabilitated bridge structure

was applied up to the 50 % of final value and at second phase all tendons were tensioned up to 100 %. Final stress value in strands was estimated to the 1200 MPa. External tendons have been protected in the plastic HDPE ducts $\varnothing 110 \times 5.3$ mm and grouted by cementitious grout.

All concrete bearings on outer abutments were changed to the pot bearings. Each of box girder were supported by the two reinforced concrete walls. Each wall was replaced by two pot bearings. The superstructure was stabilized by the three jacks supported on temporary construction from steel profile HEB 300 (Fig. 10), during demolition of concrete walls and during the concreting of bearing blocks.

The bridge pavement was designed to satisfy the road administrator requirements of the two lanes with two sidewalks geometry. Of course, the new pavement cannot overload the superstructure. The exchange of the bridge accessory consisted of the new concrete layer, new drainage and waterproof system, pavement, sidewalk gadrugs, safety devices and expansion joints at the ends of the bridge.

Conclusions

The results of detailed diagnostics work and structural analysis on the phased model provide very effective and low cost structural design of the superstructure strengthening. The emergency situation on the bridge was solved in about 6 months by this way. As well as the quality of all execution works on the bridge were successfully proved by the load test realized after the bridge completion (Fig. 12). The load test was performed at the end of the year 2017. The loading effectiveness was performed on the level $\eta = 0.88$. It has been estimated to the variable load according to the Eurocode. The results of the test fully confirmed accuracy of theoretical assumptions and have shown reliable behaviour of the superstructure. The long-term monitoring program on the bridge is being prepared over this year. It could be able to verify the structural behaviour under temperature and service load from long-term point of view.

This example of emergency situation solution has shown urgent need to perform monitoring and early target diagnostics of older bridges that have been 50 till 60 years in service at present. We are the witness that some conceptual deficiencies of the time of origin being started to manifest on especially prestressed structures today.

We can prevent not only material and social losses, but it is possible to rehabilitate the original structure very effectively so it can reliably fulfil our requirement for the new designed structures by early intervention.

The research was supported by the Research Project No. 1/0336/15 and 2/0033/15 of Slovak Grant Agency VEGA.



TEAMS WORK.

Úspech je postavený na tímovej spolupráci.

STRABAG s.r.o. je profesionálnym partnerom pre všetky projekty **v oblasti dopravného a železničného staviteľstva**. Sme súčasťou nadnárodného stavebno-technologického koncernu STRABAG, ktorý s takmer 73 000 zamestnankyňami a zamestnancami ročne realizuje tisíce stavebných projektov po celom svete. Základným pilierom nášho úspechu sú odborne zdatné a kompetentné tímy. Vďaka nim sme schopní realizovať náročné zadania našich zákazníkov. Dynamická práca, nové výzvy, moderné technológie a vytváranie trvalých hodnôt – to je motivácia, ktorá nás neustále posúva vpred.

www.strabag.sk



STRABAG
TEAMS WORK.



Martin Križma – Ľubomír Bolha – Martin Moravčík

Vplyv dlhodobého namáhania na parametre interakcie pri sanácii lineárnych železobetónových prvkov s členitým prierezom

Influence of long term load on parameters of interaction by remediation of linear strengthened concrete of ragged section

Zosilňovaním poškodených betónových lineárnych prvkov sa zaoberáme od roku 2003 v rámci spolupráce pracovísk ÚSTARCH SAV Bratislava, SvF ŽU v Žiline a SvF STU v Bratislave. Problematika úzko súvisí s nárastom cestnej premávky a tým aj s následnými poruchami mostných konštrukcií. Spôsob sanovania poškodených prvkov je v podstate takýto: väčšinou ide o aplikáciu novej nadbetónovanej spriahajúcej dosky s vystuženým kontaktom (poškodený nosník/spriahajúca doska), resp. o aplikáciu spriahajúcej dosky bez vystuženého vzájomného kontaktu – náhradou vystuženia je geometrická úprava kontaktu podľa EC2 a doplnenie prípadu jedna, ide o zosilnenie tkaninami GFRP, ktoré sa aplikujú zvonka v oblastiach maximálneho diagonálneho ťahu (systém EBR – externally bonded reinforcement).

V súčasnosti sa bežne používajú stavebné materiály s vyššími mechanickými vlastnosťami, čo vedie k navrhovaniu ekonomicky výhodných a estetických konštrukcií. V mnohých prípadoch pritom nemusí rozhodovať z hľadiska prevádzky únosnosť konštrukcie, ale medzný stav použiteľnosti. Pri mnohých nosných konštrukciách je následne dôležitá kontrola deformácií. Ide pritom nielen o okamžité deformácie, ale aj o tie, ktoré sú funkciou veľkosti dlhodobého pôsobiaceho zaťaženia. V 90. rokoch minulého storočia konštatovala pracovná skupina organizácie CEB (Comité Euro-International du Béton) v TG 2/4 „Models for limit states of serviceability“ nedostatok experimentálnych výsledkov pretvorení dlhodobého zaťažených lineárnych prvkov s členitým prierezom. Organizácie autorov, ktorí sú uvedení v príspevku, reagovali na toto konštatovanie realizáciou projektov agentúry VEGA č. 2/4086/1997 a 2/7034/2000. V rámci týchto projektov sme odskúšali sériu nosníkov s I-prierezom pri stupňovito rastúcom krátkodobom zaťažení do porušenia s označením B-STL a tiež pri dlhodobom pôsobiacom zaťažení B(i)-LTL. Dlhodobé pôsobiace zaťaženie sa realizovalo pri hladinách zaťaženia $\gamma = 35, 50, 65 \%$. Celkové výsledky vrátane vstupných veličín sú uvedené napr. v [1, 3].

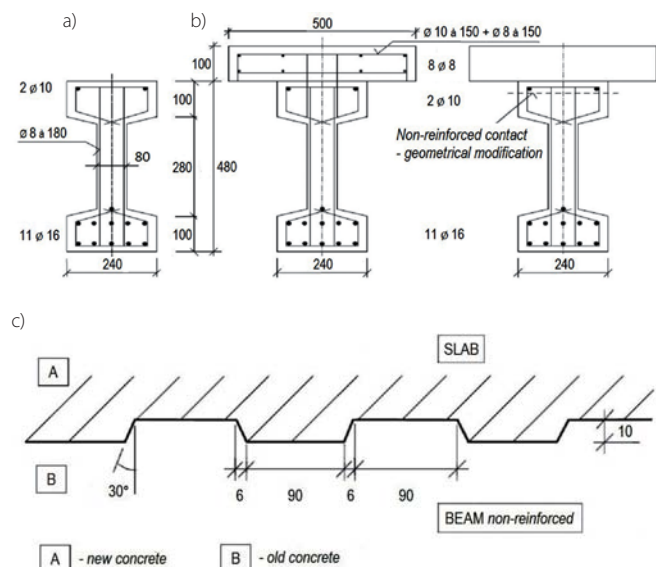
Témou zosilňovania lineárnych betónových prvkov sa zaoberáme v ÚSTARCH-u SAV v Bratislave od roku 2008. Ide o teoreticko-experimentálny program v spolupráci so Stavebnou fakultou Žilinskej univerzity v Žiline a čiastočne so SvF STU v Bratislave. Program je rozdelený na dve etapy – krátkodobé zaťažovanie (projekt VEGA č. 2/0143/12) a dlhodobé a cyklické zaťažovanie (projekt VEGA č. 2/0033/2015). Výsledky v rámci prvej etapy sú uvedené napr. v [3] až [6] (ide o nespevnené nosníky ST(i)-STL-n a spevnené nosníky ST(i)-STL-s, kde $i = 1, 2$). Pri dlhodobom a cyklickom zaťažovaní sme z hľadiska kontinuity s ostatnými experimentmi zvolili hladinu

Strengthening of damaged concrete linear elements has been dealt with since 2003. The collaboration is between institutions – ÚSTARCH SAV Bratislava, SvF ŽU in Žilina and SvF STU Bratislava. Topic is closely related to increase of road traffic and consequently with defects on bridge constructions. The mode of remediation of damaged elements is as follows – in majority we speak about application of new concreting monolithic slab with strengthened contact – damaged girder/coupling slab, resp. about application coupling slab without strengthened mutual contact – strengthened substitute is geometrical modification of contact according to EC2 a completion of case one – we speak about reinforcement with tissues GFRP, which are externally applied in area of maximal diagonal traction (system EBR – externally bonded reinforcement).

Nowadays usage of construction material with higher mechanical attributes is common. For that reason economically convenient and aesthetic constructions are being deployed. In many situations from the point of view of operation management, carrying capacity of construction is not the primary decision factor. That factor is limit state of usability. In many of frameworks, consequently is important inspection of deformation. We speak about immediate deformation, and also deformation as result of functional size of long-term load factor. In 90s of last century work group of organization CEB (Comité Euro-International du Béton) TG 2/4 „Models for limit states of serviceability“ stated lack of experimental results of transformation of long term loaded elements with built up cross-section. Organizations of authors, who are mentioned in article, reacted on this statement by realization of projects of VEGA agency – 2/4086/1997 and 2/7034/2000. In this projects, we've tested series of girders I – section by gradually increasing short term load till breach with indication B - STL and also by long term load B(i)-LTL. Long term load was implemented in loading level $\gamma = 35, 50, 65 \%$. Final results, together with input values, are displayed e. g. in [1, 3].

Strengthening of linear concrete elements topic has been dealt with in ÚSTARCH SAV in Bratislava since 2008. It's a theoretical – experimental program in cooperation with Faculty of Civil Engineering of University of Žilina and partially with SvF STU in Bratislava. It's divided into two stages – short term loading – project VEGA 2/0143/12 and long term and cyclic loading – project VEGA 2/0033/2015. Results of first stage are displayed e.g. in [3], till [6] (non-strengthened girders – ST(i)-STL-n, strengthened ST(i)-STL-s, where $i = 1, 2$). For long-term and cyclic loading from continuity point of view on other experiments, we've selected loading level $\gamma = 50 \%$ (ST(i)-LTL- s). Program has been aimed mainly on damaged

Ing. Martin Križma, PhD., Ústav stavebníctva a architektúry SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: +421 2 59309-228, e-mail: martin.krizma@savba.sk
 doc. Ing. Ľubomír Bolha, CSc., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: +421 911 430465, e-mail: lubomir.bolha@gmail.com
 doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., Stavebná fakulta ŽU v Žiline, tel. +421 41 5135658, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk



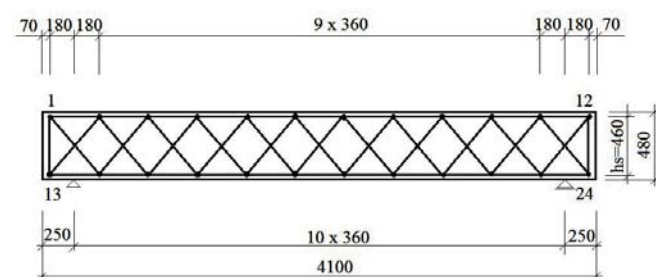
Obr. 1 Geometrické a vyztužovacie charakteristiky nosníkov
a) nespevnené nosníky B(i), b) spevnené nosníky ST(i), Z(i) a ST-TF(i), c) detail
úpravy kontaktu pri nosníkoch Z(i) podľa EC2

Fig. 1 Geometrical and reinforced characteristics of girders
a) non reinforced girders B(i), b) reinforced girders ST(i), Z(i) and ST-TF(i), c) detail
of adjustment of contact for girders Z(i) – according to EC2

zťaženia $\gamma = 50\%$ (ST(i)-LTL-s). Program sa zameriaval hlavne na poškodené prefabrikované prvky, ktoré sa aplikujú napríklad v mostnom staviteľstve (miera poškodenia $\gamma = 70\%$). Prefabrikácia úzko súvisí s technológiou spriahania a predstavuje účinnú metódu spájania hlavne tyčových prefabrikátov s monoliticky zhotovenou doskou. Analogická technológia sa výrazne využíva pri sanácii poškodených konštrukcií. Nadbetónovaná doska prináša v spojení so sanovanými prefabrikátmi a spriahajúcimi prvkami aj výrazný efekt zosilnenia. Problematika sanácie a použitia spevňovacích prvkov sa rozširuje aj o druh kontaktu „poškodený prvok/spriahajúca doska“. V príspevku sa zameriame na problematiku interakcie poškodených železobetónových nosníkov so zosilňujúcimi prvkami pri krátkodobom a dlhodobom zatažovaní. Pri experimentoch sme použili dva prístupy. Pri spevňovaní sme realizovali vyztužený kontakt „poškodený nosník/spriahajúca doska“ (nosníky ST) a nevyztužený kontakt (nosníky so zazubiením podľa EC2 – nosníky Z). Pri druhom prístupe sa aplikovala technologická (najmä geometrická) úprava povrchu poškodeného nosníka podľa [9]. Doplnujúci tretí prípad rozšíril problematiku nosníkov ST o aplikáciu lokálne nalepených GFRP tkanín – ide o nosníky s označením ST-TF (spevňovací systém TYFO). Dlhodobé výsledky experimentov boli publikované pri nespevnených nosníkoch [1]. Výsledky v rámci spevnených nosníkov pri dlhodobom zatažení sú v súčasnosti v tlači [14], resp. sú už publikované [11, 12, 13, 15].

Experimentálny program

Vo všetkých prípadoch sme realizovali zosilňovanie na poškodených nosníkoch pomocou nadbetónovanej dosky a dosky v kombinácii s GFRP tkaninou, miera poškodenia bola $\gamma = 0,70$. Geometrické a vyztužovacie charakteristiky nespevnených a spevnených nosníkov



Obr. 2 Dvojnásobná fiktívna priehradová sústava
Fig. 2 Double virtual truss system

prefabrikovaných prvkov, ktoré sa aplikujú napríklad v mostnom staviteľstve (miera poškodenia $\gamma = 70\%$). Prefabrikácia je v close relation with composite technology as efficient splice method mainly for bar prefabricates with monolithically constructed slab. Analog technológia je významne využívaná pri sanácii poškodených konštrukcií. Konkrétne monolitická doska v spojení so sanovanými prefabrikátmi a spájajúcimi prvkami má funkciu ako efekt zosilnenia. Sanácia a použitie spevnených prvkov sa rozširuje aj o druh kontaktu – „poškodený prvok/spriahajúca doska“. V článku sa zameriame na interakciu poškodených železobetónových nosníkov so zosilňujúcimi prvkami pri krátkodobom a dlhodobom zatažení. V experimentoch boli použité dva prístupy. Pri spevňovaní sme realizovali vyztužený kontakt „poškodený nosník/spriahajúca doska“ (nosníky ST) a nevyztužený kontakt (nosníky so zazubiením podľa EC2 – nosníky Z). V druhom prístupe sme aplikovali technologickú (hlavne geometrickú) úpravu povrchu poškodeného nosníka podľa [9]. Doplnujúci tretí prípad rozšíril problematiku nosníkov ST o aplikáciu lokálne nalepených GFRP tkanín – ide o nosníky s označením ST-TF (spevňovací systém TYFO). Dlhodobé výsledky experimentov boli publikované pri nespevnených nosníkoch [1]. Výsledky v rámci spevnených nosníkov pri dlhodobom zatažení sú v súčasnosti v tlači [14], resp. sú už publikované [11, 12, 13, 15].

Experimentálny program

Všetchny případy jsme realizovali zesilování na poškozených nosnících pomocí nadbetonované desky a desky v kombinaci s GFRP tkaninou, míra poškození byla $\gamma = 0,70$. Geometrické a vyztužovací charakteristiky nespevněných a spevněných nosníků a ST-TF(i) jsou ilustrovány na Obr. 1a, 1b. Detail geometrické úpravy spojení nosníků Z(i) je na Obr. 1c.

Fundamental characteristics of experimental girders time approximately 28 days are displayed in Tab. 1. We used Danube gravel from Lipovec location, cement 42.5 R, producer Holcim, a. s. Rohožník. No additive has been used. Concrete reinforcement was defined by these average working characteristics: yielding $f_{st} = 577$ MPa, strength limit $f_{su} = 724$ MPa, modulus of tensile flexibility $E_s = 202$ GPa, it's a reinforcement with periodical surface.

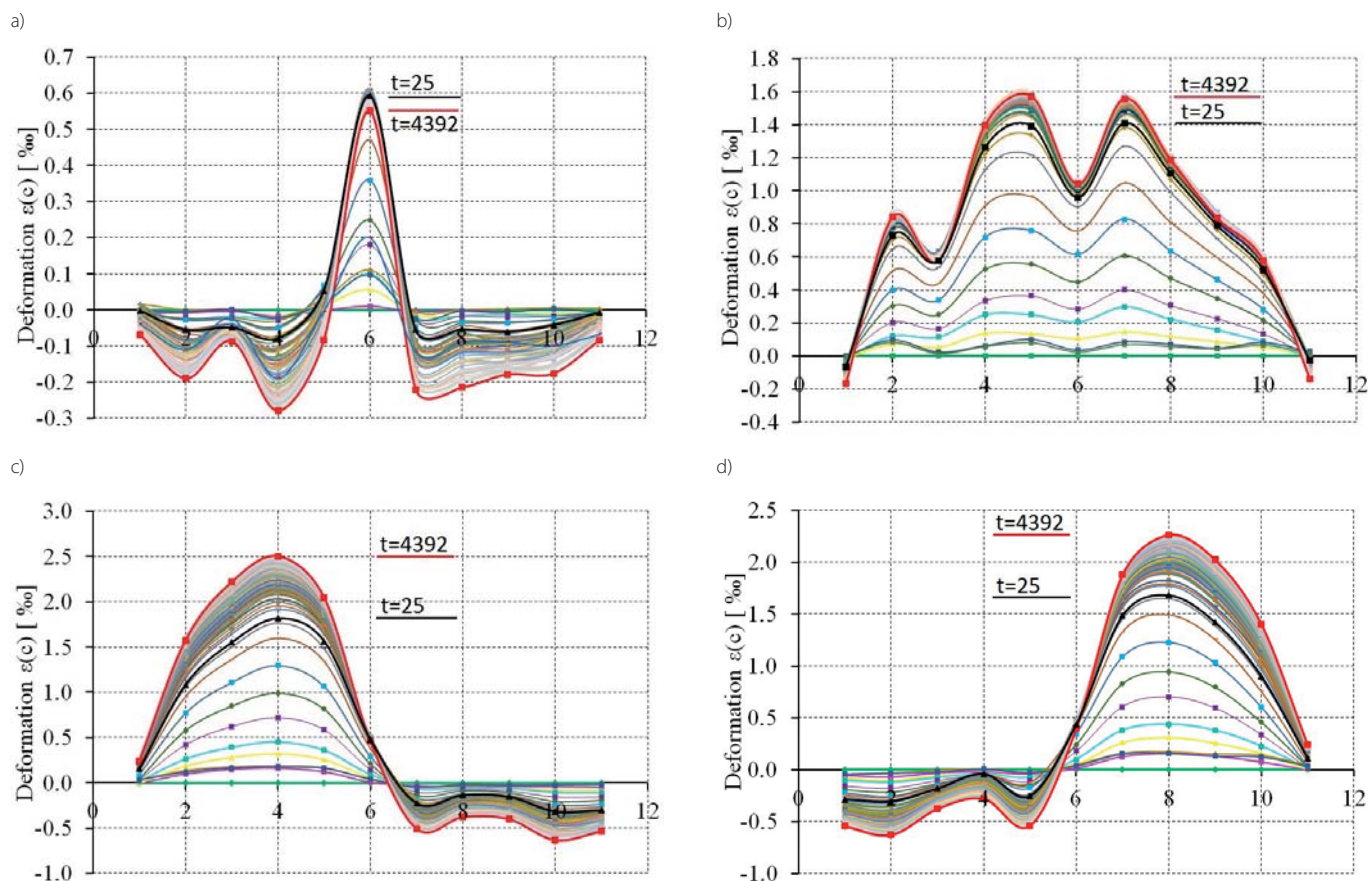
On Fig. 2 is illustrated double virtual truss system, which enables, based on measured transformation by Williot-Mohr translocated shapes, to separate effect of shear from flexion – it is mainly about deflections. On individual measurements we note down strain in strip of both of the edges and strain in diagonals to the right ascending and descending. The mentioned strains in time are illustrated on Fig. 3.

Tab. 1 Priemerné hodnoty: kocková pevnosť f_{cc} , pevnosť v ťahu pri ohybe f_{ctf} , modul pružnosti v tlaku E_c , maximálna experimentálna sila F_{max}
Tab. 1 Average values: cubic solidity f_{cc} , solidity in load in flexion f_{ctf} , modulus of elasticity in tension E_c , maximal experimental power F_{max}

Označenie nosníkov/ Girder indication	Nosník/Girder			Spevňovacia doska/ Firming slab			F_{max} (kN)
	f_{cc} (MPa)	f_{ctf} (MPa)	E_c (GPa)	f_{cc} (MPa)	f_{ctf} (MPa)	E_c (GPa)	
ST0-STL-n ¹	59,96	6,31	38,42	–	–	–	502
ST1-LTL-s	59,87	5,98	39,26	61,22	6,00	41,13	680
ST2-LTL-s	62,47	6,72	39,73	61,44	6,83	40,00	670
Z0-STL-n ¹	55,91	6,19	36,45	–	–	–	498
Z1-STL-s	56,70	7,27	33,62	60,35	8,79	38,42	668
Z2-STL-s	62,02	8,06	33,12	59,19	8,93	37,88	645
ST1-TF-STL-s	56,92	5,19	39,19	65,49	5,69	43,75	740
ST2-TF-STL-s	53,74	5,36	36,50	54,07	5,10	37,50	700

¹ Nosníky na overenie odolnosti

¹ Girders for verification of resistance



Obr. 3 Experimentálne pretvorenia v čase

a) horný pás, b) dolný pás, c) doprava klesajúce diagonály, d) doprava stúpajúce diagonály

Fig. 3 Experimental strains in time

a) upper strip, b) lower strip, c) diagonals descending to the right d) diagonals ascending to the right

typu ST(i), Z(i) a ST-TF(i) sú znázornené na obr. 1a a 1b. Detail geometrickej úpravy kontaktu nosníkov Z(i) je na obr. 1c.

Základné materiálové charakteristiky skúšaných nosníkov v čase približne 28 dní sú uvedené v tab. 1. Použili sme dunajský štrk z lokality Lipovec, cement 42.5 R od výrobcu Holcim, a. s., Rohožník. Nepoužila sa žiadna prísada. Betonársku výstuž definovali tieto priemerné pracovné charakteristiky: medza skľu $f_{st} = 577$ MPa, medza pevnosti $f_{su} = 724$ MPa a modul pružnosti v ťahu $E_s = 202$ GPa. Ide o výstuž s periodickým povrchom.

Na obr. 2 je znázornená dvojnásobná fiktívna priehradová sústava, ktorá umožňuje separovať účinky šmyku od účinkov od ohybu (ide hlavne o priehyby) na základe nameraných pretvorení pomocou Williot-Mohrových translokačných obrazcov. Pri jednotlivých meraniach zaznamenávame pretvorenia v pásoch oboch okrajov a pretvorenia v doprava stúpajúcich a klesajúcich diagonálach. Uvedené pretvorenia v čase sú vykreslené na obr. 3.

Pri krátkodobých aj dlhodobých skúškach pôsobila zaťažovacia sila F v strede nosníka (trojbodová skúška), ktorého teoretické rozpätie bolo $l_t = 3,6$ m a zodpovedalo daným podmienkam laboratória.

Pri krátkodobom zaťažení nosníkov sa realizoval stupňovito rastúci mäkký zaťažovací režim. Pri dlhodobom zaťažení nosníkov sa aplikovali zaťažovacie valce s aretovacími objímkami na zabezpečenie veľkosti hodnôt dlhodobého zaťaženia – mäkký režim. Pri skúškach sa zaznamenávali pretvorenia základní násobnej priehradovej sústavy [8, 11], priamo merané priehyby a charakteristiky procesu rozvoja trhlín (obr. 3 a 4).

Pri charakteristikách použiteľnosti (hlavne pri priehyboch) majú relevantný vplyv na výsledné hodnoty tieto informácie: Spriahajúca doska zvyšuje hodnotu tvarového súčiniteľa χ a súčasne sa mení pomer $\alpha = l/h$ (l – rozpätie, h – výška). Pri nespevnených nosníkoch sú potom $\alpha = 7,5$, $\chi = 1,875$, pri spevnených nosníkoch $\alpha = 6,2$, $\chi = 2,173$. Uvedeným skutočnostiam zodpovedá aj zmena pomeru $\beta = a(sh)/a(tot)$. Pri hladine zaťaženia $\gamma = 0,5$ je pri nespevnených

By short term and long term examinations, loading force F was affecting in the middle of girder (three-point examination), which theoretical span was $l_t = 3.6$ m and corresponded to the conditions of lab.

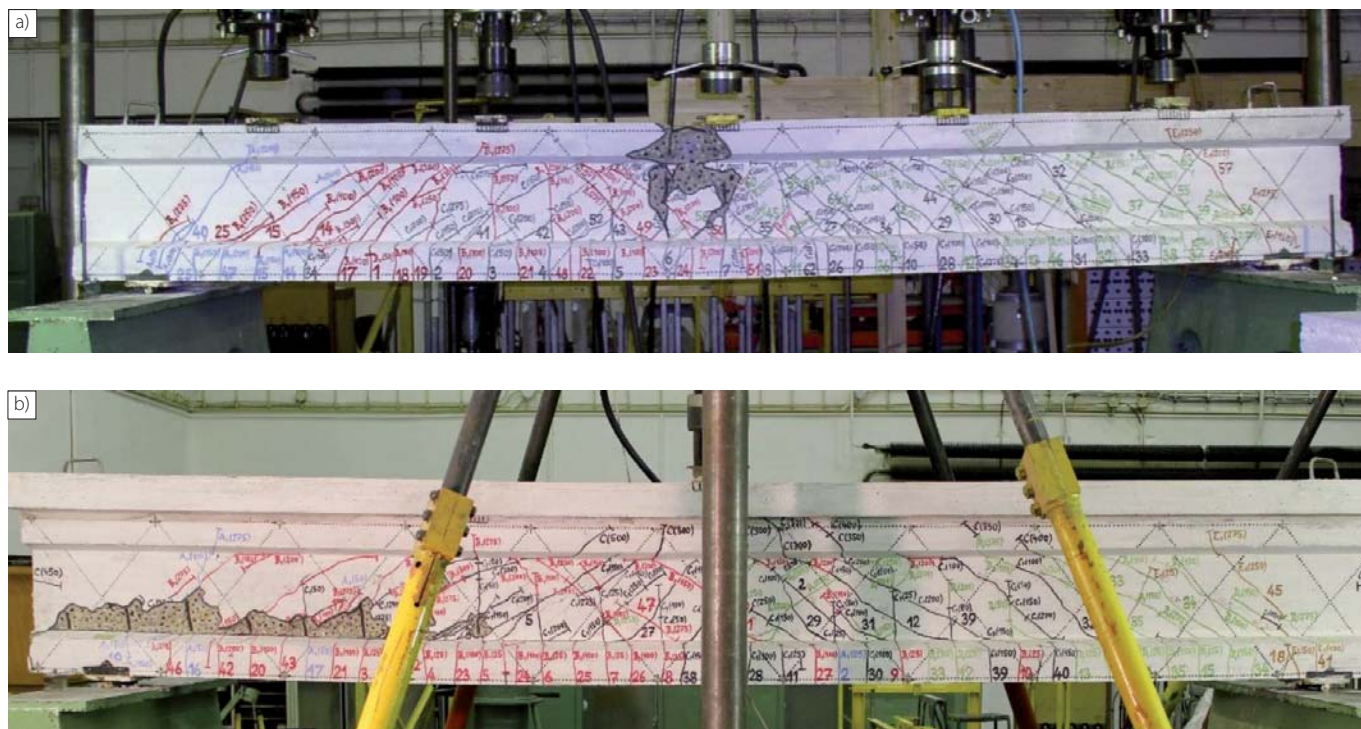
By short term reinforced girders gradually increasing soft load regime was realized. By long term reinforced girders loading hydraulic jacks with locking receptable were applied for ensuring the size of long term values – soft regime. Doing examinations we noted down strains of bases of double virtual truss system [8, 11], directly measured deflections and characteristics of crack development process (Fig. 3, 4).

In the usability characteristics (mainly by deflections), following information has relevant influence on final values: Coupling board increases value of shape factor χ and at the same time changes the ratio $\alpha = l/h$ (l – spread, h – height). For non-reinforced girders then are $\alpha = 7.5$, $\chi = 1.875$, for reinforced girders $\alpha = 6.2$, $\chi = 2.173$. To the mentioned facts corresponds the change of ratio $\beta = a(sh)/a(tot)$ too. By the level of loading $\gamma = 0.5$ it is for non-reinforced girders approximately $\beta = 0.24$, for reinforced $\beta = 0.43$. Illustration Fig. 3 for girders Z documents that the increase of strain is mainly in the areas of diagonal Z traction, it corresponds also for the girders ST. For this reason the ST girders were reinforced in the area of center of shear with the tissues GFRP – ST-TF girders. Loading system is stated e.g. [14]. Similar statement is valid also for girders type Z.

Relevant results of short term examinations

Complete results in short term loading are described in [5] till [8]. During the examinations we have focused on influence of contact girder/slab on resistance, including kind of breach and characteristics for limit state of usability. The comparison of working experimental and theoretical working diagrams of girders type ST(i) and Z(i) is e. g. on [14].

From the Fig. 4 it's obvious that by non-reinforced girders there is a failure in strain during the flexion of upper strip. By girders ST(i) the damage is happening in the middle area of shear. By reinforced



Obr. 4 Krátkodobé poškodenie skúšobných nosníkov
a) nespevnených, b) spevnených typu ST
Fig. 4 Short term damage of probationary girders
a) non-reinforced, b) reinforced type ST

nosníkoch približná hodnota $\beta = 0,24$, pri spevnených $\beta = 0,43$. Ilustračný obr. 3 týkajúci sa nosníkov Z dokumentuje, že nárast pretvorenie je hlavne v oblastiach diagonálneho ťahu, čo zodpovedá aj výsledkom pri nosníkoch ST. Z tohto dôvodu boli nosníky ST zosilnené v oblasti stredu šmyku tkaninami GFRP – ST-TF nosníky. Zatažovacia zostava je uvedená napr. v [14]. Podobné konštatovanie platí aj pri nosníkoch typu Z.

Relevantné výsledky krátkodobých skúšok

Kompletné výsledky pri krátkodobom zatažovaní sú opísané v [5] až [8]. Počas nich sme sa zamerali na vplyv kontaktu „nosník/doska“ na odolnosť vrátane typu porušenia a charakteristiky pri medznom stave použiteľnosti. Porovnanie pracovných experimentálnych a teoretických pracovných diagramov nosníkov typu ST(i) a Z(i) je napr. v [14].

Z obr. 4 je zrejme, že pri nespevnených nosníkoch dochádza k porušeniu horného pásu v tlaku pri ohybe. Pri nosníkoch ST(i) dochádza k porušeniu v oblasti v strede šmyku. Pri spevnených nosníkoch typu Z(i) dochádza navyše k strate spojitosti doska/nosník okrem oblasti vnesenia zataženia. Pri nosníkoch ST-TF(i) sa prejavuje GFRP lamela a v oboch prípadoch nosníkov dochádza ku kombinovanému kolapsu – nastáva vydrvenie betónu horného pásu a prekročenie limitného šmykového namáhania v stene nosníkov.

Relevantné výsledky dlhodobých skúšok

Z priestorových dôvodov uvedieme v príspevku iba nosníky typu ST-TF(i). Grafické porovnania výsledkov nosníkov ST(i) a Z(i) sú uvedené napr. v [12, 13, 15]. Za náhradu predmetných experimentálnych výsledkov v čase sme zvolili funkciu zodpovedajúceho koeficientu dotvarovania v tvare

$$\phi(t, t_0) = a_i \left[1 - e^{-\left[\frac{t-t_0}{t_r} \right]^{b_i}} \right] \quad (1)$$

Ide o analógiu s normou STN 73 1201 [10]. Vo vzťahu (1) sú a_i a b_i parametre funkcie, pričom t_r zodpovedá retardačnému času a t_0 času realizácie dlhodobého zataženia. Pri priehyboch sú indexy $i = sh, fl, tot$. Funkcia opisuje vývoj celého reologického priehybu s uvažovaním

girders type Z(i) there is in addition loss of continuity slab/girder except of area of loading introduction. By girders ST-TF(i) GFRP lamination is manifested and in both of the cases of girders combined collapse is in place – concrete crushing of upper strip and overrun of shear's limit strain in the wall of girder.

Relevant results of long-term tests

Because of spatially reasons only girders type ST-TF(i) are listed in the article. Graphic comparison of girders' results ST(i) and Z(i) are indicated e.g. in [12, 13, 15]. For replacement of experimental results in time we've selected function of the corresponding shape factor in form

$$\phi(t, t_0) = a_i \left[1 - e^{-\left[\frac{t-t_0}{t_r} \right]^{b_i}} \right] \quad (1)$$

It's an analogy with norm STN 73 1201 [10]. In relation (1), a_i and b_i are function parameters, while t_r corresponds to retarding time, to corresponds to time of realization of long term loading. In the deflection, the index is $i = sh, fl, tot$. The function describes the development of rheological deformations with creep and shrinkage discretion. The function is generally usable, it concerns also the curvature and bevel for both of the edges.

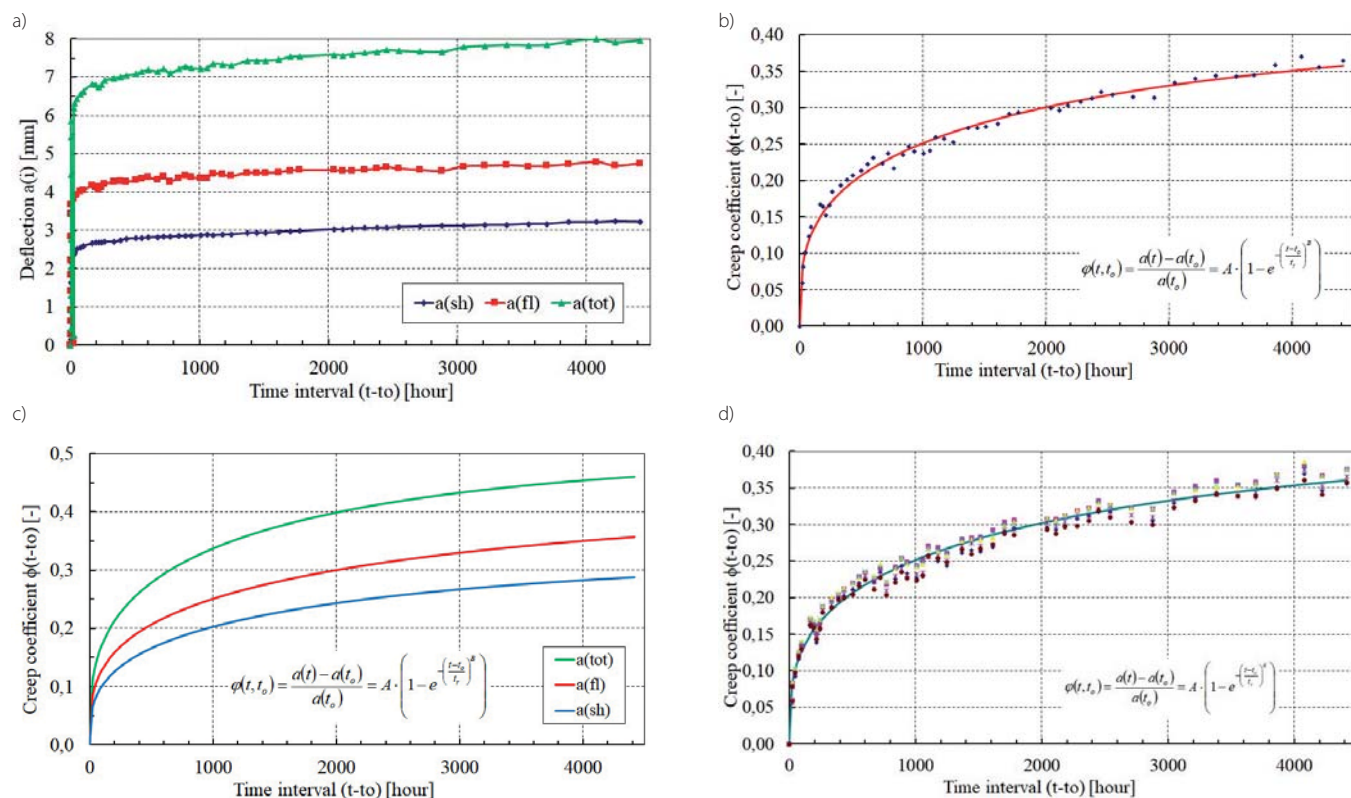
However according to our own long term experience, in many of cases we use also the function that is defining the coefficient of creep as follows on [11]. Its form is as follows

$$\beta_{i,r}(t-t_0) = a_i \cdot \frac{(t-t_0)^{b_i}}{(t-t_0)^{b_i} + c_i} \quad (2)$$

Indication in relation (2) is equal with the relation (1), c_i is other parameter of function.

All the curve's parameters (1) for girder ST-TF are indicated in Tab. 2. Correlations' index R^2 are near to the value 1 and confirm suitability of application of approximation curve.

Initial, final and deflections' increments in time for objective girders' groups are indicated in [15].



Obr. 5 Vplyv časového faktora pri nosníku ST1-TF-LTL

a) parciálne prieťahy a celkový prieťah v čase, b) súčiniteľ dotvarovania pre celkový prieťah horného okraja, c) súčiniteľ dotvarovania pre spodný okraj, d) súčiniteľ dotvarovania pre priemerné skosenie

Fig. 5 Time factor influence for girder ST1-TF-LTL

a) partial deflections and overall deflection in time, b) shape factor for overall deflection of upper edge, c) shape factor for bottom edge, d) shape factor for average slope

dotvarovania a zmršťovania. Funkcia je použiteľná všeobecne, týka sa to aj krivostí a tiež skosení pri oboch okrajoch.

Na základe vlastných dlhodobých skúseností z mnohých prípadov však používame aj funkciu definujúcu súčiniteľ dotvarovania podľa [11]. Jej tvar je

$$\beta_{\text{irr}}(t - t_0) = a_i \cdot \frac{(t - t_0)^{b_i}}{(t - t_0)^{b_i} + c_i} \quad (2)$$

Označenie vo vzťahu (2) je identické ako vo vzťahu (1), c_i je ďalší parameter funkcie.

Všetky parametre krivky (1) pri nosníku ST-TF sú uvedené v tab. 2. Indexy korelácie R^2 sú blízko k hodnote 1 a dokumentujú vhodnosť aplikácie aproximačnej krivky.

Počiatkové a koncové prieťahy a prírastky prieťahov v čase pri predmetných skupinách nosníkov sú uvedené v [15].

Závery

Uvedené výsledky zodpovedajú okrajovým podmienkam pri zaťažovaní procese. Realizovali sa trojbodové skúšky (obmedzené laboratorné podmienky), v reálnych podmienkach ide o spojité zaťaženie. Predmetné skúšky sú na strane bezpečnosti.

Aplikácia zaťažovacích valcov s aretáciou je dostatočne presná – odchýlka pri dlhodobom zaťažovaní je do 5 %, pri meraní boli hodnoty zaťaženia nastavené na požadované hodnoty.

Spracovanie nameraných pretvorení podľa Williot-Mohrových analógií je výhodné.

Pri charakteristikách použiteľnosti (hlavne pri prieťahoch) majú relevantný vplyv na výsledné hodnoty tieto informácie: Spriahajúca doska zvyšuje hodnotu tvarového súčiniteľa χ a súčasne sa mení pomer $\alpha = l/h$ (l – rozpätie, h – výška). Pri nespavených nosníkoch sú potom $\alpha = 7,5$, $\chi = 1,875$, pri spavených nosníkoch $\alpha = 6,2$, $\chi = 2,173$.

Dlhodobé zaťaženie nemá pri danej hladine zaťaženia vplyv na odolnosť a charakteristiky spoľahlivosti sledovaných nosníkov s rôznym typom kontaktu – vystužený/nevystužený.

Tab. 2 Parametre náhradnej funkcie (1), retardačný čas a index korelácie pre parciálne prieťahy a celkový prieťah

Tab. 2 Spare function parameters (1), retarding time and correlation index for partial deflections and overall deflection

Nosník/ Girder	Sledovaný prieťah Observed deflection a_i	Parametre funkcie (2) a retardačný čas/Function parameters (2) and retarding time $t(r)$			Index kor. R^2 Correlation index (-)
		a_i (-)	b_i (-)	t_r (hod.)/ (hour)	
ST1-TF-s	a_{sh}	0,499	0,312	5 000	0,982
	a_{fl}	0,337	0,316	5 000	0,975
	a_{tot}	0,420	0,300	5 000	0,989

Conclusions

The stated results correspond to the marginal conditions by loading process. Three-point examinations were realized (limited lab conditions), in real conditions we speak about continuous loading. Objective examinations are on the security side.

The application of loading cylinders with detent is sufficiently accurate – the deviation by long term loading is up to 5 %, during the measurement the values of loading were set up on required rates.

The processing of measured strains according the Williot-Mohr analogies are convenient.

By the usability characteristics (mainly by strains) following information has relevant influence on final values: Coupling slab increases the value of shape factor χ and at the same time the ratio $\alpha = l/h$ (l – spread, h – height) is changing. For non - reinforced girders are then $\alpha = 7,5$, $\chi = 1,875$, for reinforced girders $\alpha = 6,2$, $\chi = 2,173$.

In that level of loading, long term loading does not have influence on resistance and reliability characteristics of observed girders with different type of contact – reinforced/non reinforced.

O vhodnosti nevystuženej geometrickej úpravy rozhodne pravdepodobne opakované namáhanie.

V súčasnosti sa končí dlhodobý experimentálny výskum nosníkov typu ST a ST-TF, ktoré sú doplnené zosilňujúcimi GFRP tkaninami (systém TYFO) v oblasti stredy šmyku.

V roku 2017 sa začal výskum týchto nosníkov pri opakovanom namáhaní. K výsledkom sa vrátime.

Tento príspevok bol čiastočne podporovaný grantovou agentúrou VEGA pri MŠ SR a SAV. Projekty No. 1/0336/15 a No. 2/0033/15.

Literatúra

1. BOLHA, L. – KRIŽMA, M. – JERGA, J.: Vplyv časového faktora na deformácie železobetónových nosníkov. In: Betonárske dni 2000. Bratislava, Slovensko, p. 15 – 21. ISBN 80-227.
2. KABELE, P. – ČERVENKA, V. – ČERVENKA, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Prague, Czech Republic, 2005.
3. KRIŽMA, M. – BALÁŽ, M. – JERGA, J. – BOLHA, L.: Reologické pretvorenia železobetónových nosníkov. In: Betonárske dni, 2000. Bratislava, Slovensko, p. 21 – 26, ISBN 80-227.
4. KRIŽMA, M. – MORAVČÍK, M. – PETRŽALA, J. – BAHLEDA, F.: Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements. In Engineering Buildings. 06/2013, p. 118 – 123. The Fourth International fib Congress and Exhibition, Mumbai, India. National Report of the Slovak Republic, ISSN 1335-0846.
5. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – KOVAČOVIC, M.: Resistance between Concrete Surfaces of Composite Members. In Building Research Journal, 2012, vol. 60, no. 3 – 4, p. 211 – 222, (2012 – Emerald Abstracts, Emerald), ISSN 1335-8863.
6. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – MORAVČÍK, M. – BAHLEDA, F.: Influence of contact of repaired RC beams and strengthening slabs on failure of strengthened elements. In Proceedings: „Testing and quality in building“, 7 – 8 10. 2014, FS VUT, Brno, p. 181 – 187. ISBN 978-80-214-5032-5.
7. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – MORAVČÍK, M. – BAHLEDA, F.: Influence of type of strengthening on limit states of resistance and serviceability. In Zborník „Sanácie betónových konštrukcií“, Smolenice 3. – 4. 12. 2013, p. 125 – 130, ISBN 978 – 80 – 8076 – 109 – 7.
8. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – KIŠÁČ, M.: Influence of type of contact of RC beam and strengthening slab on limit states of strengthened element. In Applied mechanics and materials, 2015, vol. 769, p. 294 – 301. ISSN 1660-9336.
9. STN EN 1992 1-1, Eurocode 2, Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 2004.
10. STN 73 1201, Navrhovanie betónových konštrukcií, Príloha P4.
11. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Dlhodobé pretvorenia vystužených, spevnených, lineárnych betónových prvkov. In: Proceedings of the 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 15 – 16, 2015 Bratislava, Slovakia, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovak Society of Mechanics SAS, ISBN 978-80-227-4463-8.
12. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Dlhodobé pretvorenia zosilnených železobetónových lineárnych prvkov členitého prierezu s vystuženým kontaktom. In: Sanácia betónových konštrukcií. Zborník príspevkov z 9. seminára. Bratislava: Združenie pre sanáciu betónových konštrukcií pri SZSI a KBKM SvF STU, p. 99 – 104. ISBN 978-80-263-08829.
13. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Long-term deformations of strengthened reinforced concrete - linear elements. In: Key Engineering Materials, 2016, Vol. 691, p. 51 – 60, ISSN 1013-9826.
14. KRIŽMA, M. – BOLHA, L. – MORAVČÍK, M. – HOLÚBEK, M.: Influence of Contact of Damaged Reinforced Concrete Beam and Strengthening Slab for Deformation and Resistance of Reinforced Element in the Long-Term Loading. In Key Engineering Materials, 2017 (v tlači).
15. KRIŽMA, M. – BOLHA, L. – HOLÚBEK, M.: Dlhodobé pretvorenia zosilnených betónových nosníkov pri vystuženom a nevystuženom kontakte poškodeného nosníka a spriahovacej dosky. In: 14th International conference, Proceedings „New Trends in Statics and Dynamics of Buildings“, October 13 – 14, 2016, FCE Bratislava, editor: N. Jendželovský, A. Grmanová, ISBN 978-80-227-4613-8.

About suitability of non-reinforced geometric treatment most likely the repeated load will determine.

At present we finish with long term experimental research of girders type ST a ST-TF, that are completed by GFRP tissues (system TYFO) in the middle area of shear.

In 2017 has started the research of these girders in repeated strain. We will come back to these results.

This article was partially supported by Scientific Grant Agency VEGA by MŠ SR and SAV. Projects No. 1/0336/15 a No. 2/0033/15.

References

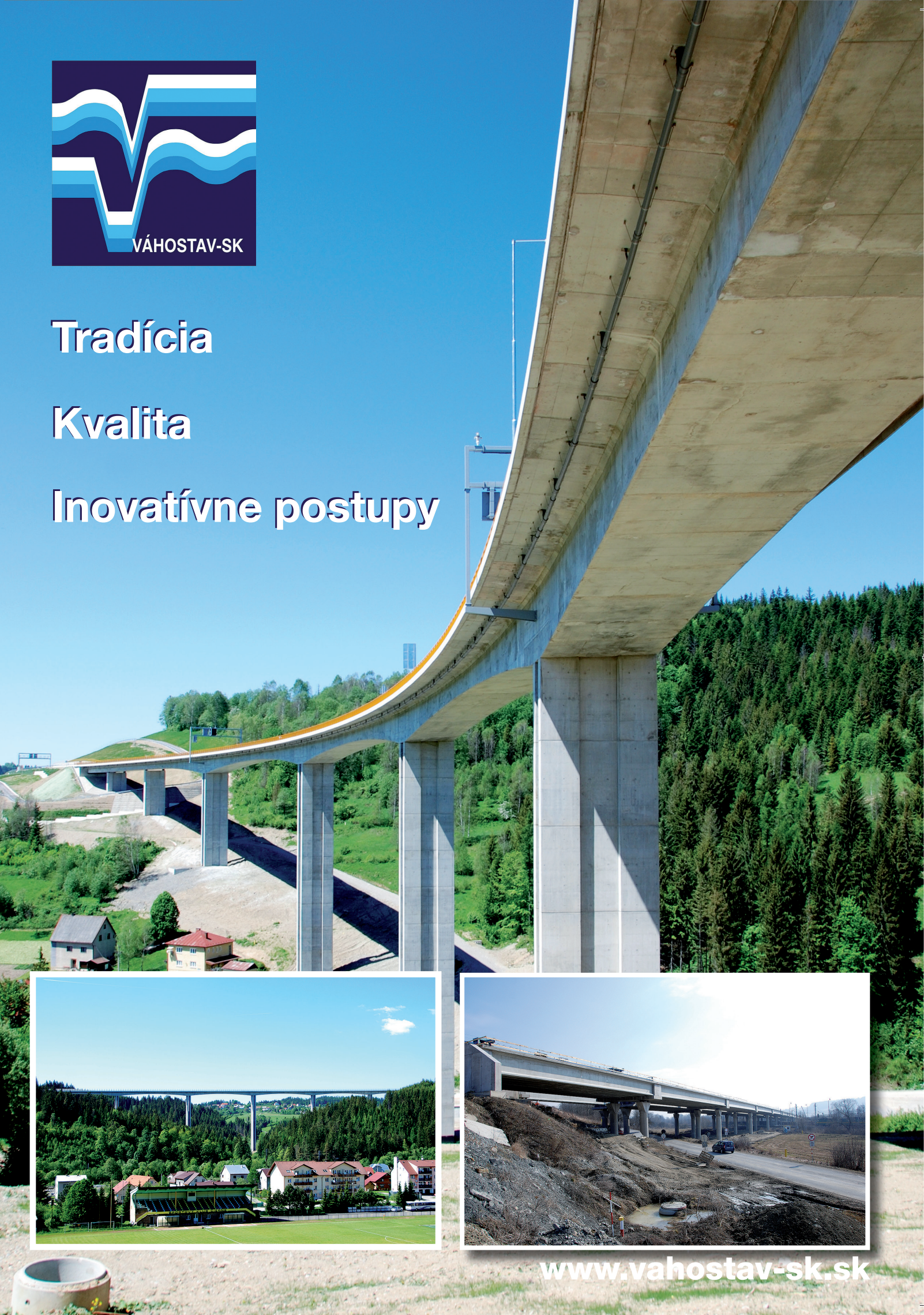
1. BOLHA, L. – KRIŽMA, M. – JERGA, J.: Effect of time factor on deformations of reinforced concrete beams. In: Concrete Days 2000. Bratislava, Slovakia, p. 15 – 21. ISBN 80-227.
2. KABELE, P. – ČERVENKA, V. – ČERVENKA, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Prague, Czech Republic, 2005.
3. KRIŽMA, M. – BALÁŽ, M. – JERGA, J. – BOLHA, L.: Rheological transformation of reinforced concrete beams. In Concrete days, 2000. Bratislava, Slovakia, p. 21 – 26, ISBN 80-227.
4. KRIŽMA, M. – MORAVČÍK, M. – PETRŽALA, J. – BAHLEDA, F.: Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements. In Engineering Buildings. 06/2013, p. 118 – 123. The Fourth International fib Congress and Exhibition, Mumbai, India. National Report of the Slovak Republic, ISSN 1335-0846.
5. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – KOVAČOVIC, M.: Resistance between Concrete Surfaces of Composite Members. In Building Research Journal, 2012, vol. 60, no. 3-4, p. 211 – 222, (2012 – Emerald Abstracts, Emerald), ISSN 1335-8863.
6. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – MORAVČÍK, M. – BAHLEDA, F.: Influence of contact of repaired RC beams and strengthening slabs on failure of strengthened elements. In Proceedings: „Testing and quality in building“, 7. – 8. 10. 2014, FS VUT, Brno, p. 181 – 187. ISBN 978-80-214-5032-5.
7. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – MORAVČÍK, M. – BAHLEDA, F.: Influence of type of strength on limit states of resistance and serviceability. In Proceedings "Remediation of Concrete Structures", Smolenice 3rd-4th. 12. 2013, p. 125 – 130, ISBN 978-80-8076 -109-7.
8. KRIŽMA, M. – PETRŽALA, J. – KIŠÁČ, M.: Influence of type of contact of RC beam and strengthening slab on limit states of strengthened element. In Applied mechanics and materials, 2015, vol. 769, p. 294 – 301. ISSN 1660-9336.
9. STN EN 1992 1-1, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
10. STN EN 1992 1 – 1, Eurocode 2, Concrete Design 73 1201, Design of Concrete Structures, Annex P4.
11. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Long-term transformation of reinforced, reinforced, linear concrete elements. In Proceedings of the 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 15 - 16, 2015 Bratislava, Slovakia, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovak Society of Mechanics SAS, ISBN 978-80-227-4463-8.
12. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Long-term deformations of reinforced concrete linear members of Association for Restoration of Concrete Structures at SZSI and KBKM SvF STU, p. 99 - 104. ISBN 978-80-263- 08829.
13. KRIŽMA, M. – BOLHA, L.: Long-term deformations of strengthened reinforced concrete - linear elements. In Key Engineering Materials, 2016, Vol. 691, p. 51 – 60, ISSN 1013-9826.
14. KRIŽMA, M. – BOLHA, L. – MORAVČÍK, M. – HOLÚBEK, M.: Influence of Contact of Damaged Reinforced Concrete Beam and Strengthening Slab for Deformation and Resistance of Reinforced Element in the Long-Term Loading. In Key Engineering Materials, 2017, (in print).
15. KRIŽMA, M. – BOLHA, L. – HOLÚBEK, M.: Long-term deformations of reinforced concrete beams in reinforced and non - strengthened contact of damaged beam and joining plate. In the 14th International Conference, Proceedings "New Trends in Statics and Dynamics of Buildings". October 13 - 14, 2016, FCE Bratislava, editor: N. Jendželovský, A. Grmanová, ISBN 978-80-227-4613-8.



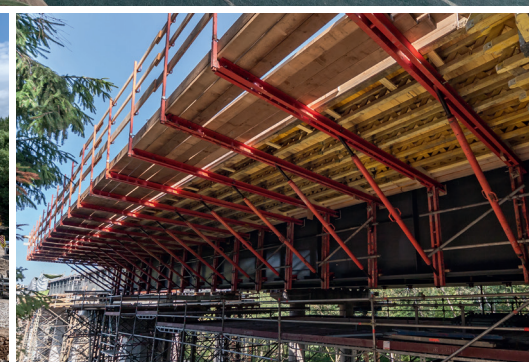
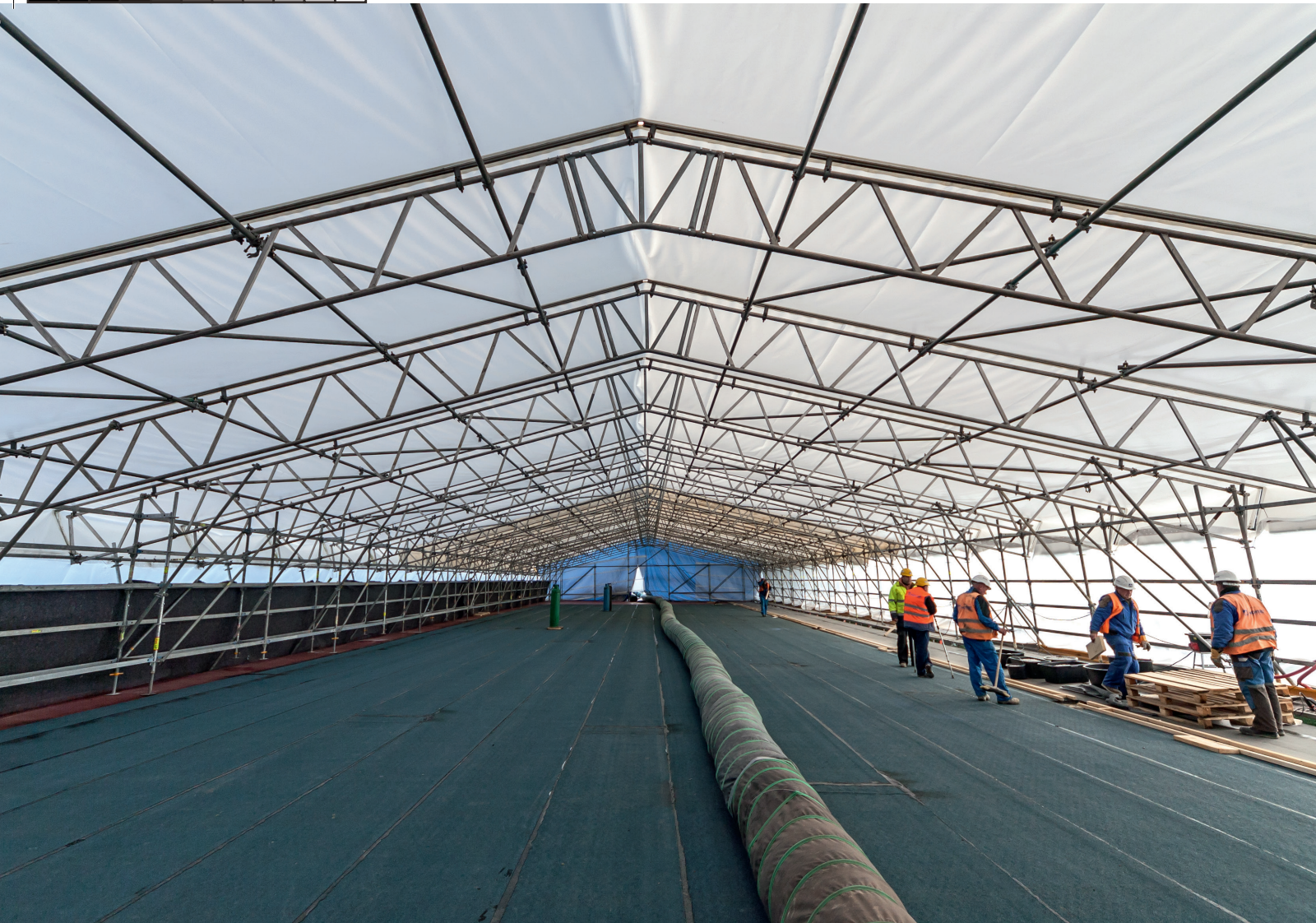
Tradícia

Kvalita

Inovatívne postupy



www.vahostav-sk.sk



Výstavba mostu na D1 se systémy bednění a lešení PERI

Dálniční most přes údolí Křešického potoka

Zastřešení o vnitřním rozponu 15 m a délce 150 m spolehlivě chránilo pracovníky při provádění izolací před povětrnostními vlivy. Podpěrná konstrukce byla zhotovena ze systému PERI UP Flex, nosná konstrukce z hliníkových příhradových nosníků, na kterých byla osazena kolejnice s plachtou. Opěry, pilíře a mostovka byly realizovány se systémy bednění DOMINO, TRIO a VARIOKIT. Pro obsluhu a bezpečnou práci na bednění pilířů byl nasazen systém MXK – pracovní lávky s lehkými konzolami a s žebříky.



**Bednění
Lešení
Služby**

www.peri.cz

