

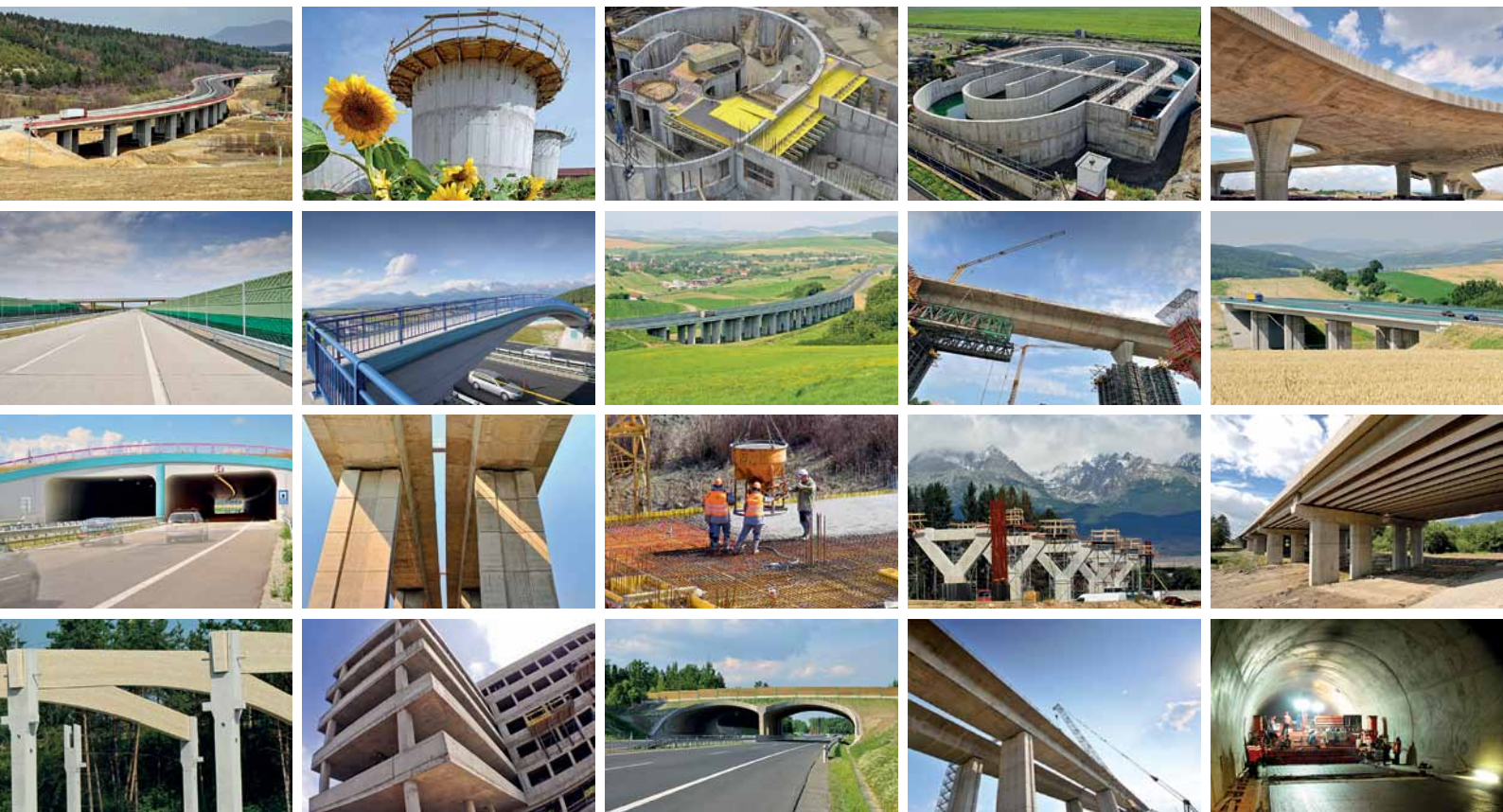
The Fourth International *fib* Congress and Exhibition, MUMBAI, INDIA



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



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 7, 04245 Košice
www.iske.sk

CESTY NITRA, a. s.
Murgašova 6, 94978 Nitra
www.cestynitra.sk

IS-LOMs.r.o.
08006 Vyšná Šebastová
www.islom.sk

- PROJEKTOVÉ,
- PRIESKUMNÉ PRÁCE
- KONZULTAČNO-INŽINIERSKÉ,
- EXPERTÍZNE A PORADENSKÉ
SLUŽBY,
- STAVEBNÝ DOZOR

- DIAĽNICE
- RÝCHLOSTNÉ CESTY
- MOSTY
- ŽELEZNICE
- TUNELY

ISO 9001
ISO 14001
OHSAS 18001
BUREAU VERITAS
Certification



Inžinierske stavby / Inženýrské stavby 6/2013

Ročník: 61

Vychádza: 6x ročne

Vyšlo: 11. 12. 2013

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, fax: 02/50 200 210

Redakcia

inzinierske-stavby@jaga.sk

Šéfredaktorka

Magdaléna Lukáčová, 02/50 200 232

magdalena.lukacova@jaga.sk

Inzercia

Juraj Vilkovský – produktový manažér

02/50 200 222, 0903 246 321

juraj.vilkovsky@jaga.sk

Ľudmila Prekalová, 0903 592 378

ludmila.prekalova@jaga.sk

Robert Hošťák, 0903 516 151

robert.hostak@jaga.sk

Katarína Lipovská, 0903 288 511

katarina.lipovska@jaga.sk

Martin Moravčík, 0903 873 005

martin.moravcik@jaga.sk

Jaroslava Omastová, 0903 245 665

jaroslava.omastova@jaga.sk

Martina Šuhajová, 0903 455 112

martina.suhajova@jaga.sk

Produkcia

Zuzana Drábová

zuzana.drabova@jaga.sk

Grafická úprava, sken

Pavol Halász, Photon, Mac Top

Jazyková úprava

Zuzana Kubalová, Milica Lacová, Kamila Hermannová

Tlač

AKONTEXT, 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

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. Za anglické preklady zodpovedajú autori príspevkov.

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.

www.media-sol.com

**Registrácia MK SR EV 175/08**

ISSN 1335-0846

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

Alfa 04, a. s.

Ďalšie číslo vyjde 7. 3. 2014

© JAGA GROUP, s. r. o.



10

**Mestská estakáda v Považskej Bystrici
In-town Flyover in Považská Bystrica**

20

**Obloukový most nad rýchlostní komunikací R1 u Nitra
Arch Bridge across the Expressway R1
near a City of Nitra**

160

**Prefabrikovaná železobetónová nosná konštrukcia – hangár Letiska M. R. Štefánika v Bratislave
Prefabricated Reinforced-Concrete Structural Framing – Hangar at M. R. Štefánik**

Vedecká rada

Predseda vedeckého výboru:

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.

Členovia:

Ing. Jozef Antol

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.

Ing. František Brlit

Ing. Zuzana Gimerská

Ing. Jaroslav Guoth

prof. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD.

Ing. Ľubomír Hrnčiar

prof. Ing. Igor Hudoba, PhD.

Ing. Martin Krížma, PhD.

Ing. Ján Kucharík, PhD.

Ing. Ľubomír Lašán

Ing. Miroslav Maťaščík

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD.

prof. Ing. Ľudovít Naď, PhD.

Ing. Peter Paulík, PhD.

Ing. Richard Púček

prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Redakčná rada

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Juraj Dančíšin

EUROVIA – Cesty, a. s.

Ing. Josef Fidler

SUDOP PRAHA, a. s.

Ing. Milan Gajdoš

Národná diaľničná spoločnosť, a. s.

prof. Ing. Ivan Gschwendt, DrSc.

Stavebná fakulta STU v Bratislave

prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc.

Stavebná fakulta STU v Bratislave

Mgr. Michal Halabica

Ministerstvo dopravy, výstavby

a regionálneho rozvoja SR

Ing. Václav Hořejší, MBA

ARCADIS CZ a. s.

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD.

Stavebná fakulta STU v Bratislave

RNDr. Ján Kato

Váhostav – SK, a. s.

Dipl. Ing. Ľudovít Kiripolszky

SEMELROCK STEIN+DESIGN Dlažby s. r. o.

Ing. arch. Gabriel Koczkáš

DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Ing. Pavol Kováčik, PhD., MBA

INŽINIERSTVO STAVBY, a. s.

Ing. Libor Mařík

IKP Consulting Engineers, s. r. o.

Ing. Miroslav Maťaščík

ALFA 04, a. s.

Ing. Dušan Mráz

Doprastav, a. s.

prof. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

ALFA 04, a. s.

Ing. Slavomír Podmanický

REMING Consult, a. s.

prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Stráský, Husty a partneři, s. r. o.

Ing. Ján Šedivý, CSc.

Slovenská cestná spoločnosť

prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Vlastislav Šlajs

STRABAG, s. r. o.

Ing. Roman Žembera

Slovenská správa ciest

Obsah / Contents

■ AKTUALITY / CURRENT NEWS

■ REALIZOVANÉ MOSTNÉ OBJEKTY / REALIZED BRIDGES

- 10** Mestská estakáda v Považskej Bystrici
In-town Flyover in Považská Bystrica
(M. Maťaščík, K. Táborská, M. Chandoga)
- 20** Oblukový most nad rýchlostní komunikací R1 u Nitry
Arch Bridge across the Expressway R1 near a City of Nitra
(T. Romportl, P. Kolenčík, M. Šandera, J. Stráský)
- 24** Most přes údolí Hostovského potoka, rychlostní komunikace R1
Bridge across the Hostovský Creek Valley, Expressway R1
(P. Novotný, J. Stráský, P. Klimeš)
- 30** Mosty v mimoúrovňovej križovatke Rudlová
Bridges at the Rudlová Interchange
(J. Kapsiarová)
- 36** Letmo montovaný most na rýchlostnej ceste R1 v úseku Selenec – Beladice
Segmental Balanced Cantilever Bridge between Selenec and Beladice of Expressway R1
(J. Guoth, V. Kvasnička)
- 40** Použitie spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie pri stavbe rýchlostnej cesty R1
Application of a Steel-Concrete Composite Structure as a Part of the R1 Highway Construction
(J. Jachan, M. Pekár)
- 46** Most na R1 nad cestou I/65, Čerešňovým potokom a poľnou cestou v km 15,850
Bridge on the R1 over the Road I/65, Čerešňový Stream and Field Road at km 15,850
(V. Engler, L. Borový, M. Knapík, I. Böhman)

■ MOSTY VO VÝSTAVBE / BRIDGES UNDER CONSTRUCTION

- 54** Mosty na úseku D1 Dubná Skala – Turany
Bridges of D1 Motorway Section Dubná Skala – Turany
(L. Hrnčiar)
- 58** Príprava a realizácia objektu 201 stavby Dubná Skala – Turany
Preparation and Erection of Structure 201 of the Dubná Skala – Turany Motorway Construction Project
(L. Hrnčiar)
- 62** Prefabrikovaná lávka z vysokohodnotného betónu
Precast Footbridge made of High Performance Concrete (HPC)
(M. Chandoga, A. Pritula, L. Hrnčiar, B. Kovalík, J. Ďugel, J. Motlík)
- 68** Mosty na diaľnici D1 v úseku Jánovce – Jablonov, I. úsek
Bridges on the D1 Motorway in Section Jánovce – Jablonov, Stage I
(R. Púček)
- 72** Diaľnica D1 Jánovce – Jablonov, I. úsek km 0,000 – 9,000
205-00 Most na diaľnici nad Iľašovským potokom v km 5,006 D1
D1 Motorway Jánovce – Jablonov, I. section from 0,000 to 9,000 km
205-00 Motorway bridge over Iľašovský Creek in 5,006 km of D1 Motorway
(T. Meľová, M. Šítek)
- 78** Spriahnutý ocelobetónový most na diaľnici D1 Jablonov – Studenec
Composite Steel-Concrete Bridge on the D1 Motorway in Section Jablonov – Studenec
(R. Púček, L. Bača)
- 82** Mostné objekty na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhost'
Bridges on R4 Expressway Section Košice – Milhost'
(J. Kopčák, M. Semančík)
- 88** Betónové konštrukcie na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhost'
Concrete Structures at Freeway R4 Košice – Milhost'
(M. Špak)

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

- 94** Mosty na modernizovanej železničnej trati v úseku Liptovský Hrádok – Paludza
Bridges of the Upgraded Rail Track between Liptovský Hrádok and Paludza
(K. Dobosz, V. Piták, P. Vyšlan)
- 99** Mosty na diaľnici D1 Prešov, západ – Prešov, juh
Bridges on the D1 Motorway Section Prešov, West – Prešov, South
(J. Kopčák, M. Semančík, V. Suchár)

■ VEDA A VÝSKUM / SCIENCE AND RESEARCH

- 104** Dodatočné zvýšenie šmykovej odolnosti bezprievlakových stropných dosiek
Additional Enhancing the Punching Shear Resistance of Flat Slabs
(J. Bilčík)
- 108** Experimentálne overovanie betónových prvkov zosilňovaných CFRP materiálmi
Full-Scale Testing of Concrete Elements Strengthened with CFRP
(K. Gajdošová, J. Brondoš, J. Bilčík)
- 113** Dlhodobé straty predpätia v prvkoch vyrobených z vysokohodnotného betónu
Longterm Prestress losses in Pretensioned Members Cast from HPC
(J. Halvoník, J. Dolnák)
- 118** Odolnosť a charakteristiky použiteľnosti zosilnených betónových lineárnych prvkov
Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements
(M. Krížma, M. Moravčík, J. Petržala, F. Bahleda)
- 124** Konštrukce s postupně budovaným příčným řezem
Bridges with Progressively Erected Cross Section
(J. Stráský, P. Novotný, M. Zich)
- 130** Inovatívny prístup k posúdeniu raného štádia základových dosiek, priemyselných podláh a cementobetónových krytov
Innovative Approach to the Assessment of Base Slabs, Industrial Floors and Concrete Pavements in early Stage
(M. Ignáčák, J. Šoltész)
- 134** Navrhovanie mostov s ohľadom na seizmické účinky
Metóda prekročenia deformácií
The Seismic Design of Bridges. Pushover Analysis
(V. Benko)

■ DIAGNOSTIKA A MONITORING BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ, MOSTOV A TUNELOV / DIAGNOSTICS AND MONITORING OF CONCRETE STRUCTURES, BRIDGES AND TUNNELS

- 138** Niektoré skúsenosti z dlhodobého monitoringu mostných konštrukcií budovaných technológiou letmej betonáže
Some Experiences from the Long-Term Monitoring on Bridges realised by Free Cantilever Method
(M. Moravčík, K. Dolinajová, F. Bahleda, J. Kucharík)
- 144** Dlhodobá a prevádzková napätosť extradosed závesov Mestskej estakády v Považskej Bystrici
Long Time Monitoring Force in the Stays at the Extradosed Bridge Viaduct in Považská Bystrica, Slovakia
(M. Chandoga, A. Jaroševič)
- 150** Poruchy cestných betónových tunelov a ich diagnostika
Damages in Concrete Road Tunnels and their Diagnostics
(J. Kucharík, L. Chalániová)

■ MATERIÁLY / MATERIALS

- 154** Vzduchopriepustnosť vysokohodnotného vláknobetónu
The Air Permeability of High Performance Fiber Reinforced Concrete
(P. Paulík, I. Hudoba)

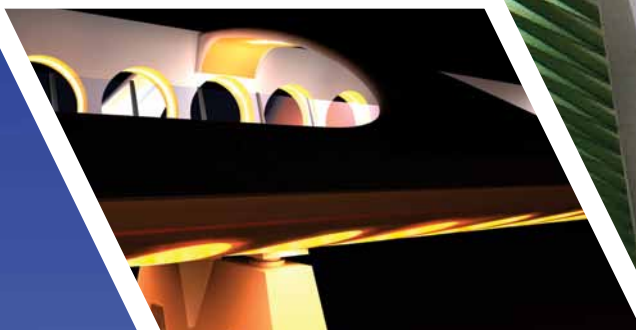
■ POZEMNÉ STAVBY, TUNELY, VOZOVKY / BUILDING CONSTRUCTIONS, TUNNELS, ROADS

- 160** Prefabrikovaná železobetónová nosná konštrukcia – hangár Letiska M. R. Štefánika v Bratislave
Prefabricated Reinforced-Concrete Structural Framing – Hangar at M. R. Štefánik
(P. Tekula, L. Lašán)
- 166** Železničný tunel Turecký vrch
Railway Tunnel Turecký vrch
(J. Kušnir, M. Gramblička, O. Hasík)

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

- 174** Rekonštrukcia oblúkového železobetónového mosta v Dolných Plachtinciach
Reconstruction of Reinforced Concrete Arch Bridge in Dolné Plachtince
(F. Brliť, Š. Choma)
- 180** Rekonštrukcia mosta na ceste I/59 ponad rieku Orava v meste Tvrdosín
Bridge Reconstruction on the Road I/59 over the River Orava in the Town Tvrdosín
(R. Pisarcík, J. Hanuliak)

RIEŠENIA PRE BUDUDÚCNOSŤ



ALFA⁰⁴

Alfa 04 a.s.
Jašíkova 6
821 03 Bratislava
www.alfa04.eu



Milan Chandoga

Predhovor

Foreword

Národná správa Betón na Slovensku 2010 – 2014 je v poradí šiestou publikáciou, ktorá popularizuje výsledky z projekčnej, realizačnej a výskumno-vývojovej oblasti za obdobie štyroch rokov medzi svetovými kongresmi *fib*. Nastávajúci 4. celosvetový *fib* kongres sa koná 10. až 14. februára 2014 v Bombaji.

Tak ako v minulosti, aj teraz Slovenský národný komitét *fib* plánoval usporiadať celoslovenskú konferenciu už v novembri 2013 a z najlepších príspevkov publikovaných na tejto konferencii zostaviť Národnú správu. Skorý termín konania kongresu, ale najmä pretrvávajúca kríza slovenského stavebníctva spôsobili, že napriek viacmešacnému úsiliu a podpore zo strany štátnej správy sme nedokázali pripraviť a realizovať konferenciu v takej kvalite, ako bývalo zvykom. Nedostatok zákaziek a aj nízke, niekedy až dumpingové, realizačné ceny sú tým, čo naše projekčné organizácie a stavebné firmy odradzuje od podpory týchto aktivít. Prejavuje sa to aj v minimálnej podpore technického vývoja a aplikovaného výskumu.

Príprava Národnej správy preto ostala na veľkom odhodlaní a úsilí úzkeho kruhu nadšencov zo Slovenského národného komitétu *fib* a pracovníkov vydavateľa časopisu Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, firmy JAGA GROUP, s. r. o.

Aj touto cestou by som sa rád poďakoval všetkým sponzorom, vďaka ktorým sme mohli Národnú správu vydať. Ďakujem aj všetkým autorom za starostlivú prípravu odborných príspevkov. Verím, že tak ako v minulosti, aj teraz bude táto naša Národná správa cenným historickým a študijným dokumentom a jej prezentácia na svetovom kongrese *fib* v Indii prispieje k pozitívnemu zviditeľneniu Slovenska v zahraničí.

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

The "Concrete in Slovakia 2010 – 2014" National report is the sixth publication which popularises the outcomes of the design, execution, research and trends area over the period of four years between the international *fib* congresses. The forthcoming 4th international *fib* congress will take place in Mumbai, India, from 10 to 14 February 2014.

As in the past also now the Slovak National Committee of *fib* has planned to hold the national conference already in November 2013 and to compile the National report of the best contributions published in this conference. The early date of taking place of the congress, but in particular the persisting crisis of the Slovakian building industry, have caused that in spite of an endeavour lasting a number of months and the support provided by the state administration we were not able to prepare and conduct the conference in such quality as was the custom. The lack of contracts as well as low, sometimes even dumping cost of the works are the factors that discourage our designing and construction companies from supporting these activities. It shows also in minimal support of technical development and applied research.

Therefore the preparation of the National report remained on great determination, drive and efforts of small group of enthusiasts from the Slovak National Committee of *fib* and the staff of the publisher of the Inžinierske stavby/Inženýrské stavby (Civil Engineering Works) magazine, the company JAGA GROUP Ltd.

Also in this way I would like to thank to all sponsors thanks to which we were able to publish the National report. I thank also to all authors for thorough preparation of professional contributions. I believe that same as in the past also now this our National report will represent a valuable historical and educational document and its presentation at the international *fib* congress in India will contribute to positive promotion of Slovakia abroad.

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

Nové samošplhacie debnenie na Slovensku



Výstavba II. diaľničného úseku D1 Jánovce – Jablonov vo východnej časti Slovenska na-

preduje, čoho výsledkom sú aj prebiehajúce práce na moste ponad rieku Lodina. Ide o najdlhší most na tomto úseku s dĺžkou 423 m. S výstavbou sa začalo už v auguste 2013 a je to prvý projekt na Slovensku, kde je nasadené samošplhacie debnenie Xclimb 60. Vďaka dvom zostavám tohto systému budú zhotovené tri piliere s výškou 45 až 55 m. Výhoda tohto debnenia spočíva v tom, že premiestnenie do ďalšieho betonárskeho záberu sa vykonáva bez žeriava, pomocou mobilných hydraulických komponentov. Systém je pri premiestňovaní vedený a zaistený na staveb-

nom objekte, čo umožňuje prácu aj pri horších poveternostných podmienkach. K bezpečnosti prispievajú aj veľké plošiny a integrovaný výstupový systém. Betónovanie bude prebiehať v 5-metrových výškových záberoch, pričom jeden záber trvá približne 7 dní. V kombinácii s nosníkovým debnením Top 50 sa dosiahnu požadované tvary a vzhľad pilierov. Táto časť diaľnice obíde mesto Levoča, Spišský Štvrtok, Spišský Hrhov, Klčov a Nemšany a súčasne skráti cestu medzi Popradom a Prešovom.

Zdroj: DOKA Slovakia, Debniaca technika

Druhý ročník soutěžní přehlídky THINK ARCH

Občanské sdružení Centrum české architektury vyhlásilo již druhý ročník THINK ARCH – přehlídky studentských prací a prací architektů do 40 let. Tématem letošního ročníku je udržitelnost a efektivnější využití materiálů a energie v architektuře.

Předmětem druhého ročníku přehlídky THINK ARCH jsou návrhy a realizace staveb, které vykazují prvky udržitelnosti, efektivnějšího využití materiálů a energie a zároveň kladou důraz na zvýšení kvality prostředí. Organizátoři hledají architektonicky kva-

litní a invenční práce, které jsou svou koncepcí přínosné pro životní prostředí a kvalitu vystavěného prostředí. Centrum české architektury oslovilo pedagogy a studenty českých a slovenských vysokých škol, aby přihlásili školní práce.

Protože cílem přehlídky je propagace „mladé“ a progresivní architektury, je druhá kategorie určena architektům do 40 let. „Máme za to, že právě tato věková skupina architektů po škole dnes potřebuje největší podporu. Proto jsme otevřeli i druhou kategorii,

kde předpokládáme účast zajímavých realizací,“ říká Kateřina Obrazová, sekretář soutěže z Centra české architektury.

Přehlídka bude v únoru 2014 pokračovat výstavou, kde budou představeny všechny přihlášené práce. Soutěžní přehlídka je vyhlášena v souladu se soutěžním řádem České komory architektů a její uzávěrka je 20. prosince 2013. Soutěžící mohou své práce přihlásit na webu www.thinkarch.cz.

Zdroj: Centrum české architektury

20. MEDZINÁRODNÁ ŠPECIALIZOVANÁ VÝSTAVA
VODNÉHO HOSPODÁRSTVA, HYDROENERGETIKY,
OCHRANY ŽIVOTNÉHO PROSTREDIA, KOMUNÁLNEJ
TECHNIKY A ROZVOJA MIEST A OBCÍ

aqua®



10. – 12. 6. 2014

Výstavisko Trenčín

EXPO CENTER a.s.
Pod Sokolicami 43, 911 01 Trenčín
tel.: +421-32-770 43 25

www.expocenter.sk



Ochranný náter na betónové plochy



Vysokokvalitné ochranné nátery s obsahom nanočastíc kremíka poskytujú dlhotrvajúcu ochranu betónu pred vonkajšími vplyvmi vrátane ochrany pred chemikáliami alebo oderom. Sú vyvinuté a vyrábané v Nemecku stopercentnou nanotechnológiou.

Vďaka kovalentnej väzbe s povrchom a zmesi aktívnych prímies sa betón stáva odolnejším ako pri konvenčných náteroch na betón a je trvalo chránený. Vďaka tomu sa stáva silne hydrofóbnym a olejofóbnym, je účinne chránený pred organickými aj anorganickými kontaminantmi.

Tento náter je vhodný do akýchkoľvek vonkajších alebo vnútorných betónových plôch, pohľadových betónov, kamenných obkladov alebo betónových podláh, pričom je odolný nielen proti vode a olejom, respektíve masťnate, ale aj chemikáliám s pH od 2 až do 14. Jeho čistenie je jednoduché a nenáročné. Hrúbka sa v prípade transparentného náteru pohybuje okolo 60 až 100 μ, v prípade farebného náteru alebo náteru s použitím skleneného piesku okolo 300 a viac μ. Systém sa dá aplikovať priemyselne alebo priamo na stavbe na hotové dielo a môže byť upravený a dodaný na základe individuálnych potrieb vrátane voliteľného lesku, farby alebo stupňa UV ochrany.

Zdroj: NANOTRADE SK

Pozvánka na odborný seminář Olšanka 2014

ARCADIS CZ a. s., divize Geotechnika pořádá společně s Českou silniční společností již 18. odborný geotechnický seminář

Úpravy zemin při zemních pracích na pozemních komunikacích

dne 26. 2. 2014 v kongresovém centru hotelu Olšanka v Praze 3

Odborným garantem semináře je Ing. Vítězslav Herle ze společnosti ARCADIS CZ a. s., divize Geotechnika.

Seminář je určen především projektantům inženýrských a dopravních staveb, pracovníkům investorských organizací a zhotovitelských stavebních firem, inženýrským geologům i geotechnickým specialistům. Seminář je zařazen do projektu celoživotního vzdělávání ČKAIT a bude hodnocen jedním kreditním bodem. Součástí semináře bude doprovodná výstavka odborných firem.

Na semináři bude předneseno osm příspěvků včetně přednášek dvou významných zahraničních odborníků:

Soil treatment in Europe: development, last improvements, European standardization

(Úprava zemin v Evropě: vývoj, poslední inovace, zpracování evropské normy)

Daniel Puiatti, DPST Consulting, France

Experience with lime treated soils in Slovenia (Zkušenosti s vápnem upravenými zeminami ve Slovinsku)

Ing. Ana Petkovšek, University of Ljubljana, Slovenia

Obě přednášky budou předneseny v angličtině s překladem do češtiny.

Pozvánky včetně závazných přihlášek budou rozesílány během ledna 2014. Více informací najdete na www.arcadis.cz



**ODBORNÉ KNIHY A ČASOPISY
Z OBLASTI STAVEBNÍCTVA A ARCHITEKTURY**

KNÍHKUPECTVO JAGA

Budova Stavebnej fakulty STU, Ul. Imricha Karvaša 2, Bratislava

Otvorené: pondelok – piatok, 9.00 – 16.00 hod., tel.: 02/529 259 89, e-mail: knihkupectvo@jaga.sk, web: www.jagastore.sk



KANCELÁRIE NA PRENÁJOM

Administratívna budova v lokalite Bratislava IV

Budova
skolaudovaná
11/2009

Kancelárske priestory na prenájom sa nachádzajú v budove so štyrmi podlažiami v štandarde A. Komfort budovy je okrem iného zabezpečený možnosťou garážového státia, výťahom, samostatnou recepciou, klimatizáciou, centrálnym vysávačom a bezpečnostným, prístupovým a dochádzkovým systémom.

Budova sa nachádza v Bratislave na Lamačskej ceste, bezprostredne za výjazdom z tunela Sitina, s vynikajúcim dopravným napojením na diaľnicu a tiež smerom do centra. V tesnej blízkosti budovy sú zastávky MHD a neďaleko je obchodný dom Tesco.

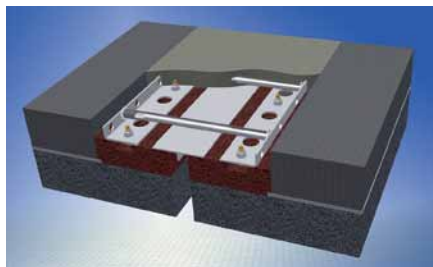


K dispozícii ešte priestory s rozlohou do 150 m² | Kontakt: tel.: +421 911 091 225, e-mail: diana.ho-chi@jaga.sk

Novinky spoločnosti Reisner & Wolff Slovensko, s. r. o.

POLYFLEX® Advanced PU

POLYFLEX® Advanced PU je elastický zálievkový mostný záver na mosty s malými dilatnými pohybmi do 100 mm, založený na báze elastických polymérov. Použitím nových materiálov sa potlačili nevýhody bitúmenových zálievkových mostných záverov.



POLYFLEX® Advanced PU

Výhody použitia

Výhodami sú vysoká životnosť, vysoký jazdný komfort, nízka hladina hluku, absolútna vodotesnosť a bezúdržbovosť. Je vhodný na novostavby, ako aj rekonštrukcie. Montáž záveru je možná pri teplotnom rozpätí +5 až +35 °C. Je charakteristický vysokou oteruvzdornosťou (nevytvárajú sa koľaje), chemickou odolnosťou proti kyselinám, zásadám a soľam a nie je potrebný otvor (tzv. kapsa) na kotvenie nosnej konštrukcie. Zá-

ver možno montovať aj po vytvorení vozovky. Dajú sa zhotoviť akékoľvek varianty záverov, prevýšenia, sklony, spoje T a X.

MPE® – klzný materiál na mostné ložiská odolný proti opotrebeniu

MPE® (modifikovaný PolyEtylén) je termoplastický materiál s extrémne dlhými reťazcami a veľmi vysokou hustotou, extrémne odolný proti brúseniu a chemicky stály. Zatiaľ sa používa pri kalotových ložiskách, pričom v budúcnosti nahradí PTFE pri všetkých ostatných typoch klzných ložísk.



MPE®

Výhody použitia v klzných ložiskách

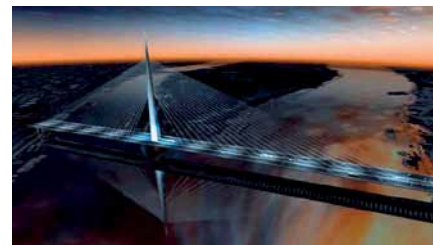
Výhodou MPE® je nízky súčiniteľ trenia od 2 do maximálne 8 %. Teplotný rozsah je od -50 do +50 °C. Nenastáva žiadne tečenie materiálu z MPE pod stálym zaťažením. Je protikladom k PTFE (tvarovanie za studena). V porovnaní s PTFE (90 MPa) je jeho tlakové

zaťaženie omnoho vyššie – až 180 MPa. Materiál je extrémne oteruvzdorný a odolný proti opotrebeniu (aj pri klzných dráhach Σ50 km). Z hľadiska životnosti mostných ložísk neexistuje nijaký obmedzujúci faktor. Vďaka použitiu materiálu z MPE je možná redukcia rozmerov ložiska pri použití betónu nad C30/37.

Normy, osvedčenia, certifikáty

Spoločnosť Reisner & Wolff Slovensko, s. r. o., je držiteľom Európskeho technického schválenie (ETS). Pre kalotové ložiská s MPE® jej bolo udelené Európske technické osvedčenie ETA-018/0106. Ďalšie žiadosti a osvedčenia týkajúce sa ostatných klzných ložísk s MPE® sa momentálne pripravujú alebo sú v procese schvaľovania.

Podrobnejšie informácie sú dostupné na webovej stránke www.rwsl.sk.



Kalotové ložiská s MPE® na moste cez rieku Sáva v Belehrade (pre $V_2 = 107\,000$ kN)

10.

FÓRUM KOĽAJOVEJ DOPRAVY 10TH FORUM OF RAIL TRANSPORT

18. – 19. marec 2014

Hotel DoubleTree by Hilton, Bratislava

WWW.REMING.SK/10FKD

PSKD
Prevádzka a stavby koľajovej dopravy

ŽSR

REMING
CONSULT A.S.

ÚSSD
Ústredie Slovenských (regiónových, komunálnych a miestnych) spoločností v doprave



členovia skupiny



na Slovensku

**"Spojenie tradície a inovácie"**

Nové riešenia na základoch tradičných hodnôt

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

Inžinierske stavby, a. s.

Priemyselná 7, 04245 Košice
www.iske.sk

CESTY NITRA, a. s.

Murgašova 6, 94978 Nitra
www.cestynitra.sk

IS-LOMS, r. o.

08006 Vyšná Šebastová
www.islom.sk



Construcción

REFERENČNÉ STAVBY dodávaných debniacich technológií alebo ich častí:

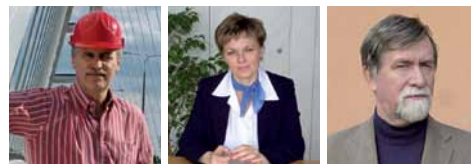
- 2009** Mestská estakáda Považská Bystrica
• SO 206-01b
R1 ŽARNOVICA – ŠÁŠOVSKÉ PODHRADIE, I. ETAPA
• SO 209
ČOV Námestovo
- 2010** R1 ŽARNOVICA – ŠÁŠOVSKÉ PODHRADIE,
Most nad cestou I/50
Križovatka Stupava – juh na diaľnici D2,
• SO 211, SO 212
ČOV Senec, Filáková, Závadka
nad Hronom
- 2011** R4 KOŠICE – MILHOŠŤ
• SO 206, Pilier
Obchvat Banskej Bystrice mostové konšt.
• SO 212, SO 213, SO 221
Obchvat Trnavy mostové konšt.
• SO 203, SO 204, SO 205
Rekonštrukcie mostov Nemecká, Liptov
- 2012** A1 RZESZÓW – JAROSLAW (PL)
• WA 3, MA/PZ 72, MA/PZ 78
DIAĽNICA D1 FRIČOVCE – SVINIA
• SO 207, SO 214
ČOV Štúrovo, Jesenské, Holíč
- 2013** DIAĽNICA D1 JÁNOVCE – JABLONOV, I. ÚSEK
• SO 203, SO 204
DIAĽNICA D1 JÁNOVCE – JABLONOV, II. ÚSEK
• SO 212, SO 213, SO 219
DIAĽNICA D1 FRIČOVCE – SVINIA
• SO 204, SO 206, SO 209, SO 212
DIAĽNICA D1 DUBNÁ SKALA – TURANY
• SO 201, SO 207, SO 212, SO 218, SO 221,
SO 222, SO 224, SO 225, SO 227
I/61 TREŇČÍN MOST
• SO 202, SO 203, SO 204
ČOV Bučany, Čaklov, Neded, Dubnica, Senica

ULMA Construcción SK, s.r.o.

Komplexné riešenie pre každú stavbu

ULMA Construcción SK, s. r. o. • Bojnická 20, 831 04 Bratislava • www.ulma.sk • www.ulma-c.com

Miroslav Maťašík – Katarína Tábořská – Milan Chandoga



Mestská estakáda v Považskej Bystrici

In-town Flyover in Považská Bystrica

Mestská estakáda v Považskej Bystrici je dominantným objektom posledného úseku slovenskej severojužnej diaľnice D1 spájajúcej Bratislavu, hlavné mesto Slovenskej republiky, s mestom Žilina. Ide o prvý diaľničný most na Slovensku, ktorého nosná konštrukcia nesie celý štvorpruhový diaľničný profil. Nosná konštrukcia typu extradosed je z monolitického, dodatočne predpätého betónu, vybudovaná metódou letnej betonáže.

Tento „mostný“ variant vedenia diaľnice D1 cez mesto Považská Bystrica bol počas projektovanej prípravy stavby mnohokrát konfrontovaný s tunelovými variantmi a vo všetkých posudkoch od domácich aj zahraničných expertov bol vyhodnotený ako najvhodnejší. Mestská estakáda je svojou dĺžkou 968,73 m najdlhším mostným dilatčným celkom na Slovensku. Most má 10 polí a jeho hlavné polia majú rozpätie 122 m. Rozpätia polí, teda aj polohy podpier, boli limitované hlavnými premostovanými prekážkami. Mestská estakáda je prvým diaľničným mostom na Slovensku, ktorého nosná konštrukcia nesie celý štvorpruhový diaľničný profil a nosnú konštrukciu v priečnom smere podopiera iba jedna podpera.

História projektu

Kuriozitou tohto mosta je, že takmer počas celého obdobia projektovanej prípravy bola navrhnutá iná koncepcia jeho konštrukčného riešenia a technológie výstavby, než akou sa toto dielo nakoniec realizovalo. Od prvých hodín práce na projekte mosta mal projektant jednoznačný zámer budovať jeho nosnú konštrukciu technológiou vysúvania. Dôvodom bola snaha v minimálnej miere zasiahnuť výstavbou mosta do života mesta.

Hlavným nosným prvkom nosnej konštrukcie mala byť mohutná komora. Mostovku po oboch stranách komory mali podopierať šikmé tyčové vzpery, ktoré mali v podhlade mosta tvoriť priehradový nosník a popri statickej funkcii spoluvytvárať aj zaujímavý neštandardný vzhľad tohto mosta. Vnútri komory by boli umiestnené ďalšie tyčové ťahadlá, ktoré by zabezpečovali prenos síl do závesov. V pozdĺžnom smere sa mala nosná konštrukcia hlavných polí niesť systémom závesov kotvených v siedmich pylónoch. Pylóny a závesy mali byť umiestnené v jednej rovine v osi diaľnice.

Toto konštrukčné riešenie v kombinácii s už spomínaným veľkým rozpätím polí malo zabezpečiť, že do profilu mosta pod estakádou bude osadené minimum novej hmoty a nezatarasí sa tak priehľad pod mostom. Takisto by to umožnilo do plne nevyužitého priestoru pod mostom preložiť existujúcu štátnu cestu a tým odľahčiť centrum mesta od automobilovej dopravy.

Vysúvanie konštrukcie s rozpätím poľa 122 m má však svoje materiálové limity. Bol zavrhnutý variant z predpätého betónu s dočasnými podperami (museli by sa umiestniť do križovatky, ktorá musela byť počas výstavby v prevádzke, a tiež do toku riek Váh). Na vysunutie bez dočasných podpier prichádzala do úvahy iba oceľová konštrukcia, respektíve spriahnutá konštrukcia (oceľové hlavné nosníky,

The “In-town Flyover” in Považská Bystrica is a dominant structure of the last section of the Slovakian north-south D1 motorway connecting Bratislava, the capital city of the Slovak Republic, with the town of Žilina. The in-town flyover is the first motorway bridge in the Slovak Republic the superstructure of which carries the whole four-lane motorway profile. The superstructure is formed by extradosed type of structure of cast-in-situ concrete, which was executed by the balanced cantilever construction method.

During the project design preparation stage this “bridge” variant of routing the D1 motorway through the town of Považská Bystrica was confronted many times with the “tunnel” variants and it was stated to be the best – the preferred – variant in all assessment reports issued by Slovak as well as foreign experts. With its length of 968.73 meters, this in-town flyover (viaduct) is the longest construction (dilatation) unit bridge structure in the Slovak Republic. The bridge is a 10-span structure and the length of its main spans is 122 m. The spans length, and therefore also the position of piers, were limited by the main obstacles to be bridged. The in-town flyover is the first motorway bridge in the Slovak Republic, the superstructure of which is carrying the full four-lane motorway profile and which is supported, in the transverse direction (crosswise), only by means of one bridge pier.

The project history

This bridge’s curiosity is the fact, that other different conception of solution for its structural design and construction’s technology has been proposed during almost whole period of design preparation than the one that was finally implemented. Since the first hours of the bridge design work the designer’s intention was clear – to construct the bridge superstructure by the “incremental launching” construction method. The reason was the ambition to “annoy the life in the town” by the bridge construction to the minimum possible extent.

The main load-carrying member of bridge superstructure was supposed to be a huge box girder. The bridge deck along the both sides of box girder was to be braced by means of skew struts, which should form in the bridge view from below an open-web (lattice) girder and were supposed, in addition to the function of statics, to form also an interesting atypical “appearance” of this bridge. Additional tie rods positioned inside the box girder should provide the transfer of forces into stay cables. In the longitudinal direction the main spans superstructure was supposed to be stayed by a system of stay cables (stays) anchored in 7 pylons. The pylons and the stays were to be positioned in one level within the motorway centre line.

This structural design in combination with already mentioned large length of spans were to ensure that there would be a minimum of the “new mass” erected in the town’s profile under the flyover and thus the view-through under the bridge would not be heavily obstructed. It would also enable to relocate the existing national road into the fully non-utilizable area under the bridge and thus relieve the city centre from the vehicular traffic.

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

Ing. Katarína Tábořská, Alfa 04, a. s., Jašíkova 6, 821 03 Bratislava, tel.: +421 2 48291244, e-mail: taborska@alfa04.sk

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD., PROJSTAR – PK, s. r. o., Nad ostrovom 1, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: milan.chandoga@stonline.sk



Obr. 1 Estakáda Považská Bystrica počas prevádzky
Fig. 1 The In-town Flyover in Považská Bystrica in traffic

betónová mostovka). Vysoká cena ocelevej ortotropnej mostovky však definitívny výber spriahnutej nosnej konštrukcie uľahčila.

Analyzoval sa variant spriahnutej nosnej konštrukcie vysúvaný pomocou vyvesovania konštrukcie cez montážnu vežu. Najprv sa zvažovala štandardná kombinácia montážnej veže a dlhého výsuvného nosa. Úspornejším sa nakoniec ukázal neštandardný variant, v rámci ktorého by sa v štádiu vysúvania použili definitívny pylón so závesmi, montážna veža a krátky výsuvný nos.

Opísaný variant Mestskej estakády sa v čase svojho vzniku javil ako elegantné riešenie z hľadiska architektúry aj spôsobu realizácie a priaznivé ukazovatele spotreby materiálu ho posúvali do polohy atraktívnej aj pre budúceho zhotovovateľa.

Realizované riešenie Mestskej estakády

Vzhľadom na to, že diaľnica D1 vedená po mestskej estakáde pretína mesto Považská Bystrica blízko jeho centra, administratívno-právna príprava tejto stavby bola veľmi komplikovaná. Začiatok stavby bol niekoľkokrát odsunutý, ukončenie stavby však nebolo možné posúvať vzhľadom na prísne pravidlá jej financovania z fondov Európskej únie.

Uvedené okolnosti spôsobili, že investor stavby stanovil čas realizácie na 20 mesiacov. A limitujúcim objektom tejto stavby bola práve Mestská estakáda.

Taký „prísny“ čas výstavby nebolo možné zabezpečiť ani takou progresívnou technológiou výstavby, akou je vysúvanie. Muselo sa siahnúť po technológii, ktorá by umožnila budovať nosnú konštrukciu estakády na viacerých úsekoch súčasne. Tou bola mostárska klasika – predpätý betón a letmá betonáž. Technológia letmej betonáže navyše musela byť použitá v extrémnej forme – muselo sa nasadiť naraz sedem párov betónovacích vozíkov.

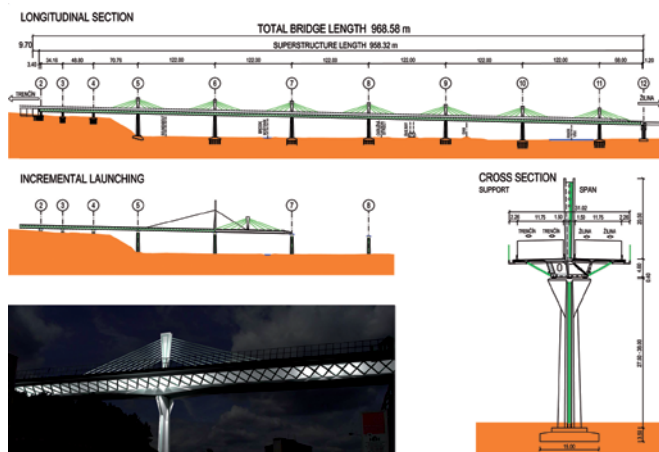
However, to launch a structure with span length of 122 m has its limits from a material point of view. The variant with superstructure spans of prestressed concrete with temporary piers (it would be necessary to situate them within the roundabout junction area, which had to be maintained in service – open to traffic – during the construction works, as well as within the Váh river bed) was discarded. The only possible solutions that could be considered for launching the structure without temporary piers were the steel structure or the composite structure (steel main girders, concrete deck). But the high cost of the steel orthotropic bridge deck had made the final selection – the composite bridge superstructure – easier.

We have analyzed the variant of launched composite bridge superstructure aided by staying the structure through the erection tower. First we have considered the standard combination of the erection tower and long extendable nose. Eventually, the more cost effective variant showed to be the non-standard variant, when the final pylon with stays, the erection tower and the short extendable nose would be used in the stage of launching.

At the time of its origination the described variant of in-town flyover appeared to us as an elegant solution both, from the architecture, as well as the construction method points of view, and the favorable indices of materials consumption were shifting it into a position attractive also for the future Contractor.

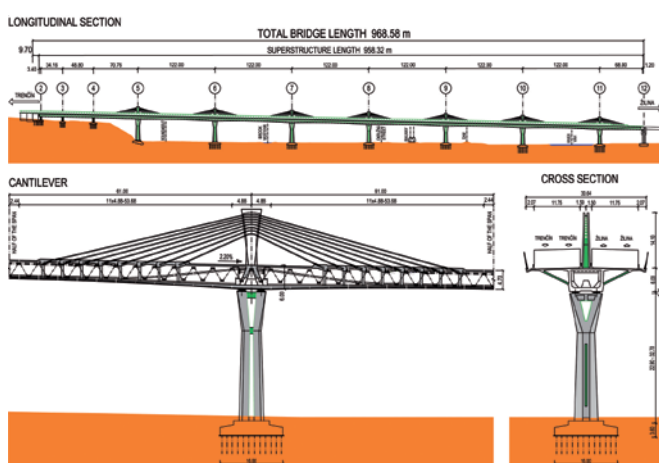
The implemented engineering design of the in-town flyover

Whereas the D1 motorway is situated on the in-town flyover and it “intersects” the town of Považská Bystrica in the vicinity of its centre, the administrative and legal preparation of this construction project was very complicated. The commencement of construction was



Obr. 2 Estakáda Považská Bystrica – variant Vysúvanie

Fig. 2 The In-town Flyover in Považská Bystrica – variant Incremental launching



Obr. 3 Estakáda Považská Bystrica – variant Letmá betonáž

Fig. 3 The In-town Flyover in Považská Bystrica – variant Cantilever method

Zásadná zmena koncepcie tejto Mestskej estakády si vyžiadala aj mimoriadne nasadenie projektového kolektívu, ktorý musel v rekordne krátkom čase pripraviť úplne nový projekt tohto technicky veľmi náročného mostného diela. Ako bola nakoniec Mestská estakáda realizovaná, sa dozvieme z ďalšieho textu.

Nosná konštrukcia estakády je spojený 10-poľový nosník s celkovou dĺžkou 958,32 m s rozpätiami poľí 34,16 + 48,80 + 70,76 + 6 × 122,00 + 68,00 m. Nosnú konštrukciu tvorí mohutná komora vysoká 4,70 až 6,00 m, mostovkovú dosku širokú 30,40 m nesúcu celý štvorpruhový profil diaľnice podopierajú prefabrikované železobetónové tyčové vzpery. Nosná konštrukcia je z dodatočne prepätého monolitického betónu C 45/55. V osi konštrukcie je umiestnený systém káblov typu

postponed a number of times, however it was not possible to postpone the completion of construction because of the strict rules of its financing from funds of the European Union.

The said facts had caused that the project Contracting Authority has set the term for the construction implementation to be 20 months. And the limiting structure of the whole motorway section was exactly the In-town Flyover.

So, a strict construction period could not be ensured even not by using a progressive construction method as the “incremental launching” is. It was necessary to apply to the construction method that would enable to construct the flyover superstructure simultaneously on several sections.

And so we had to resort to “bridge-builder’s classics” – the prestressed concrete and the balanced cantilever construction method.

In addition, the “balanced cantilever” construction method had to be applied in an extreme form – there had to be 7 pairs of concreting form-travellers used at the same time.

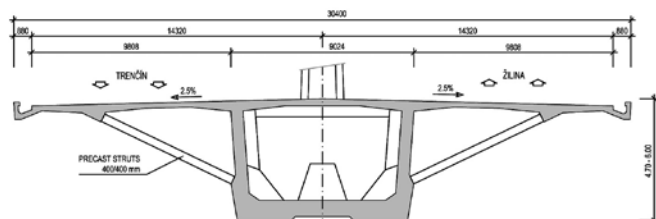
Such fundamental change in this In-town Flyover concept has required also extraordinary efforts from the side of the design-preparation team which had to prepare a completely new engineering design of this technically very difficult bridge in record-breaking short time.

How the In-town Flyover has finally been implemented, describes the following text.

The flyover superstructure is a continuous 10-span girder with the overall length of 958.32 m, with spans length 34.16 + 48.80 + 70.76 + 6 × 122.00 + 68.00 m. The superstructure is formed by huge box girder with the depth varying from 4.70 up to 6.00 m, the 30.40 m wide deck slab carrying the full four-lane motorway profile is braced by means of precast reinforced-concrete bar struts. The bridge superstructure is constructed of grade C 45/55 post-tensioned cast-in-situ concrete. There is a system of extradosed (ED) stay cables situated within the structure centre line, which are routed through 7 pylons with the height of 14 m. The fan of external cables consists of 8 radially arranged stay cables (37 strands with diameter $L_s 15.7/1860$), which are routed above the pylon inside a saddle with the anchor pin, which prevents the cables from slipping.

The flyover substructure is formed by 2 types of piers. The piers under pylons are 34.00 m high and they are formed by a pair of perforated walls of complicated shape, which takes into account the high demand for the Works aesthetics but takes into consideration also the requirements related to the bridge superstructure construction method. The pier shape and the steel beams, which were temporarily inbuilt in it, enabled very effectively (and fancily as well) to deal with two neuralgic problems with regard to the superstructure construction, namely the superstructure starter section (hammerhead) construction method and the stabilization of balanced cantilever during the superstructure construction. The implemented shape of piers enabled to construct the hammerhead as well as the whole balanced cantilever without the need for auxiliary supporting towers (Fig. 5, 6). The hammerhead formwork was supported with two steel girders anchored in the pier cap, the balanced cantilever was stabilized during the construction by means of placing the structure on 4 bearings on each “pylon” pier. The required level of safety was provided

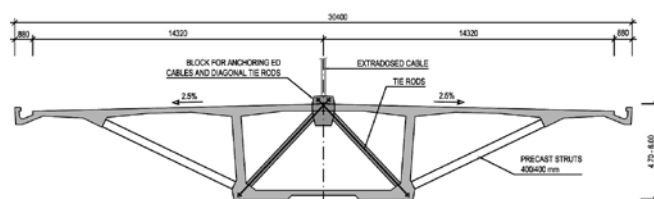
Cross section – hammerhead axis



Obr. 4 Estakáda Považská Bystrica – charakteristický priečný rez

Fig. 4 The In-town Flyover in Považská Bystrica – characteristic cross sections

Cross section – block for anchoring ed cables and diagonal tie rods





Obr. 5 Příprava debnenia zárodku
Fig. 5 Prepare of the hammerhead formwork

extradosed (ED), tie sú vedené cez sedem pylónov s výškou 14 m. Vejár externých káblov sa skladá z ôsmich radiálne usporiadaných káblov (37 lán s priemerom $L_s 15,7/1\ 860$), ktoré sú nad pylónom vedené v sedle so zarážkou zabráňujúcou ich prekážaniu.

Spodnú stavbu estakády tvoria dva typy podpier. Podpery pod pylónmi majú výšku až 34,00 m a tvoria ich dvojica perforovaných stien s komplikovaným tvarom, ktorý zohľadňuje nielen vysoké nároky na estetiku diela, ale aj požiadavky súvisiace s technológiou výstavby nosnej konštrukcie. Tvar podpery a prvky, ktoré sa v ňom dočasne zabudovali, umožnili veľmi efektívne (a aj efektne) riešiť dva neuralgické problémy vo výstavbe nosnej konštrukcie, a síce spôsob realizácie zárodka nosnej konštrukcie a stabilizáciu vahadla počas výstavby nosnej konštrukcie. Realizovaný tvar podpier umožnil budovať zárodok aj celé vahadlo bez potreby pomocných podperných veží (obr. 5 a 6). Debnenie zárodka podopierali dva oceľové nosníky ukotvené v hlavici podpery, vahadlo bolo počas výstavby stabilizované uložením konštrukcie na štyri ložiská na každej pylónovej podpere. Požadovaný stupeň bezpečnosti bol zaistený dočasným pripnutím nosnej konštrukcie do podpier pomocou predpínacích tyčí.

Vo vizuálne oddelenej časti estakády na kopci nad mestom, kde je nosná konštrukcia vedená nízko nad terénom, sú umiestnené dve stenové podpery a krajná opora s neštandardným tvarom.

V ich tvare sa zopakovali niektoré motívy z tvaru hlavných podpier. Všetky podpery sú založené na mikropilotoch, okrem podpery 5, kto-

ed for by temporary fastening of the bridge superstructure to piers by means of prestressing bar anchors.

The 2 wall-shaped piers and the abutment of non-standard shape are situated in visually separated part of the flyover on the hill above the town, where the bridge superstructure is situated close to the ground. Certain motifs from the shape of the "main" piers are repeated in their shape. All piers are founded on micropiles, with the exception of pier N°5, the foundations of which are constructed in form of spread (shallow) foundations. The bottoms of piers foundations were situated very shallow, by means of which it was achieved that the foundations were situated mostly above the groundwater table, which considerably simplified the works related to the construction of foundations as well as the spread footing. It resulted also in significant simplification of foundation pits sheeting.

Due to the already described reasons, the bridge superstructure was constructed mostly by the "free cantilever" construction method (7 balanced cantilevers over the piers N°5-11), the two spans on the town's beginning were constructed on the stationary falsework. Each balanced cantilever is formed by the starter section (hammerhead), 9.76 m long, $2 \times 11\ 4.88$ m long segments and the connecting mid-span segment. The segments were concreted in one go within the whole bridge superstructure cross section and they were prestressed already after 24 hours after concreting. A special concrete mix with reduced volume of water, increased share of larger-size frac-



Obr. 6 Estakáda Považská Bystrica počas výstavby
Fig. 6 The In-town Flyover in Považská Bystrica during construction

rá je založená plošne. Ich základové škáry sú umiestnené veľmi plytko, čím sa docielilo, že boli prevažne nad hladinou spodnej vody. To značne zjednodušilo práce na zakladaní aj realizácii základových dosiek. Výrazne sa tým zjednodušilo paženie základových jám.

Nosná konštrukcia sa z už opísaných dôvodov budovala prevažne technológiou letmej betonáže (sedem vahadiel nad podperami 5 až 11), dve krátke polia na začiatku mesta sa budovali na statickej skruži. Každé vahadlo tvoria zárodok s dĺžkou 9,76 m, 2×11 lamel s dĺžkou 4,88 m a zmonolitujúca lamela. Lamely sa betónovali naraz v celom profile nosnej konštrukcie mosta a predpínali sa už po 24 hodinách po betonáži. S cieľom dosiahnuť potrebné pevnosti be-

tions of aggregate and higher content of cement, was developed in order to achieve the required concrete strength at prestressing and the required modulus of elasticity of concrete limiting the deformations of the bridge superstructure during the construction.

In view of the required extreme rate of progress of construction works (1 segment in 8 – 9 days) there were openings left out in upper deck in segments, in which the ED cables are anchored, into which the blocks for anchoring the ED cables were concreted only additionally. Additionally concreted were also the diagonal tie rods, which were anchored in girders and anchor block by means of prestressing bar anchors. The transfer of forces from the upper deck



Obr. 7 Z výstavby
Fig. 7 Bridge construction





Obr. 8 Estakáda Považská Bystrica – mesto počas výstavby
Fig. 8 The In-town Flyover in Považská Bystrica – the town during construction

tónu pri predpínaní a moduly pružnosti betónu obmedzujúce deformácie nosnej konštrukcie počas výstavby bola vyvinutá špeciálna betónová zmes so zníženým obsahom vody, zvýšeným podielom väčších frakcií kameniva a vyšším obsahom cementu.

Vzhľadom na požadované extrémne tempo výstavby (jedna lamela za 8 až 9 dní) sa v lamelách, v ktorých sú kotvené ED káble, vynechali otvory v hornej doske, do ktorých sa až dodatočne dobetónovali bloky na kotvenie ED káblov. Dodatočne sa tiež betónovali diagonálne tyčové ťahadlá, ktoré sa do trámov a kotviaceho bloku ukotvili predpínacími tyčami. Prenos síl z hornej dosky cez trámy, dolnú dosku a diagonálne ťahadlá do kotvy ED káblov je analogický ako pri väčšine zavesených mostov so strednou rovinou závesov.

ED káble dodala firma Dywidag. Každý z týchto voľných káblov je zložený z 37 lán, ktoré sú vedené cez sedlo pylónu. V úseku prechodu cez sedlo sa z lán odstránil ochranný obal a láná sa zainjektovali, čím sa zabezpečil prenos nevyrovnaných síl v ED kábloch do pylónu. Do nosnej konštrukcie sa ED káble ukotvili kotvami DynaGrip. Opísané konštrukčné riešenie ED káblov umožňuje ich výmenu. Maximálne napätie v ED kábloch neprekračuje 60 % medze pevnosti lán.

Horná doska nosnej konštrukcie je v pričnom smere predopnutá 4-lanovými káblami, ktoré majú striedavo na jednom konci pasívnu a na druhom konci aktívnu kotvu.

Statické pôsobenie mosta sa počas výstavby viackrát menilo. Všetky zmeny statického pôsobenia sa museli zohľadniť v návrhu ložísk. Niektoré ložiská až štyrikrát menia svoju funkciu, preto je ich konštrukčná skladba atypická. Použili sa štandardné hrncové ložiská doplnené neštandardnými konštrukčnými prvkami. Zmeny funkcie ložísk sú zabezpečené použitím pomocnej spodnej klznej dosky a blokov striedavo uvoľňujúcich a fixujúcich hornú a dolnú klznú rovinu ložiska. Po zmonolitnení celej nosnej konštrukcie bola funk-



Obr. 9 Vozíky letmej betonáže
Fig. 9 Concreting form-travellers

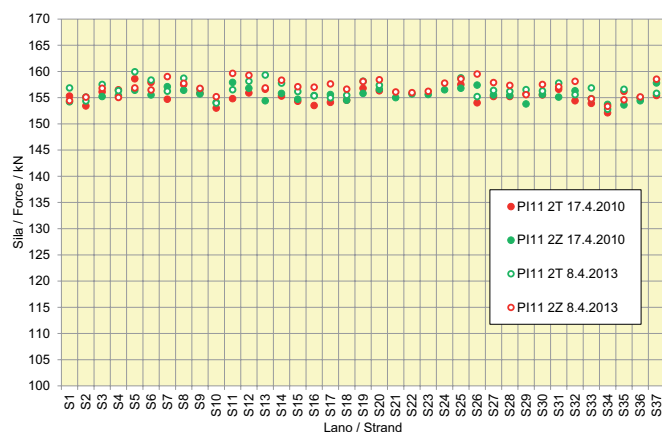
through girders, the lower deck and the diagonal tie rod into the anchorage of the ED cables is analogous as in case of the majority of cable-stayed bridges with the mid level of stay cables.

The ED cables were supplied by the company Dywidag. Each of these external stay cables is formed by 37 strands which are routed through the pylon saddle. In the section of passage through the saddle the strands were stripped of the protective sheathing and they were grouted, by means of which the transfer of unequal forces inside the ED cables to the pylon was provided for. The ED stay cables are anchored to the bridge superstructure by means of DynaGrip anchorages. The above described constructional solution of ED cables enables their replacement. The maximum stress in ED cables does not exceed 60% of the strands ultimate (breaking) strength.



Obr. 10 Estakáda Považská Bystrica – skúšobný segment
Fig. 10 The In-town Flyover in Považská Bystrica – testing segment





Obr. 11 Sily v lanách závesov č. 2T, 2Z – pylón č. 11 po záverečnej rektifikácii dňa 17. 4. 2010 a pri kontrole dňa 8. 4. 2013

Fig. 11 Strand forces on cable stay No. 2T, 2Z – pylon No. 11 after final rectification on 17. 4. 2010 and during checking measurement on 8. 4. 2013

cia ložísk upravená tak, že most má po štyri pevné ložiská na dvoch stredných podperách, čo spoľahlivo zabezpečí prenos vodorovných síl od vplyvu teploty, vetra, nevyrovnaných trecích síl v ložiskách a od náhodného zaťaženia.

Pred začatím výstavby nosnej konštrukcie sa vybetónovala skúšobná lamela v mierke 1 : 1, na ktorej sa overila realizovateľnosť niektorých prác, predovšetkým osadzovanie betonárskej a predpínacej výstuže a spracovateľnosť betónovej zmesi. Testovali sa parametre betónu, meralo sa hydratácia teploty počas betonáže a po nej a napokon sa vykonala zaťažovacia skúška únosnosti niektorých prvkov priečného rezu konštrukcie (obr. 10). Na ED káble boli osadené elastomagnétné snímače, ktoré umožnili sledovať napätosť v individuálnych lanách káblov počas výstavby aj prevádzky mosta. Snímače sú súčasťou systému dlhodobého monitoringu napätosti mosta (obr. 11 a 12). Merania doteraz vykazujú zhodu nameraných hodnôt s teoretickými predpokladmi [3].



Obr. 13 Estakáda Považská Bystrica – harmónia mosta, mesta a prírody

Fig. 13 The In-town Flyover in Považská Bystrica – harmony of bridge, town and nature



Obr. 12 Meranie sily pomocou snímača sily 37PSS20 na závese č. 2T pylónu č. 11
Fig. 12 Measurement of strand forces on cable stay No. 2T, pylon No. 11

In the transverse direction the upper slab of bridge superstructure is prestressed by means of 4-strand cables, which are alternately provided with dead-end (passive) anchorage at one end and stressing (active) anchorage on the other end.

During the construction the bridge static effects have changed a number of times. All changes in the static effects had to be taken into account in the design of bridge bearings. Some bearings had changed their function 4 times, and that is the reason why their structure is atypical. Standard pot bearings complemented with non-standard structural elements were used. The various bearings functions are provided for by using the auxiliary lower slide plate and blocks alternately releasing and fixing the bearing upper and lower slide level. After uniting the whole superstructure into one unit by in-situ-concreting the function of bearings was adjusted so that the bridge has 4 fixed bearings on each of 2 central piers, which will reliably ensure the transfer of horizontal forces due to the effects of the temperature, the wind, uneven friction forces in bearings and due to the live load.

A test segment in scale 1 : 1, on which the viability of certain works, first of all the placement of concrete steel reinforcement and prestressing tendons and the workability of concrete mix had been tested, had been concreted before the commencement of construction works on the bridge superstructure. The concrete parameters had been tested, the heat of hydration during and after concreting had been measured, and finally the load-bearing capacity test of certain members of test-segment had been performed (Fig. 10). Elasto-magnetic sensors of forces, that enabled to monitor the state of stress (the forces) in individual strands of stay cables during the bridge construction as well as during the bridge operation, were mounted on ED stay cables (Fig. 11, 12). Sensors are an integral part of the system of long-term monitoring of the state of stress (the forces) on the bridge. Up to the present measurement of the bridge's state of stress (the forces) confirms the concordance of measured and theoretical values [3].

Conclusion

The bridge construction was executed without serious problems and in record-breaking time. Admirable was above all the rate of progress of construction works on the bridge superstructure (1 segment in 8 – 9 days) and it can proudly be compared with similar Works wherever in the world. In addition to good works organization and dedicated approach to this demanding task from the side of the implementing consortium it was certainly aided also by some of already mentioned non-standard design solutions, particularly by the:

- shape of piers and their design concept with 4 bearings, which enabled to construct the balanced cantilevers without auxiliary piers (at the height of as high as 35 m above ground level it brought substantial savings in materials that would be needed for the construction of auxiliary supporting towers);

Záver

Realizácia mosta prebehla bez zásadných problémov a v rekordne krátkom čase. Predovšetkým tempo výstavby nosnej konštrukcie (jedna lamela za 8 až 9 dní) bolo obdivuhodné a znesie porovnanie s podobnými stavbami kdekoľvek na svete. Popri dobrej organizácii práce a obetavom prístupe k náročnej úlohe zo strany realizačného združenia k tomu určite prispeli aj niektoré spomínané neštandardné projektové riešenia, a to najmä:

- tvar podpier a ich konštrukčné riešenie so štyrmi ložiskami, ktoré umožnilo budovať vahadlá bez pomocných podpier (pri výške až 35 m nad terénom došlo k značnej úspore materiálu pomocných podperných veží),
- výstavba zárodku nosnej konštrukcie pomocou nosníkov zabudovaných v hlavici podpier,
- jednoetapová betonáž lamely v celom priečnom profile mosta,
- dodatočná montáž a betonáž prvkov kotevných blokov na kotvenie káblov typu extradosed.

Autorom architektonického návrhu a koncepcie mosta je Ing. Miroslav Maťaščík.

Koncepčnú a prípravnú časť projektovej dokumentácie vypracovala firma Alfa 04, a. s., finálnu realizačnú dokumentáciu dodalo projektové združenie Alfa 04 Bratislava – SHP Brno.

Stavbu realizovalo združenie firiem Doprastav Bratislava – Skanska DS, obstarávateľom stavby bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s.

Mestská estakáda bola otvorená v máji 2010. Dnes sa už mesto Považská Bystrica pýši novou dominantou, slovenskí mostári dielom, ktoré má svetové parametre, a motoristická verejnosť sa konečne dočkala skompletizovania diaľnice medzi Bratislavou a Žilinou.

Literatúra

- [1] Zborník príspevkov z konferencie fib: Betón na Slovensku 2006 – 2010. Žilina, 2010.
- [2] Národná správa Slovenského NK fib: Betón na Slovensku 2006 – 2010. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, roč. 58, 2010, č. 2, JAGA GROUP, s. r. o., Bratislava.
- [3] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Dlhodobá prevádzková napätosť extradosed závesov Mestskej estakády v Považskej Bystrici. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, roč. 60, 2013, č. 6, JAGA GROUP, s. r. o., Bratislava.



Obr. 14 Estakáda Považská Bystrica počas prevádzky – pylón s ED káblami
Fig. 14 The In-town Flyover in Považská Bystrica – pylon with extradosed cables



Obr. 15 Estakáda Považská Bystrica počas prevádzky – nočná iluminácia
Fig. 15 The In-town Flyover in Považská Bystrica – night illumination

- construction of the superstructure starter section (hammerhead) by means of girders inbuilt in the piers cap;
- single-stage concreting of superstructure segment in the whole cross section in one pour;
- additional installation and concreting of elements of anchor blocks for anchorage of extradosed stay cables.

The author of the architectural design and bridge's conception is Ing. Miroslav Maťaščík.

The Design Documentation conceptual and preparatory part was elaborated by the company Alfa 04, the final Structure Implementation Documentation (Construction Drawings) was prepared by the design-preparation consortium Alfa 04 Bratislava – SHP Brno.

The construction works were carried out by the consortium formed by the companies Doprastav Bratislava – Skanska DS, the Contracting Authority was the Slovak National Motorway Company.

The "In-town Flyover" was opened to traffic in May 2010. Today the town of Považská Bystrica already "prides" itself by the new dominant, the Slovak bridge-designers and bridge-builders by the Work, the parameters of which are comparable with the world most famous bridges, and the motorists have finally got the completed motorway enabling them to travel without any constraints from Bratislava to Žilina.

References

- [1] The almanac of contributions of the fib conference: Concrete in Slovakia 2006 – 2010. Žilina, 2010.
- [2] National Report of SNK fib: Concrete in Slovakia 2006 – 2010. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, Vol. 58, 2010, No. 2, JAGA GROUP, Ltd., Bratislava.
- [3] Chandoga, M. – Jaroševič, A.: Long Time Monitoring Force in the Stays at the Extradosed Bridge Viaduct in Považska Bystrica. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, Vol. 60, 2013, No. 6, JAGA GROUP, Ltd., Bratislava.

ASB GALA 2014

NAJLEPŠÍ TAM BUDÚ. A VY?

22. MÁJA 2014

ASB OSOBNOSŤ ARCHITEKTÚRY A STAVEBNÍCTVA
ASB DEVELOPER ROKA
ASB STAVEBNÁ FIRMA ROKA
a víťazi internetového hlasovania širokej
odbornej verejnosti

www.asb.sk



Odborníci na debnenie.

Doka – systémy pre debnenie mostov

Doka je vaším spoľahlivým partnerom pri výstavbe mostov rôznymi technológiami. Doka-systémy pre debnenie mostov sú dimenzované na najvyššiu možnú flexibilitu, hospodárnosť a maximálnu bezpečnosť pri práci.

www.doka.sk



Tomáš Romportl – Pavel Kolenčík – Milan Šandera – Jiří Stráský



Obloukový most nad rychlostní komunikací R1 u Nitry

Arch Bridge across the Expressway R1 near a City of Nitra

Obloukový most nad rychlostní komunikací R1 na Slovensku je popsán z hlediska architektonického a konstrukčního řešení, statické a dynamické analýzy a postupu stavby. Most tvoří samostatný konstrukční systém, ve kterém mostovka přenáší vodorovnou složku obloukové síly. Protože most je navržen bez ložisek a kloubů, vytváří integrální systém, ve kterém jsou krajní opěry nahrazeny koncovými příčnicí. Most tvoří vstupní bránu do úseku komunikace stavěné jako PPP projekt.

The arch bridge across the Expressway R1 is described in terms of the architectural and structural solution, static and dynamic analysis and a process of construction. The bridge forms a self-anchored structural system in which the deck resists the horizontal component of the arch force. Since it is designed without bearings and hinges, it forms an integral system in which the end abutments are substituted by the end diaphragms. The bridge forms an entry gate into the expressway's section built as a PPP project.

Architektonické a konstrukční řešení

Bránu rychlostní komunikace R1, stavěné jako PPP projekt, tvoří obloukový nadjezd (obr. 1). Most s rozpětím oblouku 70,57 m převádí větev mimoúrovňové křižovatky Lehota přes rychlostní komunikaci R1 a přes odbočovací a napojovací rampy. Směrově je komunikace na mostě vedena v přechodnici, výškově je niveleta vedena ve vrcholovém zakružovacím oblouku. Úhel křížení je 69,1°.

Protože základovou půdu tvoří jíly, které nejsou schopny hospodárně přenést vodorovnou složku obloukové síly, byl použit takzvaný samostatný konstrukční systém. Patky oblouku jsou spojeny s koncovými příčnicí šikmými vzpěrmi, přenášejícími vodorovnou složku obloukové síly do mostovky, která jí vzdoruje svou tahovou únosností. Moment vyvolaný dvojicí vodorovných sil H působících v patkách oblouků a v mostovce je zachycen momentem dvojice svislých sil

Architectural and structural solution

A gate of the Expressway R1 built as a PPP project forms an arch overpass (Fig. 1). The bridge of the arch span of length of 70.57 m transfers one ramp of the interchange Lehota across the Expressway R1 and its exit and entrance ramps. On the bridge the ramp's centerline is in a transition curve and in the crest elevation. The angle of the crossing is 69.1°.

The bridge is formed by a composite deck that is on its outer edges suspended on composite arches (Fig. 2 and 3). The bridge deck of three spans of lengths of 17.29 + 50.54 + 17.68 m is assembled of edge longitudinal girders that are mutually connected by steel floor beams and a composite reinforced concrete slab (Fig. 4). Both the steel edge girders and the composite slab are anchored into composite end diaphragms.



Obr. 1 Obloukový most nad rychlostní komunikací R1

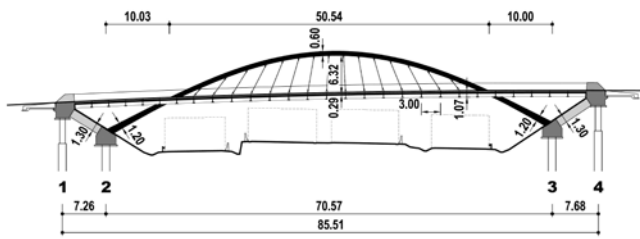
Fig. 1 Arch bridge across the Expressway R1

Ing. Tomáš Romportl, Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Czech Republic, tel.: +420 547 101838, e-mail: t.romportl@shp.eu

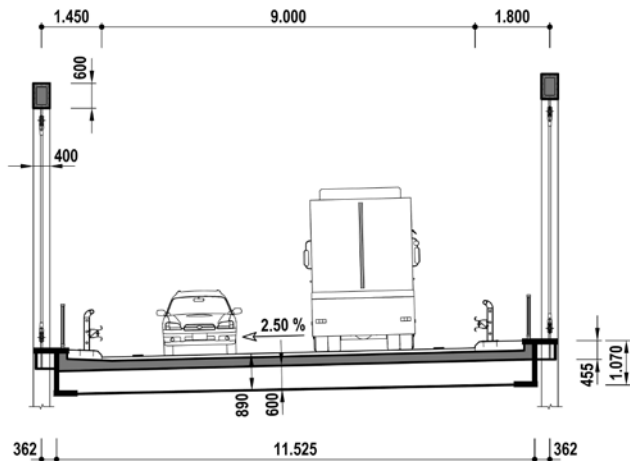
Ing. Pavel Kolenčík, Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Czech Republic, tel.: +420 547 101813, e-mail: p.kolencik@shp.eu

Ing. Milan Šandera, SHP-SK, s. r. o., Strojníká 34, 821 05 Bratislava, tel.: +421 915 999 445, e-mail: m.sandera@shp.eu

Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc., Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Czech Republic, tel.: +420 547 101882, e-mail: j.strasky@shp.eu



Obr. 2 Podélný řez
Fig. 2 Elevation



Obr. 3 Příčný řez
Fig. 3 Cross section

působících v patkách a koncových příčnicích. Tyto svislé síly přitěžují patky oblouků a odlehčují koncové příčníky.

Jak patky oblouků, tak i koncové příčníky jsou podepřeny vrtnými pilotami průměru 1,20 m a délky od 16 do 19 m. S ohledem na redukci ohybového namáhání je průměr koncových pilot v horní části v délce 4 m zmenšen na 0,90 m.

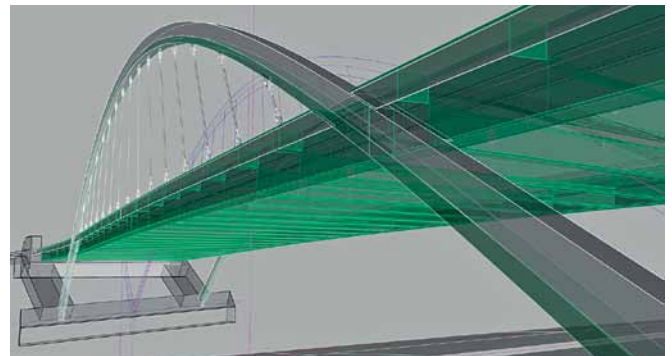
Oblouky obdélníkového průřezu konstantní šířky 0,40 m a proměnné výšky od 1,20 do 0,60 m jsou tvořeny ocelovými komorami vyplněnými betonem. S ohledem na šikmé uspořádání mostu nejsou oblouková žebra spolu vzájemně spojena. Jakékoliv příčné ztužení oblouků by totiž vytvářelo neuspořádanou změť prvků. Stabilita oblouků je dána nelineární tuhostí závěsů. Oblouková žebra byla při stavbě spojena s mostovkou kloubově, za provozu rámově. Oblouky tak spolu s mostovkou vytvářejí příčný rám odolávající příčnému zatížení. Také koncové vzpěry, které jsou rámově spojené s patkami oblouků a koncovými příčníky, vytvářejí tuhé příčné rámy garantující příčnou stabilitu konstrukce (obr. 5).

Mostovka je na okrajích zavěšena na obloucích ve dvou rovinách šikmých tyčových závěsů. Závěsy tvořené tyčovými táhly MacAlloy o průměru 52 mm jsou vedeny vějířovitě s průsečným bodem situovaným nad středem oblouků. Toto uspořádání dalo konstrukci nejen dynamický vzhled, ale také ztuhlilo konstrukci. Vodorovná složka závěsů totiž předpíná mostovku. S ohledem na vějířovité uspořádání závěsů netvoří střednici oblouků parabola druhého stupně, ale výslednicová čára vyplývající z této geometrie. Výslednicová čára, která se blíží parabole čtvrtého stupně, byla určena iteračně.

Most tvoří integrovaný konstrukční systém bez ložisek a kloubů, ve kterém funkci koncových opěr nahrazují koncové příčníky podepřené pilotami. Dilatační závěry jsou situovány mezi koncovými příčníky a přechodovými deskami. Přechodové desky jsou na přední straně posuvně uloženy na krátké konzoly příčníků; na zadních stranách jsou opatřeny ozuby bránícími jejich vodorovnému posunu.



Obr. 4 Oblouk a mostovka
Fig. 4 Arch and deck



Obr. 5 Konstruktivní uspořádání
Fig. 5 Structural arrangement



Obr. 6 Montážní podepření mostovky a oblouku
Fig. 6 Erection support of the arch and deck

Since the soil is formed by clay that is not able economically resist a horizontal component of the arch force, a so called self anchored structural system was used. The arch footings are connected with the end diaphragms by inclined struts transferring the horizontal component of the arch force into the deck that resist it by its tension capacity. Moment created by a couple of horizontal forces acting on the arch footings and in the deck is resisted by a moment of a couple vertical forces originating at the arch footings and end diaphragms. These vertical forces aggravate arch footings and relieve the diaphragms.

Both, the arch footings and end diaphragms are supported by drilled piles. Their diameter is 1.20 m; their length is from 16 to 19 m. With respect of the reduction of the bending stresses, the diameter of the end piles is in the length of 4 m reduced to 0.90 m.

The arches of the rectangle section that has a constant width 0.40 m and variable depth from 1.20 to 0.60 m are formed by steel boxes filled by concrete. With respect to a skew arrangement of the bridge the arch ribs are not mutually connected. Any cross stiffening of the arches would create messy tangle of members. The arches' stability is given by a non-linear stiffness of the suspenders. During the erection the arch ribs were hinge connected with the deck, during the service this connection was substituted by frame connection. In



Obr. 7 Betonárska výztuž mostovky
Fig. 7 Deck's reinforcing steel

Postup výstavby

Po provedení pilot a spodních částí patek oblouků byla smontována ocelová mostovka. Nejdříve byly na montážní podpěry osazeny a vzájemně svářeny podélné nosníky, potom byly osazeny a zavařeny příčníky. Dále byly smontovány ocelové oblouky, vybetonovány horní části obloukových patek, koncové vzpěry a příčníky. Potom následovala betonáž mostkovky. Jak ocelové oblouky, tak i podélné nosníky jsou vyztuženy ocelovými patkami zajišťujícími jejich zakotvení do patek a příčníků (obr. 6). Protože železobetonová mostovka působí spolu s podélnými nosníky jako táhlo, byla betonářská výztuž spojována (obr. 7).

Vnitřní část ocelových oblouků je vyplněna betonem C 35/45. Oblouky se betonovaly ve dvou fázích, vždy odspodu směrem nahoru, symetricky z obou stran oblouku. Nejdříve byly vybetonovány spodní části končící nad mostovkou, následně zbývající horní části. Pro dokonalé probetonování byly ve vrcholech oblouků na horní pásnice oblouků navařeny 1,00 m dlouhé trubky. Betonáž byla ukončena po vytlačení betonu z trubek. Tlak sloupce betonu nad oblouky tak garantoval jejich řádné probetonování. Po zatvrdnutí betonu byly trubky odstraněny a otvory byly zavařeny. Po osazení a napnutí závěsů byly montážní podpěry odstraněny. Následně byly oblouky přivařeny k podélným nosníkům. Po dokončení vozovky a chodníků byly síly v závěsech upraveny.

Statická a dynamická analýza

Konstrukce mostu byla analyzována jako prostorová konstrukce v programovém systému Midas. Byl vytvořen prostorový deskostěnový model s uvažováním postupu výstavby a vlivu objemových změn. Tyčové závěsy byly modelovány nelineárními prvky přenášejícími jak osově síly, tak i ohybové momenty. Piloty byly modelovány pruty podepřeny vodorovnými a svislými pružinami vystihujícími funkci podloží.

Složitě prostorové detaily spojení oblouků s mostovkou se modelovaly pomocí podrobnějších modelů využívajících objemové a deskostěnové prvky v programu Ansys. Při výpočtu stability mostu byly uvažovány počáteční imperfekce. Protože příčná stabilita vzájemně nespojených oblouků je dána geometrickou tuhostí závěsů, byla mimořádná pozornost věnována analýze namáhání závěsů. Při příčném vychýlení oblouků totiž vznikají v závěsech významná ohybová namáhání, která je nutno přičíst k základním tahovým napětím.

Předpoklady projektu a kvalita provedení byly ověřeny podrobnými statickými a dynamickými zatěžovacími zkouškami. Funkce mostu byla ověřena třemi polohami vozidel situovaných tak, aby byla ověřena nejen stabilita a tlaková únosnost oblouku, ale také ohybová únosnost oblouku a mostovky. Velká pozornost byla věnována nejen měření deformací mostovky, ale také měření vodorovných a svislých deformací obloukových žeber a napětí v závěsech (obr. 8 a 9). Dyna-



Obr. 8 Zatěžovací zkouška
Fig. 8 Loading test

this way the arches together with the deck creates transverse frames resisting the lateral loads. Also end struts that are frame connected with arch footings and end diaphragms create transverse frames guaranteeing the structure transverse stability (Fig. 5).

The deck is on the edges suspended on the arches in two planes of bar suspenders. The suspenders that are formed by MacAlloy bars of the diameter of 52 mm have a fan arrangement with the intersection situated above the arch center. This arrangement gave the structure not only a dynamic shape, but also stiffened the structure. In fact the suspenders' horizontal component prestresses the deck. Due to the suspenders' fan arrangement, the arches' centerline is not formed by a second degree parabola, but a funicular line resulted from this geometry. The funicular line, which is closed to the forth degree parabola, was determined iteratively.

The bridge forms an integral structural system without bearings and hinges in which a function of the end abutments is substituted by the end diaphragms supported by piles. Expansion joints are situated between the end diaphragms and approach slabs. The approach slabs are slidably supported by short diaphragms' corbels on their front edges; on their rear edges they are provided by ribs preventing their horizontal movement.

Process of construction

When the piles and bottom parts of the arch footings were completed, the steel deck was erected. At first, the longitudinal steel girders were placed on temporary towers and welded together, and then the steel floor beams were erected and welded. After that the steel arches were erected, top portions of the arch footings, end struts and diaphragms were cast. Then the composite deck slab was cast. Both the arch springs and longitudinal girders were stiffened by steel base plates guaranteeing their anchoring in footings and diaphragms (Fig. 6). Since the reinforced concrete deck slab acts together with the steel longitudinal girders at a tie, the reinforcing bars were coupled (Fig. 7).

The inner parts of the steel arch are filled with concrete C 35/45. The arches were cast in two stages, always symmetrically from both sides from bottom to top. At first, bottom parts ended above the deck, after that the top parts. For concrete perfect compacting 1.00 m long steel pipes were welded to the top flanges at the arch crowns. The casting was ended when concrete was displaced from the pipes. Compression stresses created by a 1.00 m high concrete columns guaranteed a good concrete compaction. When concrete set, the pipes were removed and holes were welded. When the suspenders were erected and tensioned, the temporary towers were removed. After that the arch ribs were welded to longitudinal girders. After completion of the sidewalks and carriageways, the forces in the suspenders were adjusted.



Obr. 9 Zatěžovací zkouška
Fig. 9 Loading test

mická zkouška byla provedena přejezdem vozidla přes normovou překážku. Jak deformace, tak i dynamická odezva odpovídaly vypočítaným hodnotám a byly v mezích dovolených v Evropských normách.

Závěr

Stavba mostu byla zahájena v roce 2009, dokončena byla v roce 2010. Most byl příznivě přijat jak veřejností, tak i odborníky.

Koncesionářem PPP stavby je Granvia, a. s. Architektonické a konstrukční řešení mostu bylo vypracováno projekční kanceláří Stráský, Husty a partneři, s. r. o., která také vypracovala prováděcí projekt. Hlavním zhotovitelem byla firma Granvia Construction, s. r. o.

Static and dynamic analyses

The structure was analyzed as a space structure by a program system Midas. A 3D model assembled of shell elements that considered a progressive erection and volume changes was developed. The bar suspender were modeled by a non-linear elements stressed by normal forces and bending moments. The piles were modeled by bars supported by horizontal and vertical springs expressing the function of the soil.

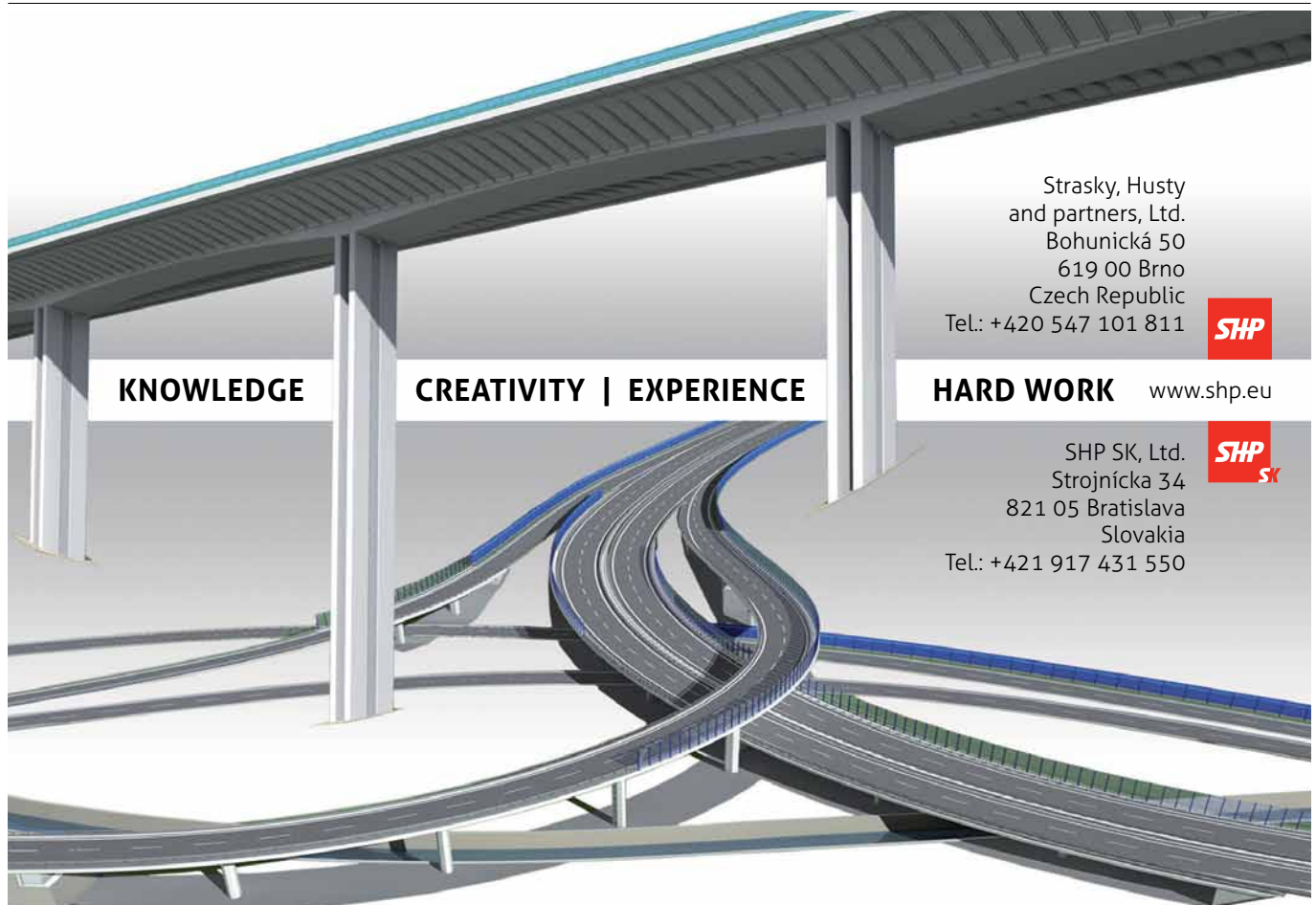
Complex details of the connection of the arches with the deck were modeled by detailed models that utilize solid and shell elements of the Ansys program. A stability analysis has considered initial imperfections. Since the transverse stability of the not mutually connected arch ribs is given by a non-linear stiffness of the suspenders, a special attention was devoted to the analysis of the suspenders' stresses. When arches transversely deform, significant bending stresses originate in the suspenders that has to be added to the basic tension stresses.

Design assumptions and a quality of the workmanship were verified by static and dynamic loading tests. The bridge function was checked by three positions of heavy trucks that created maximum stresses in the arches and in the deck (Fig. 8 and 9). Dynamic tests were done by trucks driving across the standard obstacle. Both the deformations and dynamic response corresponded to analytical values and were within the limits permitted by European standards.

Conclusions

The construction of the bridge started in 2009, completed was in 2010. The bridge was well accepted by public and professionals.

The concessionaire of the PPP project is Granvia, a. s. The architectural and structural solution of the bridge was worked out by the design office Stráský, Husty and Partners, Brno, Czech Republic, who also worked out the final design. The bridge was built by Granvia Construction, s. r. o.



KNOWLEDGE

CREATIVITY | EXPERIENCE

HARD WORK www.shp.eu

Stráský, Husty
and partners, Ltd.
Bohunická 50
619 00 Brno
Czech Republic
Tel.: +420 547 101 811



SHP SK, Ltd.
Strojnícka 34
821 05 Bratislava
Slovakia
Tel.: +421 917 431 550



Petr Novotný – Jiří Stráský – Petr Klimeš



Most přes údolí Hostovského potoka, rychlostní komunikace R1 Bridge across the Hostovsky Creek Valley, Expressway R1

Most přes údolí Hostovského potoka, který byl postaven na rychlostní komunikaci R1, je popsán z hlediska architektonického a konstrukčního řešení, statické analýzy a postupu stavby. Most celkové délky 960 m má 17 polí s rozpětími od 33,0 do 69,0 m. Mostovka šířky 25,66 m je tvořena jednokomorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami podepíranými prefabrikovanými vzpěrami. Mostovka proměnné výšky byla vytvářena postupně. Nejprve byl v bednění zavěšený na speciální výsuvné skruži s takzvaným organickým předpětím, které eliminuje deformaci skruže, vybetonován páteřní nosník; potom byly osazeny vzpěry a byla vybetonována mostovková deska.

A bridge across the Hostovsky Creek Valley that was built on Expressway R1 is described in terms of the architectural and structural solution, static analyses and process of construction. The bridge of the total length of 960 m has 17 spans of lengths from 33.0 to 69.0 m. The deck of the width of 25.66 m consists of a single box girder with transverse overhangs which are supported by precast struts. The haunched deck was erected progressively; at first the spine girder was cast in a formwork suspended on a special overhead gantry with 'organic' prestressing system (OPS) that eliminate deflection of the gantry; after that the struts are erected and the deck slab is cast.

Architektonické a konstrukční řešení

Most, který je součástí PPP projektu, byl postaven na rychlostní komunikaci R1 v úseku Selenec – Beladice poblíž Nitry. Most celkové délky 960 m tvoří spojitý nosník o 17 polích s rozpětími od 33,0 do 69,0 m (obr. 1 a 2). Oba směry komunikace jsou po jednom mostě, který je tvořen jednokomorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami podepíranými prefabrikovanými vzpěrami (obr. 3 a 4). Šířka mostu je 25,66 m.

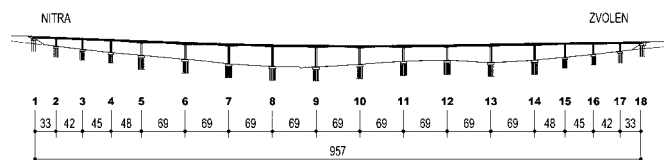
Architectural and structural solution

The bridge that is a part of the PPP project was built on the section Selenec – Beladice of the Expressway R1 near a city of Nitra. The bridge of the total length of 960 m forms a continuous girder of 17 spans of lengths from 33.0 to 69.0 m (Fig. 1 and 2). Both expressway directions are carried by one bridge formed by one cell box girder with large overhangs supported by precast struts (Fig. 3 and 4). The width of the bridge is 25.66 m. The bridge was progressively erect-



Obr. 1 Most přes údolí Hostovského potoka
Fig. 1 Bridge across the Hostovsky Creek Valley

Ing. Petr Novotný, Ph.D., Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Czech Republic, tel.: +420 547 101833, e-mail: p.novotny@shp.eu
Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc., Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno, Czech Republic, tel.: +420 547 101882, e-mail: j.strasky@shp.eu
Ing. Petr Klimeš, Eurovia CS, a. s., závod 9 – Mosty a konstrukce, Rybní 795, 252 30 Řevnice, Czech Republic, tel.: +420 257 888241, e-mail: petr.klimes@eurovia.cz



Obr. 2 Podélný řez
Fig. 2 Elevation

Most byl stavěn postupně jak v podélném, tak i příčném směru (obr. 5 a 6). Nejdříve byl v bednění zavěšeném na výsuvné skruži vybetonován páteřní nosník; potom byly osazeny vzpěry a byla vybetonována mostovková deska. Výsuvná skruž (obr. 7) využívala takzvané organické předpětí.

Zatímco kratší pole mají konstantní výšku 2,60 m, delší pole mají výšku proměnnou od 2,60 do 4,00 m. Náběhy jsou kruhové. Monolitické části mostovky jsou z betonu C 35/45, prefabrikované vzpěry jsou z betonu C 45/55.

Mostovka je podélně předpjatá vnitřními soudržnými kabely situovanými v základním průřezu a vnějšími, nesoudržnými kabely situovanými uvnitř střední komory (obr. 8). 2×6 průběžných soudržných kabelů, které jsou tvořeny 12 lany průměru 15,7 mm, je vedeno ve stěnách komory konstantní tloušťky 500 mm. Jsou spojovány v každé konstrukční spáře. V 69 m dlouhých polích jsou tyto kabely doplněny 2×2 kabely situovanými v zesílené spodní desce. Nad podpěrami jsou dále doplněny 2×6 kabely situovanými v horní desce. Vnější předpětí je vyvozeno 2×4 vnějšími kabely z 31 lan průměru 15,7 mm. Tyto kabely probíhají přes tři pole a jsou kotveny v podporových příčnicích. Jsou ohýbány v podporových a polových deviatorech.

V příčném směru je mostovka předepnuta čtyřlankovými kabely vedenými v plochých kanálcích situovaných ve vzdálenosti 1 : 50 m. Při montáži byly vnější vzpěry zavěšeny na dvě předpínací tyče zakotvené ve vnějších konzolách základního příčného řezu.

Mostovka je podepřena pilíři výšky až 30 m. Pilíře konstantní šířky 6,50 m mají tvar písmene X. Jejich tloušťka se mění podle jejich výšky – od 2,20 do 3,00 m. Dva střední pilíře jsou s mostovkou spojeny rámově, další dva jsou spojeny kloubově. Na ostatních pilířích a na opěrách je mostovka podepřena dvojicí hrncových ložisek. Všechny pilíře a krajní podpěry jsou založeny na vrtaných pilotách průměru 1,20 m.

Postup výstavby

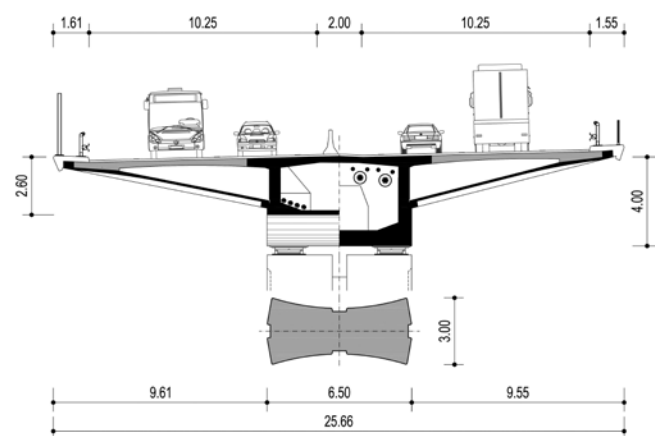
Mostovka byla vytvářena postupně jak v podélném, tak i příčném směru. Nejdříve byl betonován páteřní komorový nosník s krátkými konzolami délky 1,00 m. Nosník byl v polích 4 až 14 betonován po polích v bednění zavěšeném na výsuvné skruži (obr. 9). V polích 1 až 3 a 15 až 17 byl páteřní nosník betonován do bednění podepřeného tradiční pevnou skruží. Po vybetonování pole byl nosník předepnut vnitřními kabely, které byly vedeny ve stěnách a spojovány v pracovních spárách.

Přímé kabely byly předepnuty až tehdy, když se skruž přesunula do následující pozice a před montáží prefabrikovaných vzpěr. Vzpěry skladebné šířky 3,00 m (obr. 10) jsou uloženy na krátké konzoly a jsou zavěšeny na tyče zakotvené v desce páteřního nosníku. Monolitická mostovková deska byla betonována do bednění podepřeného již smontovanými prefabrikovanými vzpěrami (obr. 11). Po příčném předepnutí mostovkové desky byly napnuty vnější kabely.

Horní výsuvná skruž vyvinutá portugalskou firmou Berd je tvořena příhradovým obloukem s táhlem. Při betonáži se napětí v táhle postupně zvyšuje. Tímto způsobem – změnou napětí, takzvaným organickým předpětím, je eliminována deformace skruže. Skruž je podepřena přední nohou uloženou na podporovém zárodnu a zadní nohou situovanou 2,50 m od konce konzoly dříve betonovaného pole. Jedno pole bylo vytvořeno během asi 20 dní. Stejnou rychlostí byly smontovány prefabrikované desky a mostovková deska v polích situovaných dvě pole od stavby páteřního nosníku.



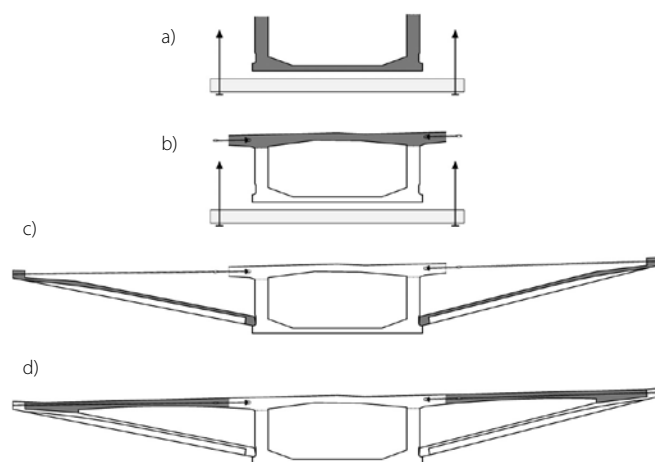
Obr. 3 Konstrukce mostu
Fig. 3 Bridge structure



Obr. 4 Příčný řez typickým polem
Fig. 4 Cross section of a typical span
a) uprostřed rozpětí, b) u podpory/a) at mid-span, b) at support



Obr. 5 Postup stavby
Fig. 5 Construction sequences



Obr. 6 Postupná stavba nosné konstrukce
Fig. 6 Progressive assembly of the superstructure
a) páteřní nosník – spodní deska a stěny, b) páteřní nosník – horní deska, c) prefabrikované vzpěry, d) vnější konzoly
a) spine girder – bottom slab and webs, b) spine girder – top slab, c) precast struts, d) overhangs



Obr. 7 Postupná výstavba mostu
Fig. 7 Progressive construction of the bridge



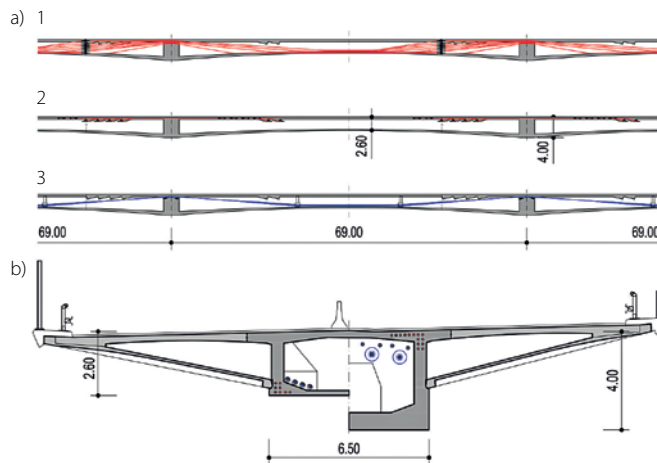
Obr. 9 Postupná výstavba mostu
Fig. 9 Progressive construction of the bridge

Statická a dynamická analýza

Konstrukční řešení bylo vyvinuto na základě velmi detailní statické a dynamické analýzy. Konstrukce byla analyzována programovým systémem Midas. Konstrukce byla modelována jako 2D konstrukce sestavená z nosíkových prvků a jako 3D konstrukce sestavená z deskostěnových a prostorových prvků. Detailní časově závislá analýza postupně stavěné konstrukce byla také provedena.



Obr. 10 Montáž prefabrikovaných vzpěr
Fig. 10 Erection of the precast struts



Obr. 8 Uspořádání předpínacích kabelů v typickém poli
Fig. 8 Arrangement of the prestressing tendons
a) podélný řez, b) příčný řez, 1 – spojité soudržné kabely, 2 – podporové soudržné kabely, 3 – vnější nesoudržné kabely
a) longitudinal section, b) cross section, 1 – continuous bonded tendons, 2 – bonded tendons at supports, 3 – external un-bonded tendons

ed both in the longitudinal and transversal direction (Fig. 5 and 6). At first, the basic box girder was cast in the formwork suspended on an overhead launching gantry, then the precast slab struts are erected and the overhangs are cast. The launching gantry (Fig. 7) utilized so called Organic Prestressing.

While the shorter spans have a constant depth of 2.60 m, the longer spans have a variable depth from 2.60 to 4.00 m. The haunches have a circular shape. The cast-in-place portions of the deck are from concrete C 35/45, precast struts are from concrete C 45/55.

The deck is longitudinally prestressed by internal bonded tendons situated within the basic cross section and by external non-bonded tendons situated inside the central box (Fig. 8). The 2×6 bonded tendons formed by 12 – 15.7 mm dia strands are situated in the webs of the constant width of 500 mm. They are coupled in each construction joint. In 69 m long spans these tendons are supplemented by 2×2 tendons situated in the strengthened bottom slab. Above supports additional 2×6 straight tendons are situated at the top slab. External prestressing is formed by 2×4 external tendons from 31 – 15.7 mm dia strands. The tendons are continuous across three spans and are anchored at pier diaphragms. They are deviated at pier and span deviators.

In the transverse direction the deck slab is prestressed by tendon formed by 4 strands lead at flat ducts situated at distance of 1.50 m. During erection the struts were suspended on two prestressing bars anchored at outer cantilevers of the basic cross section.



Obr. 11 Bednění vnějších konzol
Fig. 11 Formwork of the overhangs



Obr. 12 Most přes údolí Hostovského potoka
Fig. 12 Bridge across the Hostovsky Creek Valley

Závěr

Most byl postaven bez podstatných problémů. Stavba mostu byla zahájena v listopadu 2009, dokončena byla v září 2011 (obr. 12).

Koncesionářem PPP stavby je společnost Granvia, a. s. Architektonické a konstrukční řešení mostu bylo vypracováno projekční kanceláří Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., která také vypracovala prováděcí projekt. Hlavním zhotovitelem byla firma Granvia Construction, s. r. o.; dodavatelem předpětí byl VSL Systems CZ, s. r. o.

The deck is supported by solid piers of height up to 30 m. They have X cross section of constant width of 6.50 m. The depth of the piers changes according to their height – from 2.20 to 3.00 m. Two central piers are frame connected with the deck; two further piers are hinge connected with the deck. Above the remaining piers and at the abutments the deck is supported by couples of pot bearings. The piers and abutments are supported by drilled shafts of 1.20 m diameter.

Process of construction

The bridge deck was erected progressively both in the longitudinal and transverse direction. At first, the spine box girder with short overhangs of length 1.00 m was cast. The girder in spans 4 to 14 was cast span – by – span in the formwork suspended on the overhead gantry (Fig. 9). In spans 1 to 3 and 15 to 17 the spine girder was cast in the formwork supported by a traditional stationary falsework. The spine girder was prestressed by internal tendons that are situated at the webs and coupled at construction joints.

The straight tendons were post-tensioned after the gantry moves to the next position and before the precast struts were erected. The struts of a nominal width of 3.00 m (see Fig. 10) are supported by short corbels and are suspended on the bars anchored at the spine girder's deck slab. The cast-in-place deck slab was cast in the formwork supported by already erected precast struts (Fig. 11). After the transverse prestressing of the deck slab was applied, the longitudinal external tendons were post-tensioned.

The overhead gantry developed by Portugal firm Berd is formed by a truss tied arch. During the girder's casting, the tension in the tie was gradually increased. In this way – by tension adjusting, so called 'organic' prestressing – the gantry's deflection was eliminated. The gantry was supported by a front leg supported by a pier table and by a rear leg situated 2.50 m from the end of cantilever of the previously cast span. One span was constructed approximately within 20 days. In the same speed the precast struts and deck slab were erected in the spans situated two spans beyond of the construction of the spine girder.

Static and dynamic analyses

The structural solution was developed on the basis of very detailed static and dynamic analyses. The structure was analyzed by a Midas program system. The structure was modeled as a 2D structure formed beam elements and a 3D structure assembled of shell and solid elements. A detailed time dependent analysis of the progressively erected structure was also performed.

Conclusions

The bridge was erected without any significant problem. The construction of the bridge started in November 2009 and was completed in September 2011 (Fig. 12).

The concessionaire of the PPP project is Granvia, a. s. The architectural and structural solution of the bridge was worked out by the design office Strásky, Hustý and Partners, Brno, Czech Republic, who also worked out the final design. The bridge was built by Granvia Construction, s. r. o.; the supplier of the prestressing system is VSL Systems CZ, s. r. o.

Unique Automated Monitoring System from SYLEX

The significance of implementing long-term structural health monitoring systems for infrastructure has been recognized by authorities in order to secure structural as well as operational safety and issue early warnings on damage or deterioration prior to costly repair or even catastrophic collapse.

SYLEX, a European manufacturer (Slovakia) specialized in fiber optic technology offers tailor made automated monitoring system solutions for monitoring of the structural health and geotechnical safety of infrastructure projects.

Case study, 2013 - Measuring of load caused by weight of poured concrete on temporary supportive construction (PIŽMO)

The continuous load is created during 10 hours by pumping around 480m³ concrete on the top of the PIŽMO system to build the highway bridge deck. 6 individual pillars of the PIŽMO system have been instrumented along with additional horizontal and cross-oriented elements between these pillars. This, over the entire monitoring time, has provided enough data for static analysis.



Figure 1: Monitored object (PIŽMO system is the metal supportive construction under the highway deck)

Aim: To control the structural health stability and provide the assurance of safety of PIŽMO system

Location: D-1 Jánovce – Jablonov, Highway Bridge (under construction), Slovakia, August 2013

Client: TOOŽ, a.s.

Measuring method: Continuous (automated measuring system)

Number of samples: 1229 per sensor, 30 seconds (2x per minute) per sensor

Number of sensors: 47 (41x strain, 6x temperature)



Figure 2: Automated monitoring system – Interrogator FBG Scan 816

Type of sensors: FBG sensors: MS-02 (mountable strain sensor with measuring range $\pm 5000 \mu\epsilon$, Resolution: $0.83 \mu\epsilon$) and modified TP-02 (mountable temperature sensor)

Interrogators: FBG-Scan 816 and MO sm125

Measured results:

As shown on Figure 3 the load progress (3 individual vertically mounted sensors) on the

pillar has correspondingly risen with the amount of concrete being pumped on the top of the measured system. All three load curves are already temperature compensated based on the measured temperature profile because the task was to measure the response of the PIŽMO system based only on the concrete mass load.

Measured values of maximum load varied between each measured pillar as the construction itself distributed the load continuously, however all measured values remained in accordance with static calculations.

Advantages of the monitoring system:

Remote and repeatable monitoring
Easy and flexible access cable topology
Automated Temperature compensation

Author: Ing. Peter Löwy
SYLEX, plowy@sylex.sk

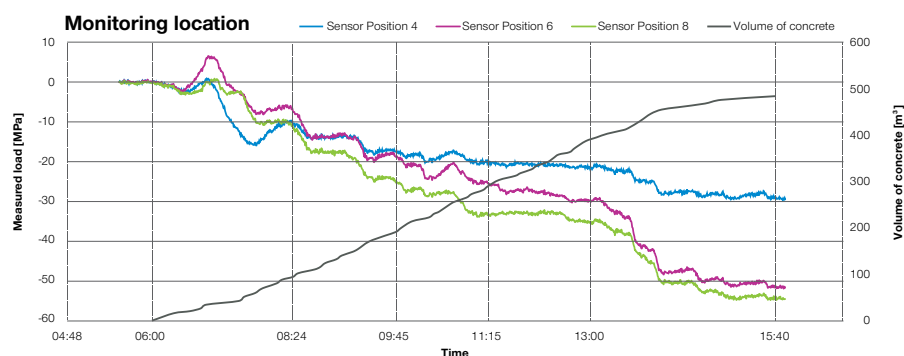


Figure 3: Measured load in vertical direction on pillar nr. 2



www.sylex.sk

UNIQUE “DTG® embedded” FBG SENSORS

Advantages:

- ▲ High strength sensors providing excellent fatigue resistance: 5% elongation (5x times more than conventional FBGs)
- ▲ Splice-less arrays with multiple measuring sections on one fiber
- ▲ Easy customization of final sensor design

Structural Health Monitoring:

- ▲ Geo-technical monitoring, mines
- ▲ Fundament stability monitoring
- ▲ Borehole deformation
- ▲ Historical buildings
- ▲ Power plants, dams
- ▲ Tunnels, bridges





Staviame cesty, ktoré vedú k Vám.

O našom vysokom kredite svedčí aj práve udelený certifikát Slovak Gold Exclusive, ktorým je slovenská spoločnosť EUROVIA SK, a.s. ocenená ako stabilný a dôveryhodný partner. Naša práca je synonymom spoľahlivosti.

Na spoločnej ceste.



Vaše spojenie s vývojom nových technológií

DODATOČNÉ PREDPÍNANIE

- konštrukcií budov
- mostných konštrukcií
- síl, nádrží, zásobníkov
- mostné závesy

TECHNOLÓGIE

- manipulácia s ťažkými bremenami
- vysúvanie mostných konštrukcií
- letná betonáž
- mostné segmenty
- bezšpárové predpínané podlahy

GEOTECHNIKA

- oporné steny z vystuženej zeminy

PRODUKTY

- závitové tyčové systémy
- mostné ložiská



VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.
 organizačná zložka Slovensko
 korešpondenčná adresa
 V Násypu 339/5, 152 00 Praha 5
 tel: +420 251 091 680
 fax: +420 251 091 699
 e-mail: vsl@vsl.cz, www.vslcz.sk

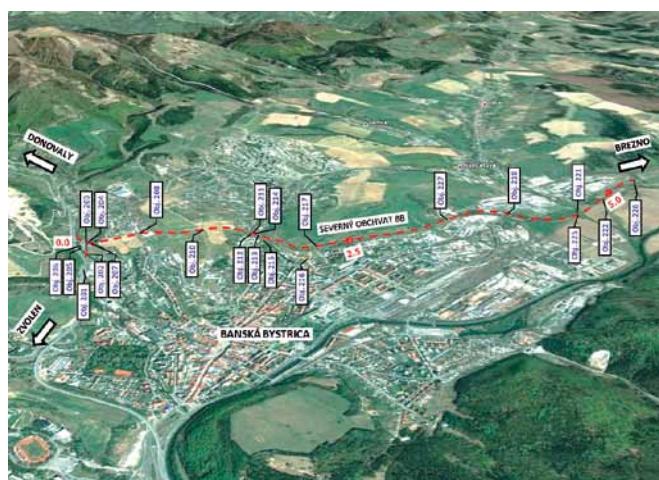


Jana Kapsiarová

Mosty v mimoúrovňovej križovatke Rudlová Bridges at the Rudlová Interchange

Na križovatke Rudlová sa nachádza päť mostných objektov s rôznymi konštrukciami. Dva mostné objekty sú trémové monolitické spojité konštrukcie z predpätého betónu, jeden je dosková spojitá konštrukcia z predpätého betónu a dve konštrukcie sú presypané železobetónové klenby situované pod železničnou traťou.

There are five bridges built by different construction methods situated at the Rudlová interchange. Two bridges are continuous cast-in-place prestressed concrete girder structures, one bridge is a continuous prestressed concrete slab and two bridges are reinforced concrete culverts situated under railway track as underpasses.



Obr. 1 Situácia
Fig. 1 Site plan

Situovanie križovatky

Križovatka Rudlová sa nachádza na úseku rýchlostnej cesty R1 Banská Bystrica – severný obchvat, ktorý je súčasťou projektu PPP. Tento úsek nadväzuje na rýchlostnú cestu R1 Hronský Beňadik – Banská Bystrica. Križovatka Rudlová je mimoúrovňová a rieši smery Zvolen – Rudlová, Rudlová – Ružomberok, Rudlová – centrum a centrum – Rudlová. Jej súčasťou je aj miestna komunikácia označená ako Preložka Rudlovskej cesty, ktorá spája stred mesta so sídliskami Rudlová a Sásová. Ide o intravilánovú križovatku na troch úrovniach.

Interchange Location

The Rudlová interchange is situated within the R1 expressway section "Banská Bystrica, Northern Bypass" which is part of a PPP project. This section connects to R1 expressway section "Hronský Beňadik – Banská Bystrica". The Rudlová interchange provides for the traffic in directions Zvolen – Rudlová, Rudlová – Ružomberok, Rudlová – Downtown of Banská Bystrica and Downtown of Banská Bystrica – Rudlová. The local road 'Relocation of Rudlovska road', which connects downtown with Rudlová and Sásová residential housing areas, is also part of this interchange. It is a three-level urban interchange.

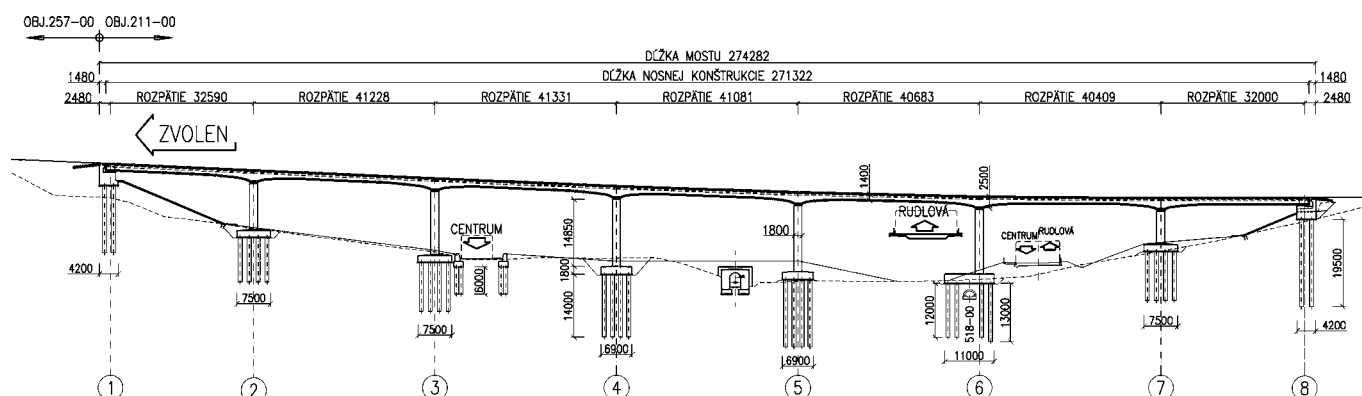
Bridge Design Concept

The concept of bridges at the Rudlová interchange corresponds to the specific conditions of the site, mainly terrain morphology, high density housing and parallel railway line. Design of all bridges of the interchange (both on the expressway as well as the interchange ramps) took account of the required uniform concept in forming their structures and superstructures. The two underpasses (under the railway track) are also structurally identical and respect type of observe the type of structure of the existing bridge under the railway track which was widened within the project scope.

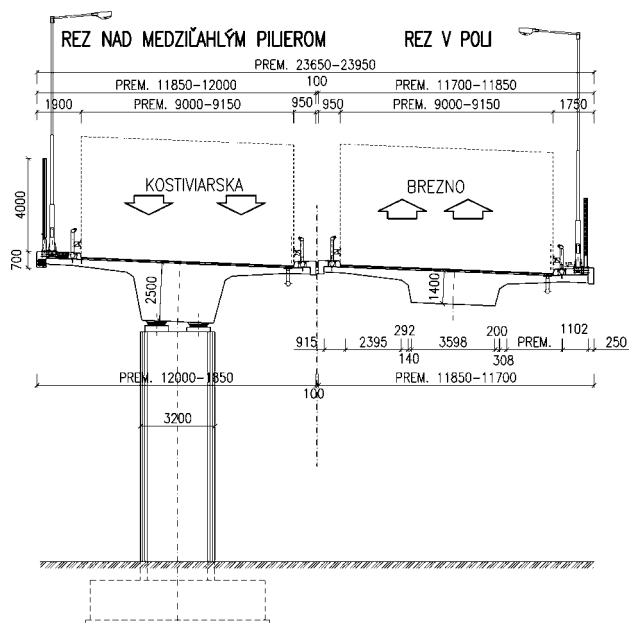
Bridge on R1 expressway in km 1.606 629

It is the largest bridge at the interchange which carries the R1 expressway over the valley of Rudlovský potok, the RUD A interchange ramp and the Rudlová local road.

The bridge is divided in two separate structures each presenting a 7-span continuous girder of post-tensioned concrete with fixed



Obr. 2 Most na R1 v km 1,606 629 – priečný rez
Fig. 2 Bridge on R1 expressway in km 1.606 629 – cross section



Obr. 3 Most na R1 v km 1,606 629 – pozdĺžny rez

Fig. 3 Bridge on R1 expressway in km 1.606 629 – longitudinal section



Obr. 4 Pohľad na most na R1 v km 1,606 629

Fig. 4 Bridge view

Koncepcia návrhu mostov

Koncepcia mostov v križovatke Rudlová vychádzala z tvaru križovatky so súbežnou železničnou traťou, ktorá sa z hľadiska morfológie terénu, ako aj zastavanosti územia nachádza v stiesnených pomeroch. Pri návrhu mostov na rýchlostnej ceste a na križovatkových vetvách sa kládol dôraz na zachovanie jednotnej tvarovej koncepcie spodnej stavby aj nosnej konštrukcie. Mosty pod železničnou traťou sú takisto konštrukčne identické a rešpektujú typ konštrukcie existujúceho mosta pod železničnou traťou, ktorý sa v rámci stavby rozširoval.

Most na R1 v km 1,606 629

Ide o najväčší mostný objekt v križovatke, ktorý prevádza komunikáciu R1 nad údolím, Rudlovským potokom, vetvou križovatky RUD A a miestnou komunikáciou Rudlová.

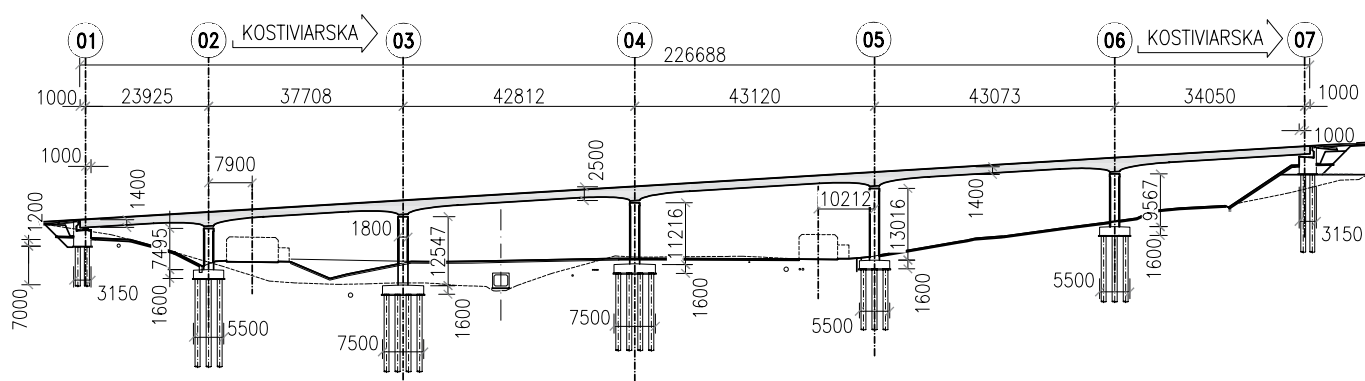
Nosná konštrukcia je sedemkoľový spojený nosník z dodatočne predpätého betónu s pevným uložením na pilieroch č. 4 a 5. Konštrukcia je trámová s obojstrannými konzolami, v mieste nad piliermi s nábehom. Rozpätia polí ľavého mosta sú 32,59 + 41,228 + 41,331 + 41,081 + 40,683 + 40,409 + 32,0 m. Výška konštrukcie je v strede poľa 1,4 m a 2,5 m nad pilierom. Dĺžka ľavého mosta je 274,282 m, dĺžka pravého mosta je 267,433 m. Šírka vozoviek medzi obrubníkmi na oboch mostoch je premenná. Maximálna výška mosta nad terénom je 19,355 m. Mostný objekt sa budoval na pevnej podpernej skruži v siedmich etapách systémom pole + konzola s predpínacími súdržnými káblami vedenými cez dve etapy. Použil sa predpínací systém Dywidag. Zdvíhané káble sú z 19 sedempramencových

bearings on piers 4 and 5. The superstructure of each bridge is composed of a single girder with overhanging cantilevers on both sides, with haunches over piers. Length of the left bridge spans is 32.59 + 41.228 + 41.331 + 41.081 + 40.683 + 40.409 + 32.0 m. The superstructure depth varies from 1.4 m in the middle of the span to 2.5 m at piers. Width of carriageways between curbs varies on both bridges. Maximum bridge height above the terrain is 19.355m. Bridge was cast on stationary scaffolding in seven stages by the "span + cantilever" method, with prestressing bonded cables passing through two stages. Prestressing system is Dywidag. Raised cables are composed of 19 strands with each strand of 7 wires, 1 860 MPa strength and 150 mm² area. Straight tendons are composed of 15 strands.

All piers are cast-in-place reinforced concrete columns with dimensions in plan 3.2x1.8 m. Height of piers varies from 6.9 to 14.85 m. Dimensions of cast-in-place reinforced concrete pile caps except ones of pier 6 of both bridges are 7.5 × 7.5 × 1.7 m and 6.9 × 10.5 × 1.8 m. Pile caps dimensions of piers 6 are atypical due to spanning over sewage arch with the outer dimension of 3.0 m.

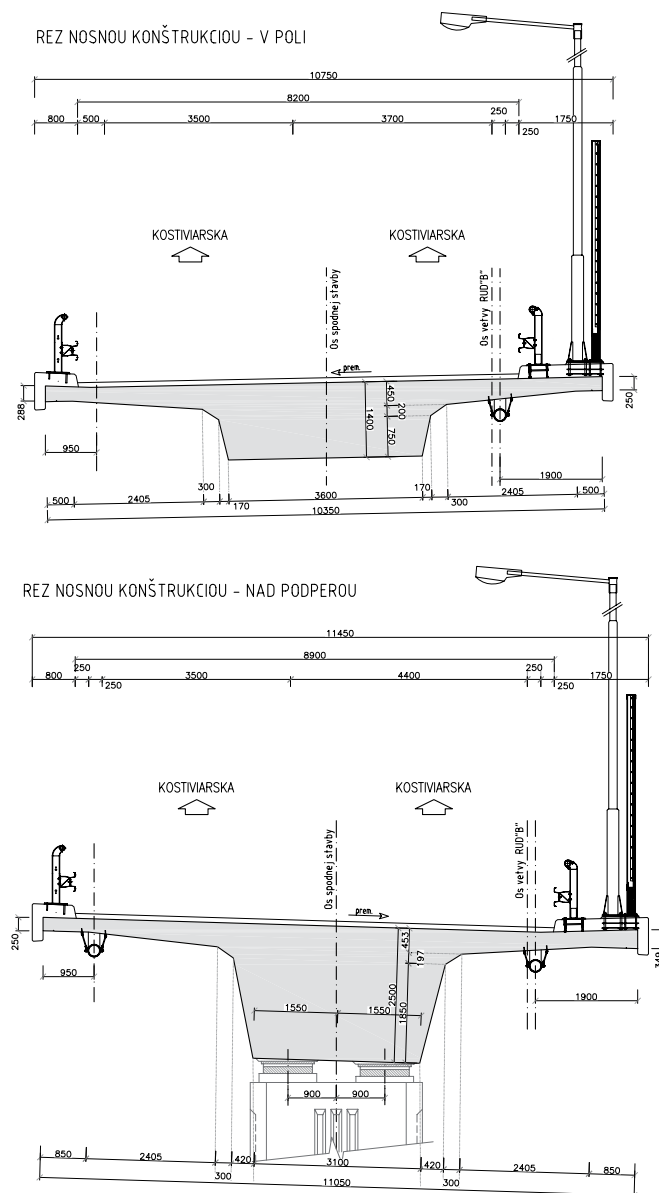
Piers and abutments are founded on large-diameter piles Ø 900 mm. Pile lengths are in the range from 10 to 19.5 m.

The asphalt pavement consists of two layers with overall thickness of 90 mm. Noise barriers, traffic safety barriers and road light posts are embedded in cast-in-place sidewalks. Information system conduits are situated in the left sidewalk of the left bridge. Longitudinal movements of the bridge structure of ±160 mm are enabled by mechanical expansion joints with noise reduction at both abutments.



Obr. 5 Most ponad novú a existujúcu komunikáciu Rudlová – Rudlovský potok – pozdĺžny rez

Fig. 5 Bridge over the Rudlovský potok and Rudlová local roads – longitudinal section



Obr. 6 Most ponad novú a existujúcu komunikáciu Rudlová – Rudlovský potok – priečny rez

Fig. 6 Bridge over the Rudlovský potok and Rudlová local roads – cross section

lán s pevnosťou 1 860 MPa a prierezovou plochou 150 mm². Priame káble sú z 15 lán.

Drieky všetkých pilierov sú z monolitického železobetónu s pôdorysným rozmerom 3,2 × 1,8 m. Výška driekov pilierov je v rozpätí od 6,9 do 14,85 m. Základové dosky všetkých pilierov sú z monolitického železobetónu. Ich rozmery okrem základových dosiek na pilieri č. 6 oboch mostov sú 7,5 × 7,5 × 1,7 m a 6,9 × 10,5 × 1,8 m. Pilieri č. 6L a 6P majú atypické základové dosky, lebo premostujú kanalizačnú tlamovú stoku s vonkajším rozmerom 3,0 m.

Všetky podpery sú založené na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm. V priestore mosta je tektonická porucha, ktorá sa musela v návrhu zakladania vziať do úvahy. Dĺžka pilót je od 10 do 19,5 m v závislosti od podlažia.

Konštrukcia vozovky je dvojvrstvová, hrubá 90 mm. Do vonkajších celomonolitických ríms sú osadené protihlukové steny, zábradľové zvodidlo bez výplne a stĺpy VO. Do vnútorných ríms je osadené len zábradľové zvodidlo bez výplne. V ľavostrannej rímse ľavého mosta sú osadené káblovody informačného systému. Dilatačné pohyby na moste umožňujú mechanické mostné závery so zníženou hlučnosťou s celkovým dilatačným pohybom ±160 mm na obidvoch oporách. Plochy pod mostom sú spevnené renomatracmi s hrúbkou 170 mm.



Obr. 7 Pohľad na most ponad novú a existujúcu komunikáciu Rudlová – Rudlovský potok – pohľad na most

Fig. 7 Bridge view

Bridge over the Rudlovský potok and Rudlová Local Roads

The bridge carries two-lane one-way slip road (ramp) RUD B over the new and existing Rudlová local roads and the Rudlovský potok.

In longitudinal direction the bridge is a 6-span continuous girder of post-tensioned concrete with spans in axis of the foundations and piers 23.925 + 37.708 + 42,812 + 43.120 + 43.073 + 34.050 m long and fixed bearings on piers 3 and 4. The bridge superstructure cross section is formed by a cast-in-place girder with overhanging cantilevers on both sides. The pavement width between curbs varies from 8.2 to 8.9 m and the width of the right-side service sidewalk is 1.75 m. The superstructure depth is 1.4 m in the middle of spans and 2.5 m at piers. The maximum bridge height above the terrain is 16.0 m. Bridge was cast on stationary scaffolding in six stages by the "span + cantilever" method, with bonded prestressing cables passing through two stages. The prestressing system is Dywidag.

All piers are cast-in-place reinforced concrete columns with dimensions in plan 3.2 × 1.8 m. Height of piers from 7.60 to 12.955 m. Dimensions such as width/length/depth of cast-in-place reinforced concrete pile caps of piers 3 and 4 are 7.5/8.7/1.7 m and 5.5/9.5/1.5 m. Foundations of all piers consist of large-diameter piles Ø 900 mm of length from 11.0 to 16.0 m.

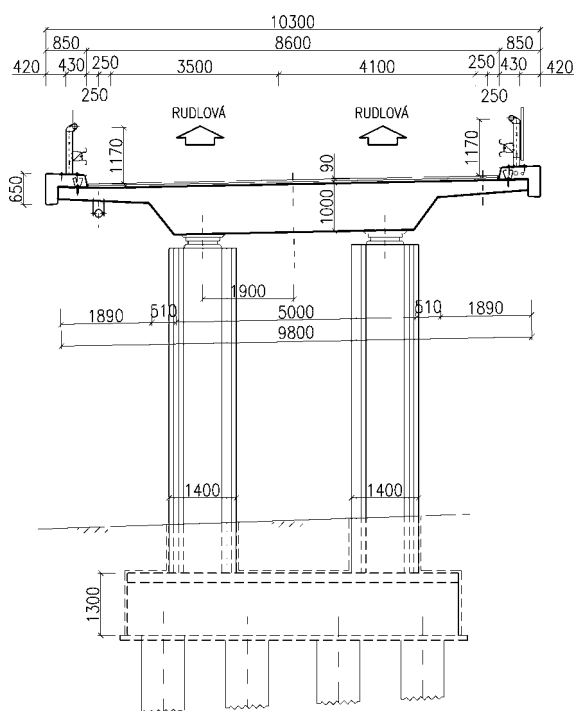
The asphalt pavement consists of two layers with overall thickness of 90 mm. Noise barrier, traffic safety barrier and road light posts are embedded in cast-in-place right sidewalk. The traffic safety barrier is embedded into cast-in-place reinforced concrete left curb and cornice. Longitudinal movements of the bridge structure of ±40 mm and ±160 are enabled by mechanical expansion joints with noise reduction at abutment 1 and abutment 7, respectively.

Bridge on Interchange Ramp RUD A

The bridge carries one-way two-lane slip road (ramp) RUD A of the Rudlová interchange over the valley and the local road to housing area Rudlová.

The structure is formed by 4-span post-tensioned concrete with cantilevers and spans 12.598 + 19.948 + 19.947 + 12.599 m long. The bridge is situated in a horizontal curve. Clear opening of the bridge is 62.767 m, the bridge deck is 9.80 m wide and 1.00 m deep. Fixed bearing is positioned on pier 3. The bridge was constructed on stationary scaffolding in a single stage. The prestressing system is Dywidag.

Each pier comprises a pair of reinforced concrete columns with dimensions in plan 1.1 × 1.4 m. The height of piers is from 6.06 to 7.58 m. Dimensions of pile cap of piers 2 and 4 are 4.0 × 6.5 × 1.3 m. Pile cap dimensions of piers 3 are atypical due to spanning over sewage arch structure. Its maximum depth is 1.417 m. Pile caps of all piers are supported by large-diameter piles Ø 900 mm of length from 9.00 to 18.00 m.



Obr. 8 Most na vetve RUD A – priečny rez
Fig. 8 Bridge on interchange ramp RUD A – cross section

Most ponad novú a existujúcu komunikáciu Rudlová – Rudlovský potok

Mostný objekt prevádza dvojpruhovú jednosmernú vetvu RUD B ponad novú miestnu komunikáciu Rudlová – Rudlovský potok a existujúcu miestnu komunikáciu Rudlová.

Mostný objekt je v pozdĺžnom smere šesťpoľový spojitý nosník s rozpätiami polí v osi spodnej stavby 23,925 + 37,708 + 42,812 + 43,120 + 43,073 + 34,050 m z dodatočne predpätého betónu. Pevné ložiská sú osadené na pilieroch č. 3 a 4. Priečny rez je tvorený jedným trámom s obojstrannými konzolami. Šírka vozovky medzi obrubníkmi je premenná od 8,2 do 8,9 m, šírka chodníkovej pravostrannej rímsy je 1,75 m. Výška nosnej konštrukcie je 1,4 m v strede polí a 2,5 m nad piliermi. Maximálna výška mosta nad terénom je 16,0 m. Mostný objekt sa realizoval na pevnej podpernej skruži systémom pole + konzola so súdržnými predpínacími káblami vedenými cez dve etapy. Použil sa predpínací systém Dywidag.

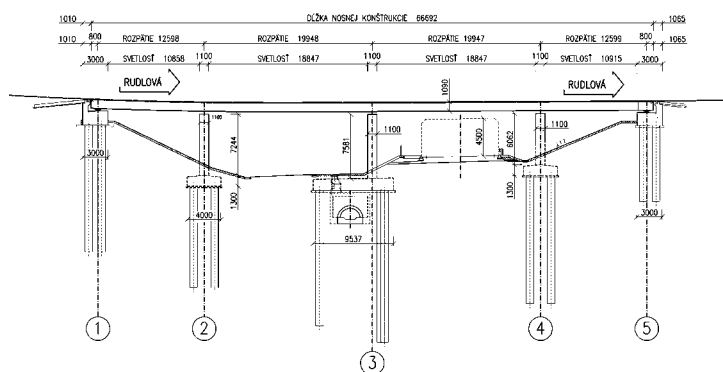
Drieky všetkých pilierov sú z monolitického železobetónu a majú pôdorysný rozmer 3,2 × 1,8 m. Výška driekov pilierov sa pohybuje od 7,60 do 12,955 m. Základy pilierov č. 3 a 4 sú z monolitického železobetónu s rozmermi 7,5 × 8,7 × 1,7 m alebo 5,5 × 9,5 × 1,5 m. Založenie všetkých podpier je na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm s dĺžkou od 11,0 do 16,0 m, rešpektujúcich spomínanú tektonickú poruchu v tejto lokalite.

Konštrukcia vozovky je dvojvrstvová, hrubá 90 mm. Do pravostrannej rímsy je osadená protihluková stena a zábradľové zvodidlo bez výplne. Do ľavostrannej rímsy je osadené zábradľové zvodidlo s výplňou. Do pravostrannej rímsy sú osadené stĺpy verejného osvetlenia. Dilatačné pohyby na moste umožňujú mechanické mostné závery so zníženou hlučnosťou s celkovým dilatačným pohybom ±40 mm na opore 1 a ±160 mm na opore 7.

Most na vetve RUD A

Mostný objekt prevádza jednosmernú, dvojpruhovú vetvu RUD A križovatky Rudlová ponad údolie a miestnu komunikáciu do Rudlovej.

Objekt tvorí spojitý nosník so štyrmi poľami s rozpätím 12,598 + 19,948 + 19,947 + 12,599 m z dodatočne predpätého betónu. Priečny rez je tvorený plnou doskou s vyloženými konzolami. Mostný objekt je v smerovom oblúku. Dĺžka premostenia je 62,767 m, šírka nosnej konštrukcie mosta je 9,80 m a jej výška je 1,0 m. Pevné ložisko je



Obr. 9 Most na vetve RUD A – pozdĺžny rez
Fig. 9 Bridge on interchange ramp RUD A – longitudinal section

The asphalt pavement consists of two layers with overall thickness of 90 mm. Traffic safety barriers are embedded into cast-in-place reinforced concrete curb and cornice. Longitudinal movements of the bridge structure of ±40 mm are enabled by mechanical expansion joints with noise reduction at both abutments.

Culvert under the Railway in km 3.691 523

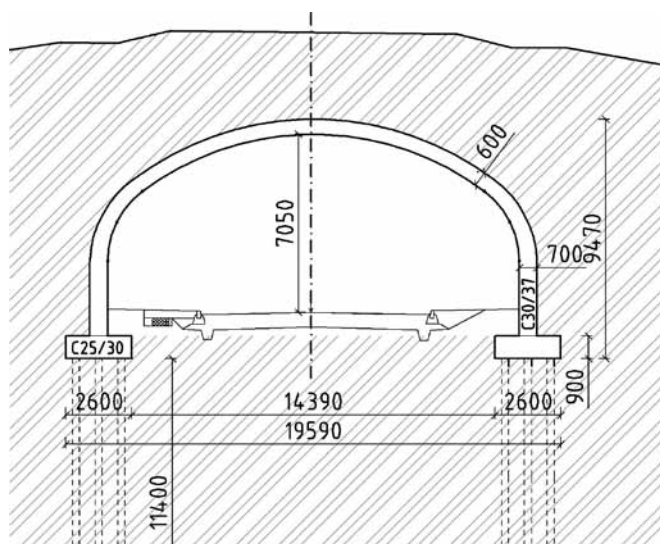
The culvert situated under the railway track of ŽSR (Railways of the SR) spans a new local road leading to housing area Rudlová. Horizontal clearance of the culvert is 16.29 m and the underpass length is variable. Vertical clearance of the culvert is 7,08 m.

The culvert is a single movement unit with the length on the top of 19.25 m. The culvert thickness at crown and at footing is 0,6 m and 0,7 m, respectively. Dimensions of strip footing are 2.6 × 0.9 m on the left side 35.58 m and on the right 33.885 m long. Foundations are deep (micropiles Ø 280 mm). The skew head walls are formed by large-diameter piles Ø 970 mm and anchored into railway embankment. The road under the culvert is the MOK 8/50 category road (local urban road), with sidewalks on both sides.

The bridge was constructed in place where the railway embankment is 11.0 m high. Two railway line shutdowns were needed during execution of works on this bridge. During the first shutdown a 48.0 m long provisional bridge was constructed so that there would be sufficient space for the construction of reinforced concrete culvert and its foundations. During the second railway line shutdown culvert fill and railway track were constructed. The construction of culvert was carried out on stationary scaffolding and concrete casting was performed in six pours.



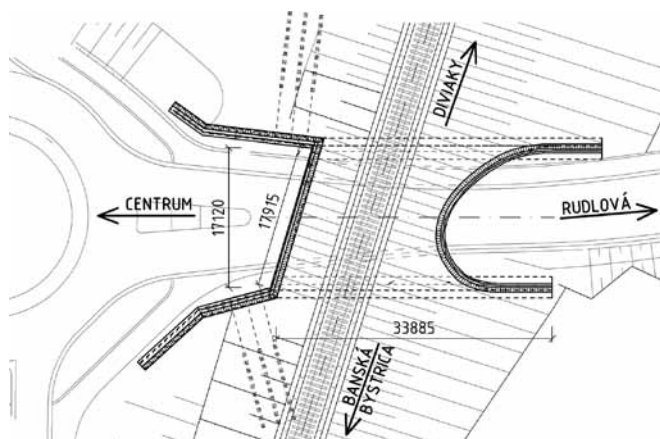
Obr. 10 Pohľad na most na vetve RUD A
Fig. 10 Bridge view



Obr. 11 Klenbový most pod traťou ŽSR v km 3,691 523 – priečný rez
Fig. 11 Culvert under the railway in km 3.691 523 – cross section



Obr. 13 Pohľad na klenbový most
Fig. 13 View of the culvert

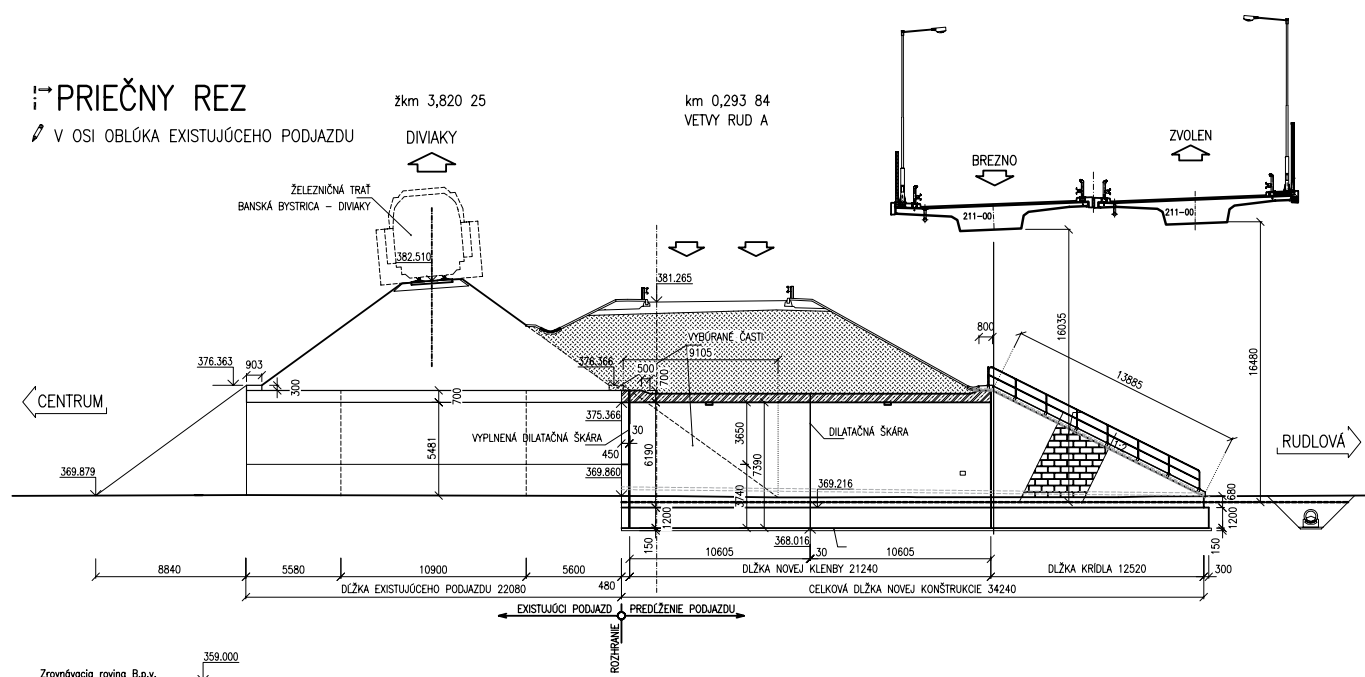


Obr. 12 Klenbový most pod traťou ŽSR v km 3,691 523 – situácia
Fig. 12 Culvert under the railway in km 3.691 523 – site plan

Extension of Concrete Culvert under the Railway

Extension of existing railway underpass is formed by reinforced concrete culvert under the interchange ramp RUD A. It bridges existing local road leading to housing area Rudlová. The culvert horizontal clearance is 6.96 m, vertical clearance is 5.59 m and its length is 21.24 m.

The culvert wall thickness at crown and at footing is 0.5 m, respectively 1.5 m. The culvert is divided into two movement units with the length of 2×10.605 m. The culvert strip footings are parallel and strutted by means of reinforced-concrete struts with the dimensions 500×300 mm at the spacing of 4.3 m. Dimensions of strip footings are $3.5 \times 1.2 \times 21.24$ m. The bridge foundations are deep (large-diameter piles $\varnothing 900$ mm). The road under the culvert is the MOK 7/30 category road (local urban road), with sidewalk on one side. The bridge was constructed on stationary scaffolding.



Obr. 14 Predĺženie betónovej klenby na trati ŽSR – priečný rez
Fig. 14 Extension of concrete culvert under the railway – cross section

osadené na pilieri č. 3. Výstavba sa realizovala na pevnej podpernej skruži v jednej etape. Použil sa predpínací systém Dywidag.

Drieky všetkých pilierov sú z monolitického železobetónu s pôdorysom $1,1 \times 1,4$ m. Výška driekov pilierov je od 6,06 do 7,58 m. Základy pilierov 2 a 4 majú rozmer $4,0 \times 6,5 \times 1,3$ m. Základ piliera č. 3 má atypické rozmery z dôvodu premostenia kanalizačnej stoky. Maximálna výška základu je 1,417 m. Založenie všetkých podpíer je na veľkopriemerových pilótach $\varnothing 900$ mm s dĺžkou od 9,0 do 18,0 m. V priestore mosta je tektonická porucha, ktorú zakladanie rešpektuje.

Konštrukcia vozovky je dvojvrstvová, hrubá 90 mm. Do ríms je osadené zábradľové zvodidlo s výplňou proti pádu snehu na miestnu komunikáciu. Dilatačné pohyby na moste dovoľujú mechanické mostné závery so zníženou hlučnosťou s celkovým dilatačným pohybom ± 40 mm na oboch oporách.

Klenbový most pod traťou ŽSR v km 3,691 523

Prespaná klenbová konštrukcia pod traťou ŽSR premostuje novú miestnu komunikáciu do Rudlovej. Šírka premostenia je 16,29 m, dĺžka podjazdu je premenná. Volná výška pod mostom je 7,08 m.

Klenbu tvorí jeden dilatačný celok. Jej dĺžka vo vrchole je 19,25 m. Hrúbka nosnej konštrukcie vo vrchole klenby je 0,6 m a v jej votknutí 0,7 m. Základový pás pod klenbou má rozmery $2,6 \times 0,9$ m, na ľavej strane je dlhý 35,58 m a na pravej strane 33,885 m. Mostný objekt sa zakladá na mikropilótach $\varnothing 280$ mm. Šikmé svahové krídla sú tvorené veľkopriemerovými pilótami $\varnothing 970$ mm a kotvené zemnými lanovými kotvami do násypu trate ŽSR. Komunikácia pod klenbou je riešená ako mestská, patrí do kategórie MOK 8/50 s obojstrannými chodníkmi.

Mostný objekt bol vybudovaný na mieste železničného násypu vysokého 11,0 m. Počas realizácie tohto mosta boli potrebné dve výluky na trati ŽSR. Počas prvej výluky sa zriadilo mostné provizórium dlhé 48,0 m tak, aby vznikol dostatočný priestor na realizáciu spodnej stavby a náročnej železobetónovej konštrukcie klenby. Počas druhej výluky na trati bol zriadený zásyp klenby a znovu aj železničný zvršok. Výstavba sa uskutočnila na pevnej podpernej skruži v jednom dilatačnom celku a betonáž prebiehala v šiestich etapách.

Klenbový železničný most realizovala firma D & D, Košice.

Predĺženie betónovej klenby na trati ŽSR

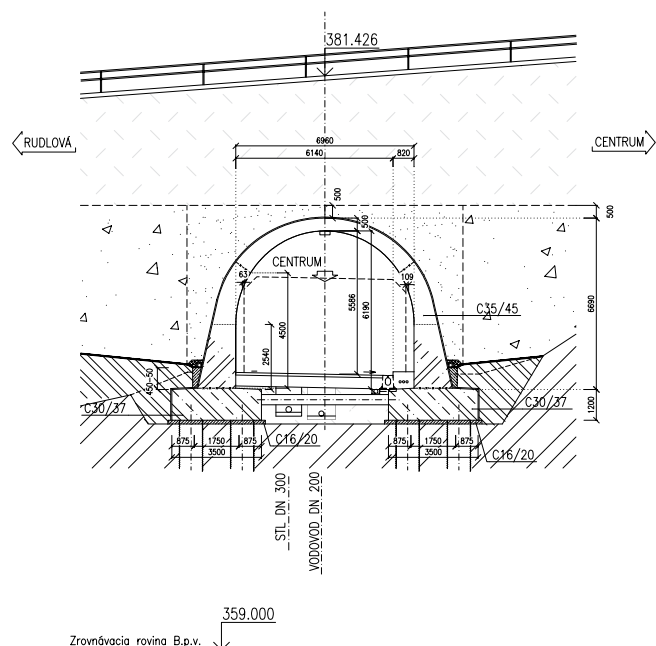
Mostný objekt je tvorený prespanou klenbovou konštrukciou pod vetvou RUD A a premostuje existujúcu miestnu komunikáciu do Rudlovej. Dĺžka premostenia je 6,96 m, volná výška pod mostom je 5,59 m a dĺžka podjazdu je 21,24 m.

Klenba vo votknutí má rozmer 1,5 m, vo vrchole klenby je hrúbka nosnej konštrukcie 0,5 m. Klenba je rozdelená na dva dilatačné celky dlhé $2 \times 10,605$ m. Základové pásy sú rovnobežné, rozopreté železobetónovými rozperami s rozmermi 500×300 mm vo vzdialenostiach 4,3 m. Základový pás má rozmery $3,5 \times 1,2 \times 21,24$ m. Objekt je založený na hĺbkových základoch, veľkopriemerových pilótach $\varnothing 900$ mm. Krídla aj čelo ukončuje železobetónová rímsa a dopĺňa dvojdrážďové zábradlie. Komunikácia pod klenbou patrí do kategórie MOK 7/30 s jednostranným chodníkom. Mostný objekt sa realizoval na pevnej podpernej skruži.

Záver

Mostné objekty sú v križovatke Rudlová dominantnými konštrukciami. Svojím konštrukčným riešením sa podieľajú na prehľadnosti križovatky a jej vhodnom začlenení do stiesneného intravilánového prostredia mestskej časti Banskej Bystrice.

POZDĹŽNY REZ



Obr. 15 Predĺženie betónovej klenby na trati ŽSR – pozdĺžny rez
Fig. 15 Extension of concrete culvert under the railway – longitudinal Section



Obr. 16 Pohľad na most
Fig. 16 View of the bridge

Conclusion

Bridges at the Rudlová interchange represent dominant structures. By their structural design concept they contribute to transparency of this complex junction and its suitable incorporation in constrained urban area of Banská Bystrica.

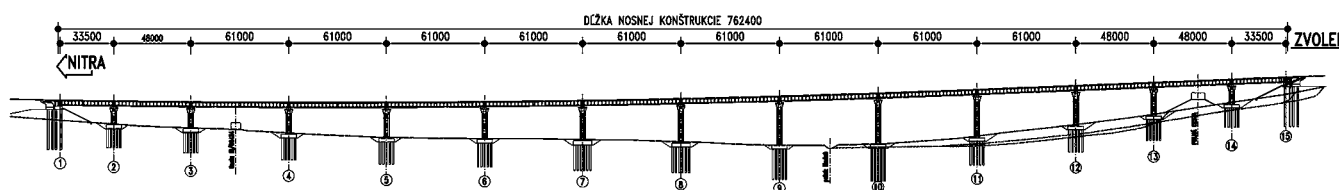


Letmo montovaný most na rýchlostnej ceste R1 v úseku Selenec – Beladice

Segmental Balanced Cantilever Bridge between Selenec and Beladice of Expressway R1

Mostný objekt sa nachádza na rýchlostnej ceste R1 Trnava – Banská Bystrica na úseku Selenec – Beladice, ktorý bol uvedený do prevádzky v októbri 2011. Je tvorený jednokomorovou nosnou konštrukciou s obojstrannými konzolami z predpäťého betónu. Most s dĺžkou nosnej konštrukcie 762,4 m bol ako jediný na celom úseku rýchlostnej cesty R1 budovanej v rámci PPP projektu realizovaný technológiou letnej montáže. Mostná konštrukcia sa nachádza nad údolím s potokom Kadaň a cestou III. triedy v maximálnej výške 32 m nad terénom.

The bridge is situated on the R1 Expressway Trnava – Banská Bystrica within the section Selenec – Beladice, which was put into service in October 2011. The prestressed concrete bridge is formed by single-cell box girder superstructure with cantilevers on both sides of the box. The bridge of length 762,4 m was the only one within the whole section of the R1 Expressway (constructed as PPP project) constructed by erecting of precast segments into final position of balanced cantilever with overhead launching gantry. It crosses a broad valley of the Kadaň Creek and rural road at the maximum height of 32 m above ground level.



Obr. 1 Pozdĺžny rez

Fig. 1 Longitudinal section

Základné usporiadanie konštrukcie

Mostný objekt tvoria dve samostatné nosné konštrukcie s oddelenou spodnou stavbou. Každý most má 14 polí s rozpätiami 33,5 + 48 + 9 × 61 + 2 × 48 + 33,5 m (obr. 1). Konštrukcia je navrhnutá ako jeden dilatačný celok. Ide o jednokomorovú konštrukciu vysokú 3,0 m s obojstrannými konzolami (obr. 2). Šírka nosnej konštrukcie je 12,25 m. V mieste mostného objektu je rýchlostná komunikácia vedená v protiahlych oblúkoch, pričom prechádza z pravostranného oblúka s polomerom 1 500 m prechodnicou do ľavostranného oblúka s polo-

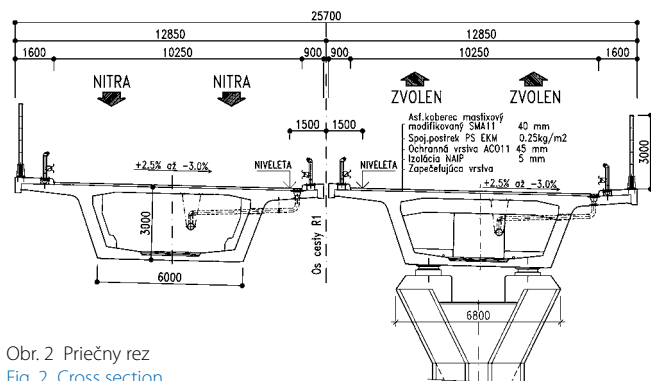
Bridge Layout

The bridge is formed by two individual superstructures with separated substructure. Each superstructure has 14 spans of lengths 33.5 + 48 + 9 × 61 + 2 × 48 + 33.5 m (Fig. 1). The superstructure is designed as a single expansion unit. It is a single-cell 3.0 m deep box girder structure with cantilevers on both sides (Fig. 2). The superstructure width is 12.25 m. At the bridge location the expressway runs in reverse curves when it passes from the right-hand curve with the radius of 1 500 m through a transition curve into left-hand curve with the radius of 1 000 m. A superelevation transition on the bridge is from 2.5 % to -3.0 %. The road vertical alignment at the bridge location is in a sag curve with the grades of 1.7 % and 4.0 %. The bridge deck drainage outlet is situated at the sag (at pier 4).

Bridge Superstructure

The bridge deck was designed as a segmental structure constructed by erecting of precast segments into final position of balanced cantilever with overhead launching gantry (Fig. 4). The balanced cantilever during construction was supported by four hydraulic jacks mounted on widened pier caps.

Typical balanced cantilever comprised of a pier segment and 2 × 13 pieces of standard segments. Each segment was 3.0 m deep. The transportation and erection limitations (up to 60 t) required to design the 1.7 m long pier segments. The standard segments were



Obr. 2 Priečny rez

Fig. 2 Cross section



Obr. 3 Budovanie pilierov
Fig. 3 Construction of piers

merom 1 000 m. Na moste dochádza k zmene priečného sklonu z 2,5 na -3,0 %. Výškové vedenie nivelety komunikácie v mieste mosta je v údolnicovom oblúku s počiatočným klesaním v sklone 1,7 % a záverečným stúpaním v sklone 4,0 %. Zvislý zvod odvodnenia mosta je umiestnený v najnižšom bode (pri pilieri č. 4).

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia bola navrhnutá ako priečne delená konštrukcia zo segmentov, budovaná pomocou montážneho zariadenia – letmou montážou so symetrickými vahadlami (obr. 4). Podopretie vahadla v priebehu montáže bolo zaistené štvoricou hydraulických lisov osadených na rozšírenej hlavici pilierov.

Typické vahadlo malo pilierový segment a 2 × 13 kusov štandardných segmentov. Všetky segmenty mali výšku 3,0 m. Dĺžka pilierových segmentov bola vzhľadom na obmedzenie prepravných a montážnych možností (do 60 t) navrhnutá na 1,7 m. Štandardné segmenty mali dĺžku 2,23 m. Všetky štandardné segmenty (okrem prvých susediacich s pilierovým segmentom) boli z betónu C 45/55 (podľa STN EN 206-1). Všetky ostatné segmenty boli z betónu C 55/67. Škály medzi segmentmi boli vyplnené tmelom na epoxidovej báze. Pilierové segmenty boli v hornej časti priečne predopnuté tromi súdržnými káblami pozostávajúcimi zo 4 lán Ø 15,7 mm. Pozdĺžne predpätie bolo navrhnuté zo súdržných 19-lanových káblov s veľmi nízkou relaxáciou Ø 15,7 mm (1 570/1 770 MPa). Použil sa predpínací systém DSI (Dywidag) s kotvami MA6819n.

Vždy pred zmonolitnením konštrukcie sa vykonala polohová rektifikácia vahadla na provizórnych lisoch. Nasledovalo zmonolitnenie škály a predopnutie káblov spojitosti. Ďalej sa vyplnil priestor medzi definitívnymi ložiskami a segmentom a aktivovali sa definitívne ložiská.

Aby sa dodržal čas výstavby, na objekte sa použili dve montážne zariadenia a výroba segmentov prebiehala v štyroch formách. Z prekladového priestoru za krajnou oporou sa segmenty k montážnemu súboru dopravovali po povrchu už zmontovanej konštrukcie.

Založenie a spodná stavba

Betónové pilieri s priečnym rezom v tvare písmena H s vonkajšími rozmermi 3,8 × 3,4 m boli ukončené rozšírenou hlaviciou (obr. 3). Veľkosť hlavice bola navrhnutá tak, aby okrem zabezpečenia uloženia ložísk umožnila počas výstavby uloženie štvorice montážnych lisov s únosnosťou 10 MN. Aby sa dali kontrolovať ložiská, navrhol sa prístup na hlavice pilierov cez dolnú dosku nosnej konštrukcie. Maximálna výška pilierov je 28,45 m.

Všetky pilieri sa budovali pomocou posuvného debnenia. Trieda betónu pilierov a ich základy sú zosumarizované v tabuľke.

Krajné opory sú z betónu C 35/37. Sú tvorené úložnými prahmi podpätými veľkopriemerovými pilótami s dĺžkou 25 m. Vzhľadom na potrebu konsolidácie podložia sa pri krajnej opore č. 15 zrealizoval konsolidačný násyp.



Obr. 4 Montáž nosnej konštrukcie
Fig. 4 Erection of bridge superstructure

2,23 m long. All standard segments except the first ones adjacent to pier segments were of concrete grade C 45/55 (in accordance with STN EN 206-1). The rest of the segments were of concrete grade C 55/67. The segment joints were filled with epoxy-based sealant. The pier segments were transversely prestressed in the upper part by three bonded tendons, each of 4 strands Ø 15.7 mm. The longitudinal prestressing was designed as bonded cables of 19x Ø 15.7 mm very low relaxation strands (1 570/1 770 MPa). The prestressing system was the DSI (Dywidag) with MA6819n anchors.

The balanced cantilever position was always rectified at temporary jacks before balanced pair closing. It was followed by placement of concrete into centre closure and prestressing of tendons. Then the space between permanent bearings and the segment was filled and the permanent bearings were activated.

To comply with the construction schedule there were used two launching gantries and four steel formworks for segments fabrication. Transport of segments from the abutment area to launching gantry was carried out on top surface of already erected superstructure.

Bridge Foundations and Substructure

The H-shaped concrete piers of outline dimensions of 3.8 × 3.4 m ended as tapered pier caps (Fig. 3). The cap size was designed to enable placing of bearings and positioning of four erection jacks with the loading capacity of 10 MN during construction. In order to check bearings, an access to pier caps through the superstructure bottom slab was provided. The piers maximum height is 28.45 m.

All piers were constructed by movable formwork system. Class of concrete of piers and their foundation are summarized in Table.

The bridge abutments were of concrete grade C 35/37. They were designed as bearing seats supported by 25 m long large-diameter



Obr. 5 Pohľad na most pred ukončením nosnej konštrukcie
Fig. 5 View of the bridge before superstructure completion

Tab. Trieda betónu pilierov a ich základy

Tab. Class of concrete of piers and their foundation

Pilier/ Pier	Trieda betónu/ Class of concrete	Počet pilót Ø 900 mm/ Number of piles Ø 900 mm	Dĺžka pilót pravého/ľavého mosta/ Length of piles at right/left bridge (m)	Rozmery základových blokov (š × d × v)/ Pile cap dimensions (w × l × d) (m)
2	C30/37	25	12/12	9,5 × 9,5 × 2,1
3	C30/37	25	13/13	9,5 × 9,5 × 2,1
4	C30/37	25	13/14	9,5 × 9,5 × 2,1
5	C30/37	25	14/14	9,5 × 9,5 × 2,1
6	C30/37	25	15/15	9,5 × 9,5 × 2,1
7	C35/45	30	16/16	9,5 × 11,5 × 2,5
8	C35/45	30	16/16	9,5 × 11,5 × 2,5
9	C35/45	25	18,5/19	9,5 × 11,5 × 2,5
10	C35/45	25	19/20,5	9,5 × 11,5 × 2,5
11	C35/45	25	15/15	9,5 × 11,5 × 2,5
12	C30/37	25	14/14	9,5 × 9,5 × 2,1
13	C30/37	25	13/13	9,5 × 9,5 × 2,1
14	C30/37	25	12/12	9,5 × 9,5 × 2,1

Vybavenie mosta

Odvodnenie mosta je zabezpečené mostnými odvodňovačmi, ktoré sú cez otvory v stenách segmentov zaústené do pozdĺžnych odvodňovacích rúrových zvodov vedených pozdĺžne v komorách mostov a následne vyústené v úrovni terénu. Dilatačné závery na moste sú lamelové (typu Algamod), s dilatačným pohybom 560 a 640 mm. Chodníky sú z monolitického betónu a na ich vonkajších stranách sú osadené protihlukové steny. Zvodidlá na moste sú oceľové (typu ZSNH4/H2).

Záver

Technológia budovania nosnej konštrukcie letmou montážou sa zvolila najmä preto, že umožnila rýchlu výstavbu mosta, čo bolo osobitne dôležité v podmienkach preplneného harmonogramu výstavby pri tomto PPP projekte. Mostný objekt sa zrealizoval za 22 mesiacov, čo je pri moste s týmito rozmermi krátky čas. Je už viac ako dva roky v prevádzke. Pohľad na most potvrdzuje vhodne zvolenú koncepciu návrhu konštrukcie a jeho kvalitnú realizáciu.

piles. Due to the need to consolidate underlying foundation soils, an approach fill was constructed at abutment No. 15.

Bridge Accessories

Bridge drainage is provided by deck drains which are connected by pipes, through openings in the webs of box girders, to longitudinal drainage pipes and further to outlet at the ground level. The expansion joints are modular (the Algamod type) with the movement range of 560 and 640 mm. The sidewalks with noise barriers are of cast-in-place concrete. The bridge traffic safety barriers are of steel (ZSNH4/H2 type).

Conclusion

Segmental concrete bridge built by "balanced cantilever" method was chosen because it allowed fast construction progress to meet tight schedule of the PPP project. The bridge was completed in 22 months, which is, for the bridge structure of such extent, a short period. The bridge has been in service for more than two years. It confirms proper structure design concept and its high-standard execution.



» Předpínání betonových konstrukcí
» Závěsové systémy mostů
» Sanace a zesilování konstrukcí

» Geotechnika (horninové kotvy, mikropiloty)
» Hydroservis (synchronní zvedání konstrukcí)
» Mostní ložiska

FREYSSINET CS, a. s., Zápy 267, 250 01 Brandýs n/L
tel.: +420 326 377 900, fax: +420 326 377 901, e-mail: freyssinet@freyssinet.cz, www.freyssinet.cz

FREYSSINET CS, a. s., organizačná zložka, Janka Kráľa 11, 974 01 Banská Bystrica, Slovensko
tel.: +421 484 142 622, fax: +421 484 148 359, e-mail: freyssinet@freyssinet.sk



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY



ARCADIS CZ a. s. (predtým ARCADIS Geotechnika a. s.), je s viac ako 85-ročnou tradíciou najväčšou a najstaršou geotechnickou konzultačnou spoločnosťou v Českej a Slovenskej republike. Skupina **ARCADIS** je medzinárodná celosvetovo pôsobiaca spoločnosť, ktorá poskytuje konzultácie, inžiniering, projektové riešenia a služby architektonického, projektového a facility managementu v oblastiach infraštruktúry, životného prostredia, priemyselných a občianskych stavieb. Úspešnosť a sila spoločnosti spočíva v kombinácii vedomostí, skúseností, získaných pri dlhoročnom pôsobení na trhu, a poznatkov o moderných európskych prístupoch v oblasti prípravy a riadenia veľkých inžinierskych projektov.



Spolahlivý partner pri príprave a realizácii stavieb

- Metodická činnosť v odbore geotechniky
- Inžiniersko-geologický prieskum
- Geotechnický prieskum
- Špeciálne geodetické práce
- Projektová činnosť
- Geotechnický monitoring
- Nezávislý stavebný dozor



Kontakt: ARCADIS CZ a. s., Organizačná zložka Slovensko, Miletičova 23, 821 09 Bratislava
Ladislav Michalica, riaditeľ, tel./fax : +421 2 502 44 475, e-mail: michalica@arcadisgt.sk, www.arcadis.sk



Použitie spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie pri stavbe rýchlostnej cesty R1

Application of a Steel-Concrete Composite Structure as a Part of the R1 Highway Construction

V lete roku 2009 začala spoločnosť Valbek, spol. s r. o., prvé práce na realizačnej dokumentácii stavby rýchlostná cesta R1, Nitra – Tekovské Nemce, 3. úsek, Beladice – Tekovské Nemce. Jedným z väčších mostov na tejto stavbe je diaľničný most 205-00 – Most na R1 v km 2,097 nad údolím a Majerským potokom. Dodávateľom stavby bola spoločnosť Granvia Construction, s. r. o., zhotovovateľom tohto stavebného objektu je spoločnosť Eurovia CS, a. s., závod Ostrava (predtým ODS – Dopravní stavby Ostrava, a. s.).

Koncepcia technického riešenia

V úzkej spolupráci s dodávateľom boli vypracované alternatívne koncepcie riešenia k pôvodnému návrhu mosta tak, aby sa mohla optimalizovať technológia výstavby a tým skrátiť termín výstavby.

Most prevádza cestu kategórie R 22,5/100 cez ploché údolie s Majerským potokom v blízkosti obce Tesárske Mlyňany. Voľná šírka na moste je $2 \times 10,25$ m. Pôvodný návrh predstavoval dva samostatné 7-poľové trámové mosty z predpäťých tyčových prefabrikátov so spriahajúcou doskou. S ohľadom na použitie overenej technológie dodávateľa bolo navrhnuté riešenie premostenia 5-poľovou konštrukciou s rozpätím jednotlivých polí $33 + 3 \times 40 + 33$ m. Nosnú konštrukciu mosta tvorí spojité kompozitný ocelobetónový rošt z plnostenných nosníkov.

Zakladanie a spodná stavba

Z hľadiska geologickej skladby je územie tvorené prevažne kvartérnymi ílmi, neogén je reprezentovaný súvrstvom ílovitých pieskov a štrkov s výskytom siltov a ílov so strednou plasticitou.

Na základe týchto podmienok sa použilo hlbinné založenie na vrtných veľkopriemerových pilótach s priemerom 880 mm pri oporách a 1 180 mm pri pilieroch, v dĺžkach 6,5; 8,0 a 14,0 m. Pod každým pi-

Detail design of the R1 Nitra-Tekovské Nemce highway commenced in summer of 2009. Design was carried out by consultancy Valbek and includes many bridge structures. R1 Highway bridge 205-00 over the Majesky River is one of the remarkable bridge structures described in following article. Eurovia CS Ostrava formerly known as ODS holding has been appointed as a subcontractor to deliver construction of the bridge under supervision of a main contractor Granvia Construction.

Design concept

A close cooperation between designer and bridge contractor proved to be vital for balanced conceptual design proposals within a tight construction schedule while minimising the cost of structure.

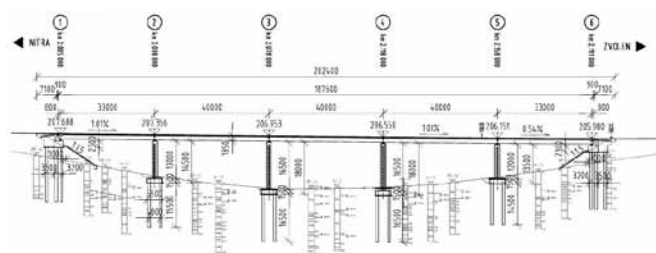
The R22,5/100 category highway is carried by two separate bridges over Majesky River near Tesarske Mlynany. Each bridge 10,25 m wide consists of 5 span ($33 + 3 \times 40 + 33$ m) continuous steel-concrete composite superstructure. The designer relied on contractor's great experience with this type of structure.

Before optimized, the bridge was originally designed as 7 span pre-stressed beam – concrete composite superstructure.

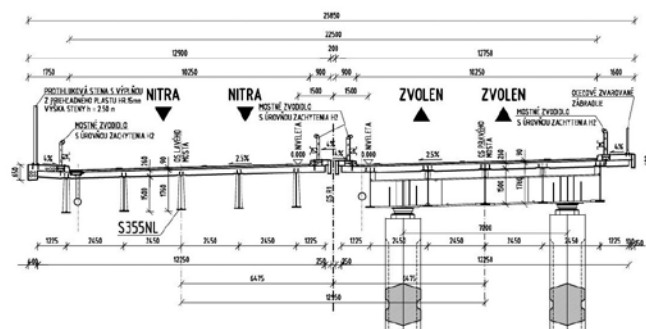
Foundations and substructure

In terms of geological composition the area is largely made up of Quaternary clays. Neogene strata is represented by clayey sands and gravels with the presence of silt and clays of medium plasticity.

Large-diameter bored concrete piles have been designed to reflect the existent geological strata. Abutments are supported by piles 6.5, 8.0 and 14.0 m long 880 mm in diameter. Each pier is based on 12 skin-friction piles with a pile toe embedded in clayey sands and gravels.



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom
Fig. 1 Longitudinal section



Obr. 2 Priechý rez mostom
Fig. 2 Cross section



Obr. 3 Výstavba pilierov
Fig. 3 Piers construction

lietom je 12 plávajúcich pilót s päťou ukončenou na úrovni piesčitých a ílovitých štrkov.

Medziľahlé piliere sú navrhnuté ako členené, z dvoch štíhlych stojok na spoločnom základe. Výška stojok sa pohybuje od 12,0 do 16,5 m. Krajné opory sú tvorené úložnými prahmi zo železobetónu a založené na pilótach. Opory aj piliere sú navrhnuté z betónu C 30/37 XC4, XD1, XF2, XA1 (SK), pri každom ložisku je navrhnuté miesto na osadenie zdvíhacích lisov na prípadnú výmenu ložísk za predpokladu nerovnomerného sadania podpier mosta. Na podperách 3 a 4 je navrhnuté pevné uloženie a na ostatných podperách pohyblivé v príslušnom smere.

Nosná konštrukcia a príslušenstvo

Oceľovú časť nosnej konštrukcie mosta tvoria zvarené oceľové plnostenné I-nosníky, konštrukcia mosta je zaradená do výrobnéj skupiny Aa s dielenskou prebierkou. Výška nosníkov je premenná, 1 485 až 1 540 mm v závislosti od premennej hrúbky pásnic, s konštantnou výškou stojiny 1 440 mm. Horná pásnica s hrúbkou 20 a 40 mm je po spodnú hranu zapustená do betónovej dosky, čo umožňuje bezproblémové pritlačenie debnenia dosky. Stena nosníkov má hrúbku 16 až 22 mm.

Spriahnutie kompozitného prierezu zaisťujú privarené oceľové trne Ø 19/150 (145) mm. Oceľovú konštrukciu pôdorysne tvorí polygón tak, aby bolo možné čo najvernejšie sledovať trasu R1, ktorá vedie v mieste mosta v smerovom oblúku s polomerom $r = 2\,550$ m. Lomové body polygónu sa nachádzajú približne v 1/6 rozpätia v blízkosti oblasti nulových momentov. Súčasne tvoria aj prechod medzi



Obr. 4 Debnenie pilierov
Fig. 4 Piers formwork

Intermediate piers with heights ranging from 12,0 to 16,5 m in form of two slender separate columns have been embedded into a shared pile cap. The pile caps have been designed of C 30/37 XC4, XD1, XF2, XA1 (SK) concrete similar to abutments. Each column-head is designed to allow for a flat jack placing in case of possible future bearing replacement or later adjustments if non-uniform settlements of the bridge supports should occur. Pier 3 and 4 was designed in order to accommodate a fixed bearing, while the rest of supports to accommodate a longitudinal or transversely guided bearings.

Superstructure

In a cross section five steel girders symmetrically placed about its vertical axis carries the concrete deck. Each girder has been welded from steel plates forming an I-shape beam subjected to a fabrication acceptance procedure grade "Aa". Depending on variable flange thickness the overall depth of the girders varies from 1 485 to 1 540 mm. The web depth remains constant 1 440 mm while its width varies 16 – 22 mm. Top flange thickness was stipulated as 20 and 40 mm respectively. In order to maintain clean grout check detail along the soffit the designer proposed the flange to be embedded into the concrete slab with bottom surface evenly allowing easy formwork placement.

Welded steel shear studs Ø 19/150 (145) mm connect girders with the concrete deck forming the composite superstructure of the bridge. The bridge polygonal alignment closely follows the horizontal curve of the highway in diameter of 2 250 m. The designer rendered the curve as a series of straight sections defined by points placed in 1/6 of the span where the main bending moment nears in-



Obr. 5 Zárodok oceľovej konštrukcie mosta
Fig. 5 Bridge deck starter



Obr. 6 Kompletná oceľová konštrukcia ľavého a zárodok pravého mosta
Fig. 6 Completed left bridge steelwork and starter of steelwork of the right bridge



Obr. 7 Zväracia kabína na montážne spoje
Fig. 7 A welding booth



Obr. 8 Hotový most
Fig. 8 View of the completed bridge

poľovými a pilierovými dielcami nosnej konštrukcie. Zvýšenie konštrukcie sa dosiahlo výpalom stien do krivky, ktorá zodpovedá krivke priehybu nosnej konštrukcie od stálych zaťažení a časti náhodných zaťažení. Na výrobu ocelevej konštrukcie mosta sa použil materiál S355 NL.

Protikoročná ochrana oceľových konštrukcií mosta je navrhnutá na stupeň koróznej agresivity C4 s veľmi vysokou životnosťou náteru. Zodpovedajúcou ochranou je viacvrstvový náterový systém v celkovej hrúbke NDFT 300 μm . Farebný odtieň vrchného náteru zvolil koncesionár vo farebnej paletе RAL 5021 – Water Blue.

Spriahajúca doska z betónu C 30/37 XC4, XD1, XF2 (SK) je navrhnutá v konštantnej hrúbke 0,26 m s priečnikmi s výškou 0,68 m na oporách. Všetky betónové časti mosta sú vystužené oceľou B500B.

Príslušenstvo

Celoplošná izolácia bola navrhnutá z asfaltových modifikovaných pásov, uložená na pečiatcu vrstvu na báze epoxidovej živice. Most je vybavený odvodňovačmi ACO Multitop HSD-5, 500 x 500 s lapačom nečistôt, z ktorých je voda zvedená do pozdĺžneho odvodňovacieho zvodu. Monolitické železobetónové rímsoy sú v súlade so štandardnými požiadavkami slovenských technických predpisov navrhnuté z betónu C 35/45 XC4, XD3, XF4. Výška vonkajšej pohľadovej časti rímsoy je 0,6 m a tvorí ju rímsový prefabrikát LP-600.

Oblasťou, na ktorú koncesionár kládol dôraz, bolo riešenie ochrany proti bludným prúdom, prepätiu a blesku. Na ochranu mosta pred prepätím sa navrhl iskrisá na všetkých podperách mosta a iskriso nad dilatáciami. Základné zvarenie výstuže pomocnými bodovými zvarmi bolo doplnené zvarením vybraných prvkov s funkciou spojovacieho vodiča a náhodného zvodu. Tento prvok bol zvarený v pozdĺžnom smere zvarmi s dĺžkou 100 mm.

Z ďalších častí príslušenstva sú na moste osadené povrchové mostné závery RW WSG 160-2, zábradľové vzodidlá typu ZSODS1/H2 s úrovňou zadržania H2 a mostné zábradlie.

Realizácia mosta

Výstavba mosta prebiehala v štandardných etapách s dôrazom na optimalizáciu využitia výrobných a montážnych technologických kapacít zhotovovateľa. Oceľová konštrukcia bola montovaná z jednotlivých dielov tvorených stredným a dvojicou krajných nosníkov. Podopretie dielcov pri montáži realizoval zhotovovateľ ľahkými systémovými vežami.

Spriahnutá doska sa betonovala po etapách, bez použitia provizórnych podpôr, s oceľovou konštrukciou osadenou na ložiskách. Najskôr sa betonujú úseky v poliach a následne úseky nad podporami. Betonáž prebiehala na dvoch typoch betonárskych vozíkov, ktoré sa pohybujú po spodných pásniciach oceľových nosníkov. Na zaistenie stability pri betonáži je systém hlavných nosníkov v poliach doplnený systémom priehradového montážneho stuženia.

flexion and the girder changes its cross section profile. The shape of the web plate has been designed into a shape defining girder precamber. The precamber has been stipulated for different construction stages in particular under dead load, superimposed dead load and partially live load. The components of the steelwork of the bridge have been fabricated in a single material strength grade S355NL.

Protective treatment of steel bridge parts in total NDFT of 300 μm reflect for the environmental conditions of grade C4 with respect to the highest coating durability required by investors. Furthermore in line with investor's proposals the colour of the coating's final layer has been stated as RAL 5021 – Water Blue.

Furnishing

An approved certified bituminous polymeric sheet bridge deck waterproofing in combination with surfacing primer coating has been placed. Surface water drainage system in form of ACO Multitop HSD-5, 500 x 500 connects its vertical outlet into the horizontal main drain and to the sewer. Reinforced concrete parapet beam formed by precast units LP-600 in combination with cast in-situ concrete. In accordance with the standard requirements of Slovak technical regulations designed of concrete grade C35/45 XC4, XD3, XF4 (SK) was completed.

The contractor fully addressed concessionaire's requirements to protect the bridge against stray currents, surges and lightning. To protect the bridge against surges, spark gaps were induced into the design for all the supports and for expansion joints. Basic spot welds to the reinforcement cage completed a current leading wire welded by 100 mm long welds in longitudinal direction. Bridge expansion joints RW WSG 160-2 and safety crush barriers with level of containment H2 accompanied by safety bridge railings have been used.

Construction

Construction of the bridge proceeded with the main emphasis on the use of assembly and technological capabilities of the contractor. The steel structure was assembled by parts made up of middle and outer pair of beams. The supporting assembly of temporary works was used in form of light scaffolding towers.

Casting of composite slab was achieved in construction stages without the use of temporary props with the steel superstructure already mounted on its bearings. The first concrete pour of the deck slab was done in midspans followed by concrete casting over both supports.

Casting the deck took place with help of two types of bridge slip-form trollies which moved along the bottom flange of steel beams. To ensure stability during casting the main beams were interconnected in the midspan by temporary bracing assemblies.

During construction stages some specific issues have been addressed such as to eliminate significant part of settlement process of the support by temporarily placing the structure on its bearings. Furthermore a welding booth has been introduced for highest quality

V priebehu výstavby sa riešili niektoré špecifické problémy, napríklad provízorne uloženie konštrukcie na oporách na elimináciu veľkej časti sadania opôr a zaistenie kvality montážnych zvarov v nepriaznivých klimatických podmienkach použitím zvaracej kabíny.

K vysokým štandardom koncesionára a jeho zhotovovateľov patrí predovšetkým dôsledný systém kontroly kvality stavby.

Tá sa overovala priebežne, napríklad meraním sadnutia násypu, ktoré je predpokladané až na 10 cm, skúškami integrity pilót, statickými zaťažkavacími skúškami pilót, skúšaním tupých aj kútových zvarov nedeštruktívnymi defektoskopickými metódami alebo mechanickým overovaním odolnosti spriahajúcich tŕňov. Pravidelne sa v rámci prebierok kontrolovala aj geometria vyrábanej ocelevej konštrukcie. Dielenské prebierky prebiehali na častiach konštrukcie, vždy v nadväznosti na zameraný predchádzajúci a zostavený nasledujúci diel. Montážne prebierky sa konali na ucelených častiach, prípadne na celej konštrukcii vždy pred podlievaním ložísk.

Záver

Most bol uvedený do prevádzky v júli 2011. Jeho technické parametre, dĺžka výstavby mosta (jeden a pol stavebnej sezóny), ako aj estetické pôsobenie sú istým dôkazom toho, že opísaný typ konštrukcie je vhodným riešením daného premostenia. Celkovú kvalitu návrhu aj realizácie diela preukázala zaťažovacia skúška mosta, ktorá prebehla po ukončení jeho výstavby.

control of in-situ welding in adverse weather conditions and particularly rigorous concessionaire's and contractor's quality management contributed to the high quality construction standards significantly.

These standards were continuously verified by measuring the settlement of the embankment which was estimated up to 10 cm. Testing of piles took place in form of pile integrity testing, and static pile load tests.

The testing of butt and fillet welds by non-destructive flaw detection methods and mechanical verification of shear studs resistance also took place. Furthermore the geometry of the steel structure was numerous and regularly inspected within process of acceptance. Workshop acceptance was split into a number of separate rigorous checks of bear steel structure always followed by the previous and the following checks. A complete part was again inspected ones assembled and whole structure was placed on its bearings before grouting took place.

Conclusion

The bridge was opened for traffic in July 2011. Technical parameters of the bridge and the bridge construction length of one and a half season and the aesthetically pleasing appeal of the bridge is a strong evidence that the this type of structure proved to be right solution. The overall quality of the design and execution of the construction works was demonstrated by load test which was conducted after the completion of the construction.

Kvalitný betón ako základ rýchlych a kvalitných ciest

Spoločnosť Holcim Slovensko bola hlavným dodávateľom stavebných materiálov a súvisiacich služieb pri výstavbe R1.

Nároky na kapacitu

S výstavbou prvých troch úsekov na trase Nitra – Tekovské Nemce v dĺžke asi 45 kilometrov sa začalo v septembri 2009. Štvrtý úsek projektu – obchvat Banskej Bystrice v dĺžke 5,8 kilometra – sa začal budovať v decembri 2009, avšak väčšina betonáží prebiehala od začiatku roka 2010. Objem betonáží bol obrovský a fyzicky ich nebolo možné realizovať z jednej kmeňovej betonárne. Na projekte preto pracovali štyri hlavné betonárne Holcim Slovensko a podľa potreby aj záložné betonárne. Záložnými betonárňami boli okrem jednej betonárne Holcim Slovensko v Leviciach aj partnerské betonárne tretích strán. Kapacita betonární, ktoré dodávali betón na projekt R1, niekoľkonásobne prevyšovala požiadavky stavby. „Ich pripravenosť bola však mimoriadne dôležitá pre prípad súbehu betonáží na zabezpečenie plynulosti dodávok.“

Časť objektov mostov tvorili prefabrikované konštrukcie, kde sa monolit používal na zálievky a zmonolitnenie celej konštrukcie.

Non stop dispečing

Celý systém dodávok betónu bol riadený centrálnie. Logistiku zabezpečoval dispečer v spolupráci s vedúcimi prevádzok. Objednávky betónu sa vykonávali na týždennej báze. Vždy týždeň vopred sa pripravil plán na nasledujúci týždeň.

Dispečer podľa požiadaviek objednával aj záložné betonárne. Dispečing bol k dispozícii non stop počas 24 hodín.

Na zabezpečenie plynulosti dodávok bolo potrebné, aby mal dispečer neustále presný prehľad o aktuálnom mieste domiešavačov a stave na jednotlivých stavbách.

Všetky domiešavače boli preto štandardne vybavené GPS systémom, aby ich dispečer spoločne s vedúcimi prevádzok mohol

optimálne rozmiestniť podľa aktuálnej potreby. Na betonárňach boli preto nainštalované kamery, aby bol dispečer rovnako schopný kontrolovať stav nákladov a všetky požiadavky, prípadne zmeny na jednotlivých prevádzkach. Flexibilita a časová, objemová a samozrejme kvalitatívna presnosť dodávok boli alfou a omegou spolupráce. Napr. po začatí dodávok, pred spustením betonárne v Tesárskych Mlyňanoch, sme viac ako 3 000 m³ betónu doviezli zo záložnej betonárne v Leviciach, vzdialenej 25 km.

Technická podpora na mieste

Pri rozhodujúcich betonážach bol vždy prítomný zástupca technického oddelenia Holcim Slovensko. Technológ bol na druhej strane barikády, teda reálne na stavbe, nie na betonárni, a priamo na mieste optimalizoval konzistenciu betónu, teplotu betónu, obsah vzduchu a pod.

Objemy dodávok sa optimalizovali a zrealizovali priebežne, pretože v čase dohôd neboli jasné jednotlivé projektové dokumentácie a ich presný rozsah. Zabetónovali sa pilóty a na väčšine stavebných objektoch už aj mostovky. Na bansko-bystrickom úseku sa betonoval nosný systém, sústava oporných múrov, priepustov, prekládok a pod.

Doprava a životné prostredie

Aj keď sa môže zdať, že výstavba dopravného koridoru a ochrana životného prostredia nejdú dokopy, aj pri stavbách veľkého rozsahu sa dbá na budúce generácie, a to nielen pokiaľ ide o rýchlosť dopravy. Na betonáže všetkých úsekov R1 sa používal portlandský cement s vápencom (CEM II/A-LL 42,5 R), ktorý je vďaka nižšiemu obsahu slinku menším „producentom“ CO₂ ako čisté portlandské cementy, používané v minulosti v omnoho väčšej miere. Bolo presne predpísané, ktoré komunikácie môžeme z hľadiska životného prostredia využívať na dodávky betónu. To, samozrejme, kládlo vyššie nároky na dispečing, pretože v prípade nepredvídaných situácií na určenej komunikácii musel okamžite nájsť náhradné riešenie. My ako dodávateľ betónu sme rešpektovali zásady ochrany životného prostredia na tejto stavbe, a to hlavne v režime čistenia domiešavačov a čerpadel, ako aj likvidácie zvyškového betónu. Naše vozidlá a stroje spĺňali všetky kritériá na ochranu životného prostredia.

Špeciálny betón na špeciálne nároky

Všetky receptúry betónu používaného na stavbách v rámci R1 boli špeciálne navrhnuté pre tento špecifický projekt. Presná špecifikácia receptov prebiehala u našich technológov



Väčšina betonáží si vyžadovala čerpanie betónu čerpadlami.



Pri štvrtej etape výstavby R1 bolo postavených viac ako 70 stavebných objektov.

gov v našom akreditovanom laboratóriu. Na tomto projekte sme po prvýkrát garantovali aj modul pružnosti betónu a mieru dotvárať betónu.

Zaujímavosťou projektu bolo, že väčšina dodávaných druhov betónu mala konzistenciu S4, teda veľmi tekuté, aby sa dosiahli dostatočne kvalitné povrchy. Druhy betónu použité pri výstavbe R1 mali vysoký obsah pridanej chémie. Museli dosiahnuť 90-minútovú spracovateľnosť od zamiešania na betonárni. Všetky boli namiešané vyslovene na tento projekt, pretože pri bežných druhoch betónu neboli potrebné také extrémne vlastnosti ako v prípade R1. Napr. pri nábehových pevnostiach bolo požiadavkou zákazníka, aby betón už po troch dňoch dosahoval viac ako 90 % koncových pevností, pretože pri výstavbe R1 išlo v mnohých prípadoch o dodatočne predpísané konštrukcie, preto dodatočne namáhanie musel betón preniesť po troch dňoch.

Požiadavky nielen na betón

Na tomto projekte sa betón vyrábala výlučne z kameniva a cementu spoločnosti Holcim Slovensko, a to aj v záložných betonárňach tretích strán. Dôležitá bola spolupráca aj s ostatnými oddeleniami výroby, potrebovali sme správne dodávky cementu a kameniva v presne určenom čase. Nevyhnutné bolo kamenivo, ktoré malo všetky potrebné parametre vrátane maximálneho obsahu vlhkosti, cement, ktorý musel mať okrem iného aj optimálnu teplotu. Vzorky sme skúšali v našom akreditovanom laboratóriu a súčasne si zákazník odoberal vzorky betónu priamo na stavbe aj sám. Betonáže prebiehali aj v extrémnych podmienkach, v lete v horúčavách a v zime pri veľmi nízkych teplotách. Na tieto výkyvy teplôt museli byť dodávatelia pripravení. Súčasťou výroby bol ohrev kameniva a zámesovej vody.

Prevádzky mali zabezpečenú a umožnenú aj výrobu v extrémnych podmienkach, ako sú veľmi nízke aj vysoké teploty.

Projekt takého rozsahu, akým bola výstavba R1 si vyžadoval okrem dobrých technických a obchodných podmienok aj vysoké nasadenie zamestnancov dodávateľských firiem. Spoločnosť Holcim Slovensko sa podieľala aj na výstavbe ďalších veľkých projektov, akými boli napríklad tunel Sitina a obchodné centrá Eurovea a Retro. V súčasnosti je dodávateľom pri výstavbe diaľničného úseku D1 Jánovce-Jablonov a nákupného centra Bory mall.

Kontakt:
Stanislav Jurík
tel.: 0903 603 804
e-mail: stanislav.jurik@holcim.com
www.holcim.sk



Cement. Kamenivo. Betón.



Betonáž na úseku Beladice – Tekovské Nemce.



Zabetónované pätky pod budúcimi stĺpmi mosta.



Pri všetkých betonážach sa používal portlandský cement s vápencom (CEM II/A-LL 42,5 R).

Vladimír Engler – Luděk Borový – Miroslav Knapík – Ivan Böhman



Most na R1 nad cestou I/65, Čerešňovým potokom a poľnou cestou v km 15,850

Bridge on the R1 over the Road I/65, Čerešňový Stream and Field Road at km 15,850

Most na rýchlostnej ceste R1 s 12 poľami sa stal technológiou montáže prefabrikovaných nosníkov s použitím podpornej skruže Breka pri podporách. Masívne opory aj šesťuholníkové piliere sú založené hlbínne na plávajúcich veľkopriemerových pilótach.

Na jeseň roku 2012 sa v rámci prvého projektu PPP na Slovensku otvorila 42 km dlhá rýchlostná cesta R1 medzi Nitrou a obcou Tekovské Nemce. Sprevádzkovaním tejto stavby sa zabezpečilo prepojenie Trnavy a Banskej Bystrice rýchlostnou komunikáciou a odľahčenie preťaženej cesty I/65.

Nedaleko obcí Choča a Tesárske Mlyňany prekračuje rýchlostná cesta údolie Čerešňového potoka a preložku cesty I/65 mostom s 12 poľami s celkovou dĺžkou 350 m. Ľavý most má rozpätie 21 + 6 × 31 + 3 × 26,5 + 31 + 21 m, pravý most 21 + 10 × 31 + 21 m. Vloženie kratších poľí na konci mosta vychádza zo šikmého kríženia mosta s preložkou cesty I/65.

Pôvodne monolitická nosná konštrukcia mosta bola v priebehu výstavby prepracovaná na spriahnutú, s nosníkmi z predpätého betónu a monolitickou betónovou doskou. Dôvodom bolo nutné skrátenie času výstavby, aby bolo umožnené preloženie cesty I/65 pod most.



Obr. 1 Celkový pohľad na most
Fig. 1 General view of the bridge

The 12-span bridge on the R1 motorway was built by the technology of precast beams assembly with the help of supportive scaffolding Breka at the supports. Solid abutments and hexagonal piers are founded on large-diameter floating piles.

A 42 km long R1 motorway between Nitra and Tekovské Nemce built as the first PPP project in Slovakia has been opened during autumn 2012. The opening of this motorway provided the connection of Trnava and Banská Bystrica with the relieving effect on the highly frequented road I/65.

Close to the villages Choča and Terárske Mlyňany the R1 motorway crosses Čerešňový stream and a relocated road I/65. It is bridging the valley by 12-span structure with overall length of 350 meters. The left bridge has a span of 21 + 6 × 31 + 3 × 26,5 + 31 + 21 m, the right one has a span 21 + 10 × 31 + 21 m. The insertion of shorter fields at the end of the bridge is result of the skew crossing of the bridge and relocated road I/65.

Originally monolithic support structure of the bridge was redesigned during building process to the composite one, with beams of prestressed concrete and monolithic concrete slab. The reason for that was a demand for shortening the construction period which allow the relocation of I/65 road under the bridge.

The R1 is designed in the category of R 22,5/100. The route as well as the bridge is straight, vertical elevation above Čerešňový potok is in convex curve, further in the direction to Zvolen rises in slope of 1.69 %. In the cross direction the road is in imbricate gradient of 2,5 %.

Foundation and substructure

The entire bridge is founded on floating piles with a diameter of 0.88 meters. In layers with different plasticity clays and clayey sands the piles have a length of 9 – 12 m. Underneath the abutment 1, which is founded on the consolidation mound, the piles are extended to 15 m. The piles were drilled under the protection of boring casing due to the presence of groundwater in the depth of 5 – 9 m below the ground.

There is 12 piles situated underneath the every pier bases, which are common to a pair of piers. Under each abutment there is 7 piles arranged in two rows. Piles are designed to sustain the predicted settlement ranging from 15 to 20 mm.

At the abutment 1 the mound reaches a height of 9.5 m. A consolidation mound has been made in advance for reducing the effects of subsequent settlement of the subsoil in this place. The whole area is strengthened using gravel piles with the diameter of 0.60 m.

At the abutment 13 the mound's height is only 4.5 m and is rapidly decreasing further on. There was no need to take any further action for reducing the settlement there.

Ing. Vladimír Engler, NOVÁK & PARTNER, s. r. o., Perucká 2481/5, 120 00 Praha 2, tel.: +420 2 21592058, e-mail: engler@novak-partner.cz

Ing. Luděk Borový, STAVBY MOSTOV SLOVAKIA, a. s., Janka Kráľa 11/231, 974 01 Banská Bystrica, tel.: + 420 2 22185111, e-mail: borovy@smp.cz

Ing. Miroslav Knapík, STAVBY MOSTOV SLOVAKIA, a. s., Janka Kráľa 11/231, 974 01 Banská Bystrica, tel.: +421 48 4142622, e-mail: miroslav.knapik@stavbymostov.sk

Ing. Ivan Böhman, Doprastav, a. s., závod Prefa, Drieňová 31, 821 01 Bratislava, tel.: + 421 2 48271291, e-mail: ivan.bohman@doprastav.sk



Obr. 2 Založenie pilierov na pilótach
Fig. 2 The pier's pile foundation

Rýchlostná cesta R1 je navrhnutá v kategórii R 22,5/100. Trasa je v mieste mosta v priamej, niveleta je nad Čerešňovým potokom v údolnicovom oblúku, za ktorým smerom na Zvolen stúpa v sklonе 1,69 %. V priečnom smere je cesta v strechovitom sklonе 2,5 %.

Založenie a spodná stavba

Celý most je založený hlbinnе na plávajúcich pilótach s priemerom 0,88 m. Vo vrstvách ílov s rôznou plasticitou a ílovitých pieskov majú pilóty dĺžku 9 až 12 m. Pod oporou 1, založenou na konsolidačnom násypе, sú pilóty predĺžené na 15 m. Vzhľadom na výskyt podzemnej vody v hĺbke 5 až 9 m pod terénom sa pilóty vrtali pod ochrannou výpažnicе.

Pod základmi, ktoré sú spoločné pre dvojicu pilierov, je rozmiestnených 12 pilót. Pod každou oporou je 7 pilót rozmiestnených do dvoch radov. Pilóty sú navrhnuté na predpokladané sadanie 15 až 20 mm.

V mieste opory 1 dosahuje násyp výšku 9,5 m. Z dôvodu zníženia účinkov následných sadaní podlažia bol na tomto mieste v predstihu nasypán konsolidačný násyp. V celej oblasti je podlažie spevnené štrkopieskovými pilótami s priemerom 0,60 m.

V mieste opory 13 má násyp mocnosť iba 4,5 m, ten ďalej rýchlo klesá. Okolo tejto opory nebolo nevyhnutné prijať ďalšie opatrenia na obmedzenie sadania.

Opory pozostávajú z úložného prahu, záverového múrika a krídel. Úložný prah s hrúbkou 1,30 až 1,60 m je uložený na pilótach.

Piliere majú tvar šesťuholníka so základnými pôdorysnými rozmermi 1,60 × 1,20 m. Ich výška sa pohybuje od 8,83 m pri Čerešňovom potoku do 4,95 m pred preložkou cesty.

Na pilieroch aj oporách sa uvažovalo o možnosti umiestnenia lisov na výškovú rektifikáciu ložísk pred dokončením mosta.

Nosná konštrukcia je na všetkých podporách uložená na hrncových ložískach. Uprostred mosta sú pevné ložískach. S ohľadom na etapovitost výstavby sa v prvej montovanej časti použili ložískach s dočasnou fixáciou.

Nosná konštrukcia

Na každý dopravný smer je navrhnutá samostatná mostná konštrukcia s 12 poľami z prefabrikovaných tyčových nosníkov DPS VP-I 04 so skladobnou šírkou 1,60 m. Na maximálne rozpätie 31 m sú navrhnuté nosníky s výškou 1,40 m. Spolu 8 nosníkov na šírku mosta je spriahnutých železobetónovou doskou s hrúbkou 0,22 m.

Predpäté nosníky sa vyrábajú z betónu C 45/55. Predpínajú sa kombinovaným predpätím. V prvej fáze sa pri uvoľnení nosníkov z formy aktivujú láná, pôsobiace v priamom smere. Po dvoch až štyroch týždňoch sa nosníky na skládke dopnú zdvíhanými káblami, zloženými zo štyroch lán typu monostrand. Všetko predpätie prebieha iba v jednotlivých nosníkoch, neprechádza cez podporu. Nad podporou pôsobí prierez ako železobetónový.



Obr. 3 Stavba pilierov
Fig. 3 The pier's construction

The abutment consists of a pile cap where the beams are placed, wall stem and wings. Pile cap with the thickness from 1.30 to 1.60 m is founded on piles.

The piers have a hexagonal cross-section with dimensions 1.60 × 1.20 m. Height of piers ranges from 8.83 m by Čerešňový stream to 4.95 m before the relocation of road I/65.

At the piers as well as at the abutments there was considered the possibility of placing the jacking devices for the height adjustment of bearings before completion of the bridge.

The superstructure is placed on pot bearings at all supports. In the middle of the bridge there are fixed bearings. With regard to stages of construction the superstructure was placed on bearings with temporary fixation during first construction stages.

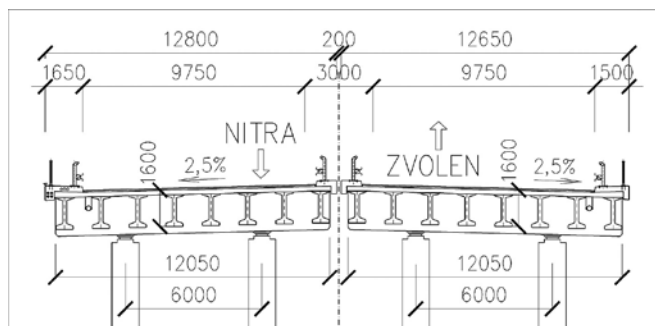
Superstructure

A separate bridge structure is designed for the each traffic direction. It has 12 spans and consists of prefabricated beams DPS VP-04 I with compositional width of 1.60 m. Beams with height of 1.4 m are designed for the maximum span length of 31 m. The total of 8 beam per the width of the bridge are connected with reinforced concrete slab. Its thickness is 0.22 m.

Precast pre-stressed beams are made of concrete C 45/55. A combination of pre-tension and pre-stress is used. In the first phase when beams are taken out of the mold, they are pre-tensioned with straight pre-tension tendons. After two or four weeks the beams at a landfill are pre-stressed with the curved tendons, which consists of four monostrands.

All pre-stress tendons go only from one end of the beam to the other and is not crossing the support diaphragm. The structure acts only as a reinforced concrete above the support.

The assembly of both bridges started at Zvolen abutment. At the first stage three spans on the left bridge and four spans on the right one was constructed. In subsequent stages, the right bridge was completed first and the left one as second.



Obr. 4 Priečny rez nosnou konštrukciou
Fig. 4 Cross-section of the superstructure



Obr. 5 Montáž nosníkov
Fig. 5 Installation of beams

Montáž oboch mostov prebieha po etapách od zvolenskej opory. V prvej etape sa zmontovali tri polia ľavého a štyri polia pravého mosta. V ďalších etapách sa postupne dokončil najprv pravý a potom ľavý most.

Pri montáži sa nosníky ukladajú na prefabrikované priečnikové dosky, ktoré sú ako náhrada debnenia pri betonáži spriahnuté s betónovaným priečnikom. Tieto prefabrikované dosky sa použijú nad piliermi aj oporami.

Počas výstavby sa vyhodnocujú deformácie jednotlivých nosníkov a ich vývoj od betonáže až po uloženie do konštrukcie. Za prísnych podmienok dosahujú skutočné deformácie odchýlky v hodnotách vzopätia ± 20 mm, čo zodpovedá hodnotám uvažovaným v projekte.

Výpočet

Založenie mosta bolo navrhnuté programovým systémom Geo5. Pilóty boli posudzované pomocou limitnej zaťažovacej krivky modulom na výpočet pilót so zohľadnením vplyvu skupinového pôsobenia pilót.

Nosná konštrukcia bola posúdená programom RIB na výpočet plošných prvkov. Vo výpočte sa okrem hodnotenia únosnosti sledovali aj deformácie v rôznych časoch výstavby, ktoré majú veľký vplyv na konečný tvar konštrukcie. Stavba má povolené výškové odchýlky od projektu iba ± 5 mm. Preto bolo nutné priebežne aktualizovať deformácie v závislosti od upravovaných časov výstavby.

Samotný nosník sa sledoval v rôznych statických štádiách – od uvoľnenia z formy pri aktivácii prvej časti predpätia cez dopnutie nosníkov pomocou zdvíhaných káblov z monostrandov po dvoch týždňoch až po uloženie do konštrukcie.

Príslušenstvo

Vozovkové súvrstvie tvorí penetračne adhézny asfaltový náter ako podklad na asfaltové natavovacie pásy s polyesterovou výstužnou vložkou s ochrannou vrstvou z asfaltového betónu ACO 11-I v hrúbke 45 mm. Ochrana izolácie pod chodníkmi je z druhej vrstvy asfaltových pásov Foalbit s hliníkovou výstužnou vložkou. Obrusná vrstva vozovky na moste je z modifikovaného asfaltového koberca SMA 11 s hrúbkou 40 mm. Na oboch koncoch mosta sú povrchové, vodotesné mostné závery typu Algamod na celkový posun 320 mm. Na všetkých rímsach sú zábradlové zvodidlá ZSODS1 na úroveň zadržania H2. Ocelové zábradlie s výškou 1,10 m je na vonkajších rímsach pri vonkajšom okraji revízneho chodníka. Vodu z mosta odvádzajú odvodňovače Labe do pozdĺžneho zvodu. Svahy pri oporách sú dláždené lomovým kameňom do betónu.

Výstavba

Výstavba celého objektu mala jasnú filozofiu. Postaviť čo najskôr časť nosnej konštrukcie v mieste kríženia s budúcou preložkou cesty I/65.

Výstavba prebiehala od opory 13 založením a spodnou stavbou oboch mostov smerom k opore 1. Keďže opora 13 sa nezakladala na



Obr. 6 Uloženie nosníkov na prefabrikované dosky
Fig. 6 Placing the beams on precast panels

When the beams are installed, they are placed on precast panels, which acts as formwork and these are later one connected with the in-situ concreted crossbeam. These precast panels are used over piers as well as abutments.

Deformations of beams are assessed in all stages of construction as well as its development in time. Under the strict conditions the real deformations of beams camber reaches approx. ± 20 mm, which corresponds to the values designed in the project.

Structural Analysis

The bridge foundation was designed using software systems Geo5. Piles were assessed using the limit load curve with the use of pile design software module, taking into account the impact of pile group action.

The superstructure has been assessed using RIB, the software for the surface elements calculation. The limit states of the structure were assessed by the structural analysis as well as all deformations in different construction stages, which have a big effect to the final shape of the superstructure. The Contractor is allowed to deviate from the project only ± 5 mm in terms of height. It was therefore necessary to continuously update the deformation depending on the time of construction.

The actual beam is still monitored in various construction stages, e.g.: taking out of the mold, pre-tensioning, pre-stressing with monostrands after two weeks and placing in the structure.

Accessories

Pavement layers are made of the adhesive penetration asphalt coating as a base for asphalt surfacing belts reinforced with polyester liner and with a protective layer of asphalt concrete ACO I - 11 in a thickness of 45 mm. Insulation protection underneath the cope consists of the second layer of asphalt Foalbit belts reinforced with aluminum inlay. Surfacing pavement on the bridge is made of modified asphalt, SMA 11 with a thickness of 40 mm. At both ends of the bridge are equipped with waterproof surface expansion joint type Algamod. Its maximum movement is 320 mm. All copes are fitted with safety barrier ZSODS1 with the containment level H2. The outer copes which contain the auditor path are equipped with 1.10 m high handrail. All water from the bridge is drained into the Elbe drainer and then into longitudinal pipeline. The embankment at the abutments are paved with a quarry stone placed in concrete.

Construction

The bridge construction had a clear philosophy. To build the part of the structure at the point of crossing of the future relocation of road I/65 as soon as possible.

Construction started at support 13. The piles and substructure of both bridges have been done first. Due to the fact that abutment 13 is not founded on the consolidation mound, the construction pro-



Obr. 7 Pohľad na nosnú konštrukciu s nosníkmi
Fig. 7 View of the superstructure with beams



Obr. 8 Uloženie nosnej konštrukcie na ložiskách
Fig. 8 To save the structure on bearings

konsolidačnom násype, proces výstavby sa tým urýchlil. Následne po výstavbe podpôr prvých troch polí ľavého mosta a štyroch polí pravého mosta sa postavili podperné konštrukcie zo skruže technológie Breka. Zhotovovateľom bola spoločnosť STAVBY MOSTOV SLOVAKIA, a. s., ktorá zabezpečovala uloženie prefabrikovaného priečnika nosnej konštrukcie plošne po jeho obvode. Tým eliminovala možné riziká vzniku trhlin pri zaťažení od nosníkov. Samotná montáž nosníkov a proces zmonolitnenia nosnej konštrukcie už netrvali dlho. Technológia umožňovala zhotovovateľovi vykonať betonáž nosnej konštrukcie ako spojitý nosník po etapách vždy do 1/4 nasledujúceho poľa v betonážnych taktach podľa projektovej dokumentácie. Po zmonolitnení boli aktivované ložiská. Dočasná fixácia ložisk na podpore 11 sa zrušila, pretože nosná konštrukcia už vytvorila spojitý nosník nad pevným ložiskom. Podperná konštrukcia na ďalšiu etapu kladenia nosníkov bola vždy zmontovaná v predstihu, takže výstavba nosnej konštrukcie prebiehala plynule. Na výstavbu nosnej konštrukcie nadviazalo príslušenstvo vrátane úprav plôch pod mostom a sva- hu cesty I/65.

Celé technické riešenie mosta, ako aj technológia zhotovovateľa ukázali, že zhotovenie tohto typu konštrukcie umožňuje proces výstavby urýchlíť pri zachovaní všetkých technologických procesov.

Záver

Stavba mosta sa začala koncom roka 2009 vŕtaním pilôt, následne sa zhotovovala spodná stavba. V máji 2010 sa začala montovať nosná konštrukcia, ktorá bola hotová po ôsmich mesiacoch. Za dva roky od začatia stavby už most slúžil verejnosti.

Stavbu celého úseku vykonávalo francúzske konzorcium GRANVIA, a. s. Most cez Čerešňový potok postavila spoločnosť STAVBY MOSTOV SLOVAKIA, a. s., realizačnú dokumentáciu spracovala firma NOVÁK & PARTNER, s. r. o. Projekt PPP značne urýchlil výstavbu posledných úsekov rýchlostnej cesty medzi krajskými mestami Trnava a Banská Bystrica. Sprevádzkovanie rýchlostnej cesty R1 prepojilo banskobystrický kraj s diaľničnou sieťou a nadviazalo na seba diaľkovú dopravu z kapacitne nedostačujúcej cesty I/65.

cess was accelerated. After the construction of first spans supports, the construction of supporting scaffolding from Breka has followed. This scaffolding ensured even support for the precast beam supporting panels to eliminate possible risk of cracks in beams under loading. The actual beams installation and in-situ concreting of the cross-beams did not last long. The used technology allowed the contractor perform a casting of the structure as a continuous beam in stages always up to 1/4 of the next span according to the project documentation. After the stage where the structure acts as one piece, all bearings were activated. Temporary fixation of bearing at the support 11 was canceled because the structure has created a continuous beam of fixed bearing. Supporting structure has always been assembled in advance for the next stage of placing beams, so that the construction of the structure proceeded smoothly. The construction of the superstructure has been followed up with accessory including alterations of the areas under the bridge and bank of the road I/65.

The whole technical solution as well as the used technology showed the contractor that the construction of this type of structure allows to speed up the construction process while maintaining all technological processes.

Conclusion

Construction of the bridge began in late 2009 by drilling of piles, then the substructure has been constructed. The assembly of the superstructure begun in May 2010 and it was completed eight months later. The whole process until the opening for the public took two years.

French consortium Granvia a.c. was responsible for the construction of the entire part of R1 motorway. Bridge over Čerešňový stream was built by Stavby mostov Slovakia, a.c, realization documentation by company Novak & partner, Ltd. The PPP project significantly accelerate the construction of last sections of the motorway between regional cities Trnava and Banská Bystrica. The commissioning of R1 has connected the region of Banská Bystrica with a motorway network and it became used by transit transport instead of previously used I/65.

profičasopis | zoznámte sa...

teraz
**v novom
dizajne**

ASB

: architektúra : stavebníctvo : biznis

ANALÝZA PAMIATKARI VS INVESTORI

Nová Einsteinova
Ideová štúdia

Stavba roka 2013
Kompletný prehľad stavieb

Kaplnka Edinburgh
Bohoslužby v záhrade



9 771335 1123009 12

#159 november 2013
ročník 20
2,60 €

JAGA
20
rokov

Časopis ASB prináša aktuálne informácie zo sféry architektúry, stavebného developmentu a pozemných stavieb. Čitateľ tu nájde analýzy horúcich tém z uvedených oblastí, informácie o pripravovaných projektoch, o nových zaujímavých realizáciách, profily známych osobností i aktuálne trendy v stavebných konštrukciách a materiáloch. www.casopisasb.sk

JAGA



Hlavné činnosti spoločnosti:

- monolitické železobetónové a predpäté konštrukcie
- prefabrikované železobetónové a predpäté mosty a konštrukcie
- segmentové technológie
- spriahnuté ocel'ovobetónové mosty a konštrukcie
- zavesené mostné konštrukcie
- protihlukové steny
- rekonštrukcie a sanácie mostov a betónových konštrukcií
- vodohospodárske stavby



STAVBY MOSTOV SLOVAKIA, a.s., tel. +421 48 414 26 22, business@stavbymostov.sk, job@stavbymostov.sk, www.stavbymostov.sk

**Všetky staršie čísla časopisu
Inžinierske stavby/Inženýrské stavby
nájdete na stránke www.jagastore.sk**



Rekonstrukce mostu 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 2. stavba

Hlavní částí díla byla výměna nosné ocelové konstrukce 2. pole mostu nad údolím Robečského potoka nedaleko železniční stanice Zahrádky. Hlavním zhotovitelem této stavby byla společnost SDS EXMOST, spol. s r. o. Veřejná soutěž byla rozdělena na dvě stavby, kdy opravu 1. pole mostu realizovala firma Chládek & Tintěra Pardubice. Původní most byl postaven v roce 1898 a sestával ze dvou nýtovaných konstrukcí a tří kamenných kleneb. Most vede ve 2. poli nad Robečským potokem (jehož okolí má charakter mokřadu) a nad skalním ostrohem. Délka nové nosné konstrukce je 42 m a hmotnost 95 tun bez mostního vybavení. Výluka trati pro celkovou stavbu byla uskutečněna od 15. 6. 2013 do 18. 8. 2013, přičemž samotná 2. stavba trvala celkem 6 týdnů. Veškerou manipulaci s nosnou konstrukcí prováděla společnost MTEK, s r. o.

Původní návrh projektanta (Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb, a. s.), počítající s výsunelem obou nosných konstrukcí, byl s ohledem na rozdělení opravy mostu na dvě stavby upraven ve spolupráci s firmou PERI, spol. s r. o. V rámci nového návrhu se zvolil unikátní postup, kdy byla nosná konstrukce navedena na stávající, zavěšena na k tomu připravené portály na pilíři a opěře a následně sloužila jako portál pro demontáž stávajícího mostu a spouštění jeho částí u paty pilíře.

Portály na pilíři a na opěře byly s ohledem na zatížení a omezený prostor navrženy z konstrukce Pižmo, částečně vybavené atypickými ztužidly, a umístěny na úložných prazích se stojkami vedle ložisek. Po řadě úprav se podařilo docílit uspořádání portálů tak, aby byla mezi portálem a nosnou kon-

strukcí teoretická vůle 10 cm z každé strany, což postačovalo jak pro bezpečný průjezd nosné konstrukce portálem na pilíři, tak i pro její následné spouštění do pozice.

Portály byly předmontovány v žst. Zahrádky do celků o hmotnosti asi 1 tuna a pomocí dvoucestného bagru a vozu Kns13 naváženy na most a montovány, a to nejprve na opěře a následně na 20 m vysokém pilíři. Montáž na mostě proběhla v necelých 8 dnech, a to včetně přípravy hydrauliky a závěsů pro zavěšení nové ocelové konstrukce mostu.

Nakládka nosné ocelové konstrukce, kterou vyrobila společnost DT Mostárna, a. s., proběhla 13. 7. 2013 pomocí dvojice mobilních jeřábů (Hanyš – Jeřábnické práce, s r. o.) v žst. Zahrádky na dvojici oplennových vozů posunovaných lokotraktorem (ČD Cargo, a. s.). S ohledem na tvar trati (oblouk s pře-

chodnicí) a šířku nosné konstrukce bylo nutné opleny dovybavit příčnickem, který by umožňoval naklápění konstrukce, a to v řádu centimetrů. Nejrizikovější částí dopravy nosné konstrukce do mostního otvoru byl průjezd tímto portálem a proběhl zcela bez problémů. Následovala domontáž portálu na pilíři (jeho uzavření), zavěšení celé konstrukce na čtyři předpínací tyče Dywidag a odjezd celého vlaku zpět do stanice. Tím byla provedena méně náročná část celé operace.

Po demontáži kolejnic následovalo spuštění nové konstrukce nad starou a spojení obou konstrukcí pomocí řady závěsů. S ohledem na omezený prostor pod mostem, kam bylo možné díly staré nosné konstrukce spustit, jsme v rámci přípravy došli k závěru, že optimální počet dílů bude 5 o délce maximálně 10 m. Byly tedy provede-



Montáž portálů



Dokončené portály



Nakládka nové nosné konstrukce na opleny



Spuštění dílů staré konstrukce



Vozík pro spouštění 4. a 5. dílu staré konstrukce



Pohled z portálu na pilíři na spouštěnou novou nosnou konstrukci

ny celkem 4 příčné řezy staré konstrukce ze speciálního zavěšeného a pojízdného lešení (PERI). Následovalo spouštění dílů staré konstrukce z pojízdných vozíků (PERI) v průběhu pouhých 8 dnů, a to včetně technologických prodlev potřebných k rozřezání a odvezení spuštěných dílů. Díly byly po zavěšení na vozík vždy posunuty k pilíři a spouštěny u paty pilíře. Práce pod mostem byly prováděny pracovníky hlavního zhotovitele. Vlast-

ní spuštění nové nosné konstrukce do pozice proběhlo společně se spuštěním posledního dílu staré konstrukce.

Následovalo již jen podlití ložisek, demontáž portálů, montáž provizorních lávek pro montáž železničního svršku a následná montáž konzol, chodníků a zábradlí. V rámci této stavby se podařilo vyřešit řadu zajímavých technických problémů a zhodnotit tak zkušenosti našich společností při manipulaci

s mostními konstrukcemi pomocí hydrauliky a s návrhy speciálních pomocných konstrukcí ve stavebnictví.

TEXT: Václav Procházka, Ing. Karel Matějka

FOTO: MTEK

Václav Procházka je jednatelem společnosti MTEK, s. r. o. Karel Matějka je vedoucím projektů mosty ve společnosti PERI, spol. s r. o.



manipulace těžkými konstrukcemi hydraulikou
- hmotnosti od desítek po tisíce tun

specializace na stavebnictví
- výsuny a zvedání mostních konstrukcí

návrh a dodání hydrauliky
- pro standardní i speciální aplikace

opravy a údržba hydrauliky
- nízkotlaké i vysokotlaké do 70 MPa

Pro nás není nic těžké...



MANIPULACE TĚŽKÝMI KONSTRUKCEMI HYDRAULIKOU

MTEK s.r.o., Netovická 875, 274 01 Slaný, www.zvedanimostu.eu, +420 602 122 654



Ľubomír Hrnčiar

Mosty na úseku D1 Dubná Skala – Turany

Bridges of D1 Motorway Section Dubná Skala – Turany

Diaľničný úsek Dubná Skala – Turany bol pripravovaný ako súčasť balíka č. 1 PPP projektov na stavbu diaľnice D1 v roku 2007. Tento projekt až do súčasnosti prechádzal dlhodobým vývojom a úpravami. Dva roky bol pripravovaný do medzinárodnej súťaže. V máji 2009 bolo vyhodnotené ako víťazné Konzorcium Doprastav, Váhostav – SK, Mota – Engil, Bouygues PT, Colas, Meridiam a Intertoll, ktoré malo zabezpečiť projekt, výstavbu, financovanie a prevádzku s údržbou na obdobie 30 rokov. V novembri 2009 bola podpísaná zmluva na prípravné práce, ktoré sa ihneď začali. V dôsledku zintenzívnenia nastupujúcej ekonomickej krízy bol projekt v auguste 2010 prerušený a zastavený.

The motorway section Dubná Skala – Turany was being prepared as a part of the 1st Package of D1 PPP projects in 2007. This project has gone through long-term development and adjustments till present time. For two years it was being prepared to compete in an international tender. In May 2009 the winner was declared to be the Consortium of companies Doprastav, Váhostav – SK, Mota – Engil, Bouygues PT, Colas, Meridiam and Intertoll, which became responsible for the design, construction, financing and operation including the maintenance for a period of 30 years. The Early Works Contract was signed in November 2009 and the works started immediately after that. Due to intensification of rising economic crisis the project was aborted and stopped in August 2010.



Obr. 1 Situácia
Fig. 1 Situation

Diaľnica D1 sa začína v križovatke Dubná Skala, kde nadväzuje na pripravovaný úsek D1 Višňové – Dubná Skala. Diaľnica tu prekračuje cestu 1. triedy Žilina – Košice, železničnú trať Žilina – Košice a Váh, čím vstupuje do jeho inundácie medzi riekou a Krpeliánskym kanálom. Celková dĺžka navrhovaného diaľničného úseku je 16 450 m. Bude vybudovaný v kategórii D 26,5/120. Trasa vedie okolo husto obývaných častí Turčianskej kotliny, čo malo podstatný vplyv na projektovanie. Dotyky diaľnice s obcami a dotknutými inžinierskymi sieťami si vynútili množstvo objektov a tri diaľničné križovatky.

This motorway section starts at the Dubná Skala interchange, where it connects to the D1 Motorway section Višňové – Dubná Skala which is under preparation. The motorway crosses here the Class I road Žilina – Košice, the railway line Žilina – Košice and the Váh river, entering thus in its flooding area between the river and the Krpeliánsky kanál canal. The overall length of proposed motorway section is 16,450 m. It will be constructed in D 26.5/120 category. The route bypasses densely populated parts of Turčianska kotlina (The Valley of Turiec), which has substantially influenced the design. The intervention of motorway with the local municipalities and utilities and services resulted in a large number of structures and three interchanges.

Bridge structures

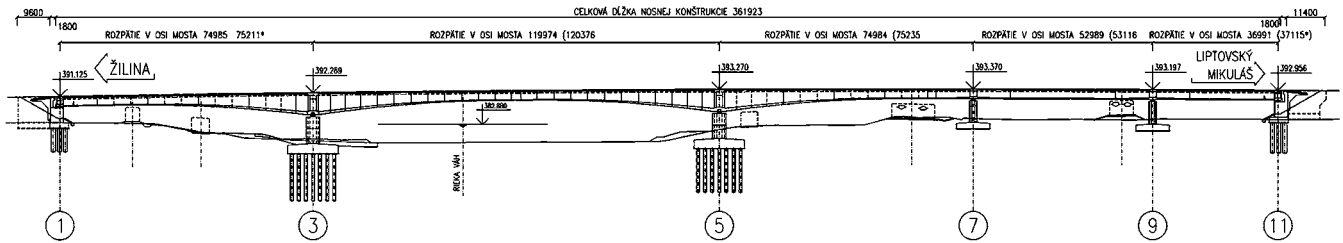
The motorway section Dubná Skala – Turany consists of 289 structures. The bridges represent 29 structures and the retaining walls 9 structures.

Substructures of bridges

The Works are situated at the northern boundary of the Turčianska kotlina valley, the profile of which is formed by the wide fluvial plane of the river Váh and its tributaries. The valley represents a tectonic depression among the surrounding core and volcanic mountain ranges. The depression body is formed by Paleogene and Neogene deposits. As the motorway route runs through densely populated area affect-

Tab. Štruktúra projektu Dubná Skala – Turany
Tab. The structure of project Dubná Skala – Turany

Technológia výstavby/Construction method	Počet mostov (ks)/Bridges number (pcs)	Dĺžka mosta/Bridge length (m)	Plocha mosta/Bridge area (m ²)
Letná betonáž s pevnou skružou/Balanced cantilevers method with stationary scaffolding	8	3 958,6	51 337
Rámové konštrukcie/Box culverts	11	374,3	3 778
Pevná skruž/Stationary scaffolding	4	500,93	5 479
Tyčové prefabrikáty/Precast steel-concrete girders	12	1 561	17 801
Ocelobetónové spriahnuté konštrukcie/Composite steel-concrete structures	2	193,18	1 396
Zavesená oceľová lávka/Suspended steel footbridge	1	180,4	671
Lávka z vysokohodnotného betónu/Footbridge of high-performance concrete	1	86,8	152
Spolu/Total		6 855,2	80 614



Obr. 2 Objekt 205 – pozdĺžne rezy
Fig. 2 Object No. 205 – longitudinal sections

Štruktúra projektu

Diaľničný úsek Dubná Skala – Turany sa skladá z 289 stavebných objektov. Mosty tvoria 29 objektov a oporné múry 9 objektov.

Spodné stavby

Stavba sa nachádza na severnom okraji Turčianskej kotliny, ktorá je profilovaná širokou údolnou nivou Váhu a jeho prítokov. Kotlina predstavuje tektonickú depresiu medzi okolitými jadrovými a vulkanickými pohoriami. Výplň kotliny tvoria sedimenty paleogénu a neogénu. Keďže trasa diaľnice prechádza husto obývanou oblasťou, poznačenou výstavbou priehrad a kanálov na rieke Váh, nachádzajú sa pod ňou navážky až do hĺbky 5 m pod hladinou spodnej vody. Z uvedených dôvodov projektant podľa konkrétneho geologického prieskumu navrhol pre daný objekt rôzne typy zakladania mostov – od plošných základov až po hĺbkové zakladanie na mikropilótach alebo veľkopriemerových pilótach. Návrh základu sa zrealizoval na základe zatažovacej skúšky pilóty alebo mikropilóty určenej projektantom.

Nosné konštrukcie

Štyri objekty dvoch paralelných diaľničných mostov sú navrhnuté technológiou letmej betonáže v kombinácii s predpoliami na pevnej skruži. Sú to najdlhšie a kľúčové objekty na tejto stavbe. Typický prierez je na obr. 2. V troch prípadoch technológia letmej betonáže prekračuje rieku Váh a v jednom prípade Vážsky kanál. Rozpätia hlavných polí sú od 80 do 125 m.

Priečne križovania diaľničného násypového telesa s potokmi i priechodmi pre divú zver a cez cestné komunikácie do obývaných častí dotknutého územia sú navrhované ako rámové železobetónové konštrukcie s rozpätiami od 5,30 do 15 m a dĺžkou v násype od 29 do 51 m. V projekte je takto navrhnutých 11 objektov. Typické návrhy rámových konštrukcií znázorňujú obr. 3 a 4.

Štyri mosty sú navrhnuté na výstavbu technológiou na pevnej skruži. Dva paralelné mosty križujú cestu I. triedy Žilina – Košice a dva sa pripájajú ako nástupné a výstupné rampy na diaľničnú estakádu. Nosné konštrukcie sú navrhované ako predpätá železobetónová doska a skriňový železobetónový predpätý dvojtrámový nosník. Rozpätia polí pri predpätých železobetónových doskách sa pohybujú od 15 do 25 m a pri skriňovom predpätí prierezu do 46 m. Konštrukcia s predpätou železobetónovou doskou je znázornená na obr. 5.

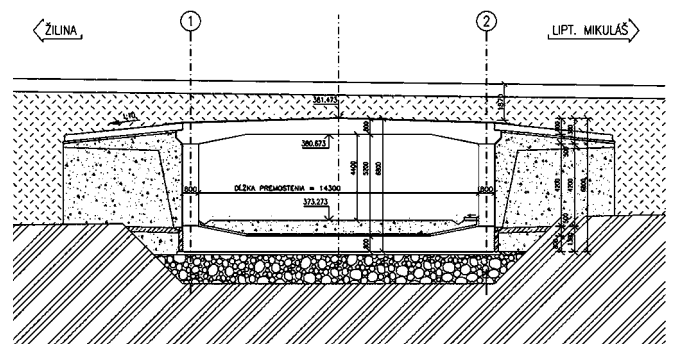
Križovanie diaľnice so železničnou traťou a cestnými komunikáciami v plnej prevádzke dodávateľ navrhol zrealizovať s použitím tyčových prefabrikovaných predpätých nosníkov so spriahnutou železobetónovou doskou. Tento typ najmenej obmedzoval existujúcu premávku pod ňou, keďže sa nosná konštrukcia budovala zhora. Nosná konštrukcia viacpolových mostov bola navrhnutá ako konštrukcia spojitého nosníka. Dodávateľ využil vlastné záväžacie zariadenie na nosníky až do dĺžky 42,5 m. Nosníky do dĺžky 32 m boli vyrobené z vopred predpätého betónu vo výrobní prefabrikátov. Nosníky do dĺžky 42,5 m boli vyrobené vo výrobní zo segmentov a dodatočne spínané na stavbe. Použitím záväžacieho zariadenia sa pri dvoch paralelných mostoch dosiahla rýchlosť výstavby 1 pole každých 7 dní. Na obr. 6 je znázornený pohľad na viacpolový most.

Spoločnosť VÁHOSTAV – SK, a. s., v rámci technického rozvoja po úspešných normových skúškach a skúškach spracovateľnosti vysokohodnotného betónu triedy C 95 navrhla v spolupráci s firmou PROJSTAR – PK, s. r. o., odlahčený prierez lávky pre peších na objek-

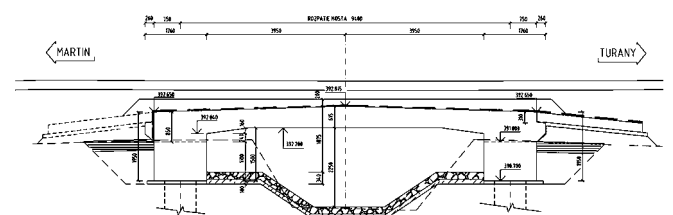
ed by the construction of weirs and channels on the river Váh, there are dumps and made-up grounds situated under the route reaching as deep as 5 m under the groundwater table. For the above reasons the Designer has designed, according to particular geological survey for the given structure, different types of bridge foundations from spread foundations to deep foundations on micropiles or large-diameter piles. The substructure design has been prepared in accordance with pile or micropile test loading defined by the Designer.

Superstructures of bridges

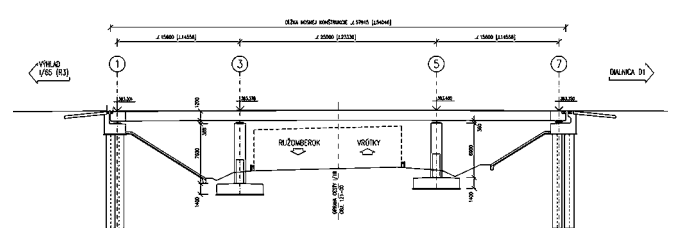
Four structures of two parallel motorway bridges are designed to be constructed by balanced cantilevers method in combination with the zones adjacent to the main span (forefields) on stationary scaffolding. These are the longest and the key structures within this construction project. The typical cross section is shown in Fig. 2. In three cases the balanced cantilever method spans the river Váh and in one case the



Obr. 3 Objekt 228 – návrh rámovej konštrukcie
Fig. 3 Object No. 228 – box culvert design



Obr. 4 Objekt 214 – návrh rámovej konštrukcie
Fig. 4 Object No. 214 – box culvert design



Obr. 5 Objekt 210 – konštrukcia s predpätou železobetónovou doskou
Fig. 5 Object No. 210 – construction with prestressed reinforced-concrete slab



Following the complicated development of this project there was an international public tender announced in July 2011 for the Design and Construction of this motorway section according to the Yellow Book of FIDIC conditions of contract. In December 2011 the company VÁHOSTAV – SK, a. s., had signed the Works Contract with the Employer – the Slovak National Motorway Company (NDS). The company that has been appointed to perform the position of an Independent Engineer for this project is INFRAPROJEKT, s. r. o. The company chosen by VÁHOSTAV – SK to act as the Chief Designer of the project is DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava. At present the Works are at an advanced stage of completion. The contractual date of completion of the Works has been set to December 2014.



Obr. 7 Objekt 216
Fig. 7 Object No. 216



VÁHOSTAV – SK, a. s.

VÁHOSTAV - SK, a.s. Žilina

STAVEBNÁ FIRMA S DLHOROČNOU TRADÍCIOU REALIZUJE:

- | | |
|----------------------------|--------------------------|
| ✓ VÝSTAVBU CIEST A DIALNIC | ✓ EKOLOGICKÉ STAVBY |
| ✓ MOSTY A TUNELY | ✓ PRIEMYSELNÉ STAVBY |
| ✓ ŽELEZNIČNÉ STAVBY | ✓ ADMINISTRATÍVNE BUDOVY |
| ✓ VODOHOSPODÁRSKE STAVBY | ✓ OBCHODNÉ CENTRÁ |
| ✓ HYDROTECHNICKÉ STAVBY | ✓ BYTOVÚ VÝSTAVBU |

www.vahostav-sk.sk



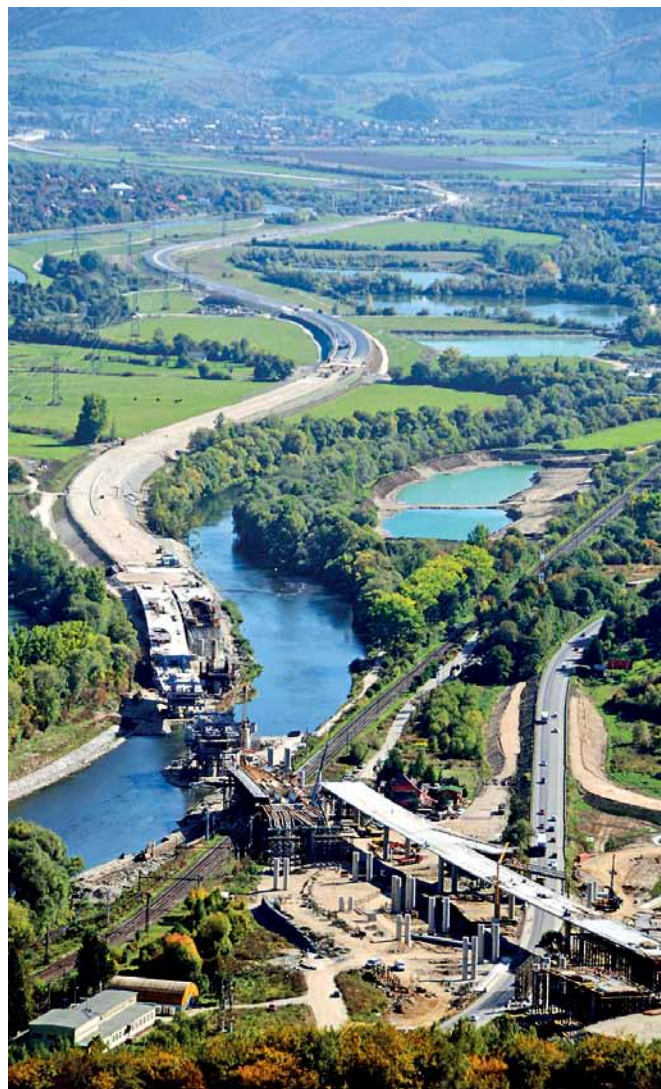
Ľubomír Hrnčiar

Príprava a realizácia objektu 201 stavby Dubná Skala – Turany

Preparation and Erection of Structure 201 of the Dubná Skala – Turany Motorway Construction Project

Dominantou úseku stavby Dubná Skala – Turany, dlhého 16 450 m, je paralelný most 201. Ľavý most má dĺžku 894,78 m a pravý most 871,61 m. Mostný objekt bezprostredne nadväzuje na predchádzajúci úsek diaľnice za východným portálom tunela Višňové, prechádza ponad hlavnú cestu na trase Žilina – Poprad, ponad dvojkoľajovú železničnú trať Žilina – Košice, následne pod 20-stupňovým uhlom križuje rieku Váh a končí sa na násype diaľničného telesa v inundácii rieky Váh v ochrannom pásme Národného parku Malá Fatra (obr. 1).

The dominating structure of 16,450 m long section of the Dubná Skala – Turany motorway construction project is, because of its length, the parallel bridge – the project part (structure) N° 201. The left bridge is 894.78 m long and the length of the right bridge is 871.61 m. The bridge structure connects directly to the contiguous motorway section at the eastern portal of the Višňové tunnel, passes over the Class I road on the Žilina – Poprad route, over the double-track railway line Žilina – Košice, then crosses the river Váh in 20 degrees angle and it ends in the motorway embankment in the river Váh flooding area (Fig. 1).



Obr. 1 Pohľad na most 201

Fig. 1 View of the bridge No. 201

The Design for the issuance of Building Permit prepared in 2008 was illogical and very complicated. The structure was transversally divided – into three parts of which the third part was overlapping with another construction project. The reason why the Designer had prepared such Design was the vague definition of the Višňové tunnel portal exit grade line. From the statics point of view the bridge was designed to be formed by two movement-enabling construction units, when one part of the first construction unit was reaching into another structure being designed by other Project Team. According to the initial design the tunnel construction was to be already completed and the motorway interchange with long flyover was to connect to the tunnel eastern portal with no difference in grade line elevation. After discussions lasting several years and the approval procedure it has been agreed that the portal grade line is invariable. The first construction unit was designed to be constructed as a continuous girder with spans observing the location and alignment of roads, all existing and planned overhead and underground utilities and services, up to the railway line. The second construction unit was designed also to be constructed as a continuous girder with the largest spans as long as 105 m.

In 2008 there was a new design of this bridge prepared within PPP projects for this motorway section. After discussions and new requirements of the Waterway administrating authorities and the Railways of the Slovak Republic, the requirements presented by them have been taken into account. These concerned positioning of bridge foundations farther from railway embankment and elimination of one pier from the river bed in order to increase the discharge flow at floods. Taking the requirements into account, in case of a continuous structure of the second movement-enabling construction unit, resulted in extending the main span over the river Váh to 125 m and the remaining spans were designed to have the length from 45 to 55 m. The starter part of the first construction unit still belonged to another structure. Through the negotiations with the Contractor for the adjacent structure it has been agreed that the length of spans of the first construction unit will remain as defined by the approved Documentation for Building Permit. The Early Works, part of which were also the bridge design discussion and approval procedures, began in October 2009. There were even five bridge foundation structures constructed within the river flooding area as part

Projekt na stavebné povolenie z roku 2008 bol nelogický a veľmi komplikovaný. Objekt bol rozdelený priečne na tri časti, z ktorých tretia časť dokonca zasahovala do inej stavby. Projektanta k takému návrhu viedlo nejasné výškové vyústenie portálu z tunela Višňové. Most bol staticky navrhnutý z dvoch dilatačných celkov, pričom jedna časť prvého dilatačného celku zasahovala do inej stavby, ktorú riešil iný projektový tím. Podľa pôvodného návrhu mala byť stavba tunela už vybudovaná a križovatka s dlhou estakádou sa mala plynule napojiť na východný portál tunela. Po niekoľkoročných diskusiách a schvaľovaní procese sa dohodlo, že niveleta portálu je nemenná. Prvý dilatačný celok bol navrhnutý ako spojitý nosník s poľami rešpektujúcimi polohy komunikácií, všetkých jestvujúcich a budúcich inžinierskych sietí po železničnú trať. Druhý dilatačný celok bol navrhnutý tiež ako spojitý nosník s najväčšími poľami až 105 m.

V roku 2008 bol spracovaný nový návrh tohto mosta v rámci PPP projektov pre túto sekciu. Po diskusiách a nových požiadavkách správcovia toku rieky Váh a Železnice Slovenskej republiky zohľadnili predložené požiadavky, z ktorých vyplynulo oddialenie základov mosta od železničného telesa, vylúčenie jedného piliera z koryta rieky pre zvýšenie prietokov pri povodniach. Zohľadnením požiadaviek sa pri spojitosti konštrukcii druhého dilatačného celku zväčšilo hlavné pole ponad rieku Váh na 125 m a ostatné polia boli navrhnuté od 45 do 55 m. Začiatočná časť prvého dilatačného celku patrila stále do inej stavby. Rokovaním s dodávateľom nadväzujúcej stavby sa dohodlo, že rozpätia polí prvého dilatačného celku ostanú v zmysle odsúhlasenej dokumentácie na stavebné povolenie. V októbri 2009 sa začali prípravné práce, ktorých súčasťou bolo aj prerokovanie a schválenie projektu mosta. Dokonca sa vybuďovalo päť základov v inundácii rieky na druhom dilatačnom celku. V auguste 2010 bol pre ekonomickú krízu celý PPP projekt zastavený a zrušený.

V júli 2011 bola vyhlásená verejná medzinárodná súťaž na projektovú prípravu a výstavbu podľa žltej knihy medzinárodných zmluvných podmienok FIDIC. Spoločnosť VÁHOSTAV – SK, a. s., v súťaži uspela a v decembri 2011 začala odznova pripravovať dokumentáciu na realizáciu stavby, ktorá zahŕňala aj vybudované základy a zjednotený prvý dilatačný celok.

Spodná stavba

Objekt je situovaný v údolnej nive rieky Váh. Koryto bolo v týchto miestach z dôvodu výstavby vodného stupňa Lipovec a prívodného kanála preložené. Pri zakladaní objektu na ľavej strane rieky sa pod



Obr. 2 Mostný objekt 201
Fig. 2 The bridge No. 201

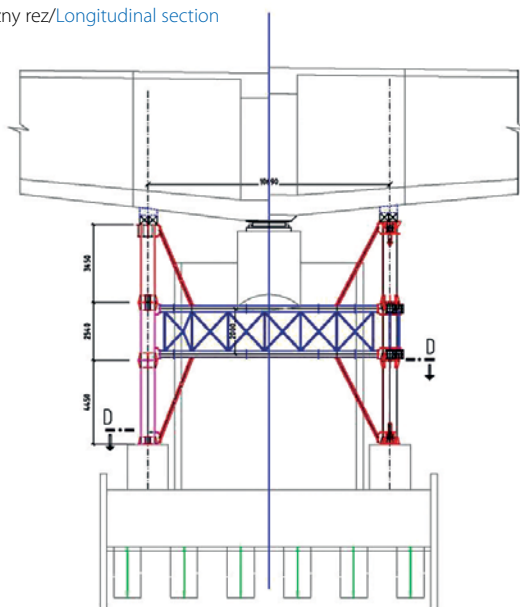
of the second construction unit. In August 2010 the whole PPP project was stopped and aborted due to economic crisis.

In July 2011 an international public tender was announced for the Design and Construction according to the Yellow Book of FIDIC conditions of contract. The company VÁHOSTAV – SK won the tender and in December 2011 it re-started to prepare the Construction Drawings that include also the existing foundations and the unified first movement-enabling construction unit.

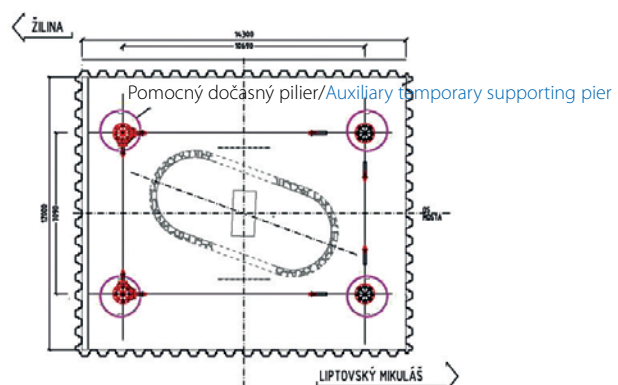
Bridge substructure

The bridge is situated within the river Váh fluvial plain, where the river bed has been diverted in these places due to the construction of the Lipovec weir complex and the head-water channel. While laying the structure foundations on the left side of the river we encountered, under the top layer of landfill, nearly three meter thick layer of soft fine-grain clayey suspension with unsatisfactory load-bearing capacity, the hydronic consistency of which depended on varying level of groundwater table. This layer was formed in an abandoned gravel pit where there was a washer of crushed stone from the nearby rock quarry installed in the past and upon completion of construction works the terrain was levelled. Within the flooding area of right side of the river we encountered within the foundations area the remains of foundations of the former site facilities and of quarry stone stockyards from the times of construction of the Váh River Cascade. These new facts substantially influenced the foundations de-

Pozdĺžny rez/Longitudinal section



Rez D – D/Section D – D



Obr. 3 Stojky vyrobené z prírubových oceľových rúr vyplnených železobetónom
Fig. 3 The supports are made of flanged steel pipes filled with reinforced concrete.

navážanou hornou vrstvou narazilo na takmer tri metre hrubú neúnosnú vrstvu jemnej ílovitej suspenzie. Miera vodnatosti jej konzistencie závisela od kolísavej výšky hladiny spodnej vody. Táto vrstva vznikla vo vyťaženom štrkovisku, kde bola v minulosti umiestnená práčka kameniva z neďalekého kameňolomu a po skončení výstavby bol terén upravený. V inundačnom území pravej strany rieky sa v priestore základov narazilo na zvyšky základov bývalého zariadenia staveniska a skládok lomového kameňa z obdobia výstavby Vážskej kaskády. Tieto nové skutočnosti podstatne ovplyvnili návrhy zakladania, a preto sa navrhlo niekoľko typov založenia objektu. V inundácii na pravej strane rieky je navrhnuté plošné zakladanie, v koryte rieky a umelo vytvorených vrstvách na ľavej strane je navrhnuté hlbkové zakladanie pomocou pilót s veľkým priemerom. Na základoch určených projektantom sa vykonala zaťažovacia skúška únosnosti základovej škáry a penetračná skúška alebo zatažovacia skúška pilóty.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia sa skladá z dvoch dilatačných celkov dlhých 419 a 453 m. Je navrhnutá ako spojitá konštrukcia z predpätého betónu C 45/55. Rozpätia polí sú od 38 do 125 m. Na usporiadanie rozpätí mali okrem vyššie spomenutých nárokov vplyv aj požiadavky environmentálnych združení, ktoré sa vyjadřili k programu Natura 2000. V súvislosti s migráciou medvedov prebiehali emotívne diskusie s environmentalistami, ktorí požadovali rozmiestnenie pilierov v závislosti od prístupového koridoru k rieke. Statikom komplikovala návrh technológie aj požiadavka správcu toku na tvar a plochu dočasnej stabilizačnej podpory – na rozpätie 125 m. Projektant navrhol na najvhodnejšie hydraulické prúdenie s najmenším vzdutím hladiny štyri kruhové stojky ukotvené do základu a s rozperným systémom umiestneným nad hladinou storočnej vody. Stojky sú vyrobené z prírubových oceľových rúr vyplnených železobetónom. Na zjednodušenie montáže sú rozdelené podľa hmotnosti a spájané oceľovými skrutkami, takže sú použiteľné aj pri iných objektoch (obr. 3). Nosná konštrukcia sa realizuje dvoma technológiami. Rozpätia do 60 m sú postavené na statickej skruži a väčšie rozpätia sa stavajú technológiou letmej betonáže. Keďže nosná konštrukcia prechádza nad elektrifikovanou železničnou traťou, nemohli sa navrhnuť rámové stojky alebo vrubové kĺby, ktoré znemožňujú potrebnú katódovú ochranu.

Záver

Po niekoľkoročných diskusiách o umiestnení prvej opory vzhľadom na výjazd z tunela Višňové a výškovej stabilite portálu sa v júni 2012 schválila realizačná dokumentácia daného objektu. Realizáciu komplikovalo neukončené majetkové vyrovnanie týkajúce sa pozemkov v toku preloženej rieky a v inundácii z čias výstavby priehrady a vodného kanála Lipovec. V októbri 2012 sa dokončil zápis týchto pozemkov do katastra nehnuteľností, vďaka čomu sa na objekte mohli začať stavebné práce. V súčasnosti je most v pokročilom štádiu rozostavovania. Termín dokončenia celej stavby je december 2014.

signs. Because of the abovementioned reasons there are therefore various types of foundations proposed. Spread foundations are designed to be constructed within the flooding area on the right side of the river. Deep foundations by means of large-diameter piles are designed to be constructed within the river bed and in man-made courses on the left side. The foundations specified by the Designer were submitted to test loading of pit bottom bearing capacity and to penetration test or to pile loading test.

Bridge Superstructure

The bridge superstructure is formed by two movement-enabling construction units with the length of 419 and 453 metres. It is designed to be constructed as a continuous structure of class C 45/55 prestressed concrete. The superstructure spans length is from 38 m up to 125 m. In addition to the abovementioned requirements the spans arrangement was influenced also by the requirements of environmental associations giving statements regarding the Natura 2000 programme. Because of the bears migration there were emotive discussions taking place at presentation of environmentalists' requirements regarding the spacing of piers for the approach corridor to the river. The structural engineers' design of bridge construction method was complicated also by the requirement of the water-course administrating authority with regard to the shape and area of temporary stabilizing support for 125 m long span. To provide for the optimal hydraulic flow with the smallest rise of water level the Designer has proposed four circular supports anchored in the foundation with the strutting system positioned above the Q100 water level. The supports are made of flanged steel pipes filled with reinforced concrete. To make the erection simpler they are divided by the weight and jointed by steel bolts, which makes them usable also for other structures (Fig. 3). The bridge superstructure is being constructed by two construction methods. The spans with the length up to 60 m are erected on stationary scaffolding and the longer spans are being constructed by balanced cantilevers method. Since the bridge superstructure passes over the electrified railway track there could be neither frame columns nor notched hinges disabling the necessary cathodic protection designed.

Conclusion

After discussions on positioning the first pier, with respect to the exit from the Višňové tunnel and the portal's stability from the grade line point of view, which lasted several years, in June 2012 the Construction Drawings of the given structure were approved. The implementation was complicated by unsettled property rights to plots within the water course of the diverted river and within the river flooding area from the times of construction of the weir and the Lipovec water canal. In October 2012 the inscription of these plots in the real estate registry was terminated, which enabled that the construction works on the structure could have commenced. At present the bridge is at an advanced stage of completion. The deadline for completion of the whole Works is December 2014.

SPOJENIE, KTORÉ VYDRŽÍ GENERÁCIE



ALAS
SLOVAKIA

ALAS SLOVAKIA, s.r.o.

Polianky 3357/23, 841 01 Bratislava
tel.: 02/6920 4011, fax: 02/6920 4009
e-mail: info@alas.sk



KAMEŇOLOMY:

Sološnica
Lošonec
Trstín
Kamenec nad Vtáčnikom
Hontianske Trsšany – Hrončín

ŠTRKOVNE:

Vysoká pri Morave
Bratislava-Petržalka
Pusté Úľany
Komjatice
Okoč
Kechnec

BETONÁRNE:

Bratislava – Polianky
Bratislava – Petržalka
Senec
Trnava – Chovateľská
Trnava – Prielohy

www.alas.sk



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 oceľovými 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

Milan Chandoga – Andrej Prítula – Ľubomír Hrnčiar
– Branislav Kovalík – Jozef Ďugel – Jaroslav Motlík



Prefabrikovaná lávka z vysokohodnotného betónu

Precast Footbridge made of High Performance Concrete (HPC)

Jednou z významných ciest zvýšenia životnosti a trvanlivosti betónových mostných konštrukcií je aplikácia vysokohodnotného betónu (VHB). Aplikácia VHB má svoje opodstatnenie najmä pri výrobe tyčových prefabrikátov na mosty a estakády s malými rozpätiami polí (asi do 45 m) a segmenty pri mostoch s veľkými a strednými rozpätiami. Na rozdiel od staveniskových podmienok možno vo výrobniciach prefabrikátov dôsledne uplatniť systémy kvality výroby čerstvého betónu, ako aj vysokú kvalitu výroby samotných prefabrikátov.

V rokoch 2011 až 2012 prebiehala v spoločnosti VÁHOSTAV-SK, a. s., vývojová úloha pod názvom Aplikácia vysokohodnotného betónu pri výrobe železobetónových a predpätých prefabrikátov. Hlavným cieľom úlohy bolo overiť možnosť výroby týchto typov betónu a vybranej produkcie prefabrikátov v reálnych podmienkach technického vybavenia výroby prefabrikátov dcérskej firmy VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov. Zodpovedným riešiteľom projektu bola firma PROJSTAR – PK, s. r. o., ktorá pri riešení úlohy veľmi úzko spolupracovala s technickým úsekom firmy VÁHOSTAV-SK a pracovníkmi výroby prefabrikátov.

One of the most effective ways to increase the life and durability of concrete bridge constructions is to apply high performance concrete (HPC). Application of HPC makes sense especially for the production of precast beams, components of beam-and-slab-bridges and viaducts with small span range (up to about 45 m) and precast segments of medium and long span bridges. Unlike at a construction site at a precast component manufacturing site the quality system for production of fresh concrete can be carefully applied, as well as the process for manufacturing quality precast components.

In 2011 and 2012, the company VÁHOSTAV-SK, a. s., launched a development project titled Application of high performance concrete in the manufacturing of reinforced and prestressed precast components.

The main objective of this project was to verify the possibility of production of mentioned concrete and selected production of precast components in real conditions, and hardware conditions of VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov – a subsidiary company that produces precast components. The principal investigator of the project was the company – PROJSTAR – PK, s. r. o., and to solve the tasks cooperated very closely with the technical department of VÁHOSTAV-SK, a. s. and technical staff of precast yard.



Obr. 1 Príprava vzoriek na mechanické a reologické skúšky
Fig. 1 Preparation of samples for mechanical and rheological tests

doc. Ing. Milan Chandoga, PhD, PROJSTAR – PK, s. r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: milan.chandoga@stonline.sk
Ing. Andrej Prítula, PROJSTAR – PK, s. r. o., Nad Dunajom 50, 841 04 Bratislava, tel.: +421 2 65422432, e-mail: andrej.pritula@gmail.com
Ing. Ľubomír Hrnčiar, VÁHOSTAV – SK, a. s., Priemyselná 6, 824 90 Bratislava, tel.: +421 903 451 749, e-mail: lubomir.hrnciar@vahostav-sk.eu
Ing. Branislav Kovalík, VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: bkovalik@vph.sk
Ing. Jozef Ďugel, VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: jdugel@vph.sk
Ing. Jaroslav Motlík, VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., 013 42 Horný Hričov, tel.: +421 41 5059911, e-mail: jmotlik@vph.sk

Vývojová úloha bola rozdelená do štyroch riešiteľských etáp:

- vývoj a laboratórne overenie receptúr VHB,
- návrh výrobných postupov a činností zaručujúcich komplexnú aplikáciu VHB,
- skúšobná výroba a overenie úžitkových vlastností vybraného typu výrobkov,
- štúdia technickej aplikácie výrobkov z VHB v mostnom staviteľstve.

Vývoj a laboratórne overenie receptúr VHB

Cieľom tejto riešiteľskej úlohy bolo definovanie vstupných komponentov, výber vhodných surovín, návrh vhodných receptúr s cieľovou pevnostnou triedou C 80/95 a vykonanie základných skúšok požadovaných vlastností. Výroba a kontrolné skúšky mechanických a reologických vlastností vzoriek z navrhovaných receptúr sa realizovali v skúšobni prefy. V prvej etape riešenia sme sa zamerali na hľadanie vhodnej skladby kameniva, pričom boli zohľadnené aj obstarávacie náklady vrátane dopravy. Pri výrobe čerstvého betónu boli dávky cementu CEM 42,5 R a prísad (mikrosiliky, plastifikátora) rovnaké, vodný súčiniteľ sa pohyboval v rozpätí 0,25 až 0,31. Kontrolovala sa spracovateľnosť a pevnosť betónu po 18,42 h a 28 dňoch. Vlastnosti sa doлаđovali len pri vybraných receptúrach. Pri ich výbere sa okrem vyhovujúcich vlastností zvažovala aj cena vstupného materiálu. V skúšobni prefy a Technického a skúšobného ústavu stavebného (TSÚS) sme vykonali tieto skúšky: kockovú pevnosť a modul pružnosti pre 14 h, 24 h, 48 h a 28 dní, časový priebeh dotvarovania a zmršťovania, odolnosť povrchu betónu proti pôsobeniu vody a CHRL, maximálny priesak vody a mrazuvzdornosť. Pri počiatočných skúškach betónu C 80/95 XC4, XD3, XF2 bola dosiahnutá priemerná pevnosť betónu v tlaku a modul pružnosti Rb/Eb takto: po 2 dňoch 48,5 MPa/31,5 GPa a po 28 dňoch 94,0 MPa/42,0 GPa.

V tab. 1 sú uvedené výsledky kockových pevností typov betónu vyrobených podľa výslednej receptúry pri hromadnej výrobe betónu na prefabrikáty lávky pre peších v Sučanoch. Na obr. 2 sú porovnané diagramy voľného zmršťovania a dotvarovania vzoriek z výslednej receptúry betónu C 80/95 XC4, XD3, XF2 s normovými diagramami.

Skúšobná výroba VHB a overenie úžitkových vlastností vybraného typu výrobku

Jednou z podstatných vlastností čerstvého betónu z hľadiska použiteľnosti je jeho spracovateľnosť. Normové skúšky spracovateľnosti v praxi nemusia vždy postačovať. Preto sme overovali výslednú receptúru aj z hľadiska kompaktnosti povrchov pri konkrétnom výrobku – nosníku typu VPH-PTMN 2010. Skúšobný segment dlhý 1 m bol vybetónovaný z betónu C 80/95 XC4, XD3, XF2 zároveň s betónážou štandardného vopred predpätého/dodatočne predpätého (VP/DP) nosníka s dĺžkou 32 m. Pri výrobe segmentu bol aplikovaný zhodný postup betonáže a zhutňovania ako pri nosníku. Ako vidieť na obr. 4, pri prvom overení receptúry R10 bol povrch nosníka posiaty vzduchovými dutinami. Až ďalšou úpravou tejto receptúry sa dosiahol požadovaný povrch nosníka (obr. 3).

The developmental task was divided into 4 solving stages:

- development and laboratory verification of HPC mix compositions,
- design manufacturing processes and activities guaranteeing comprehensive application of HPC,
- test production and verification of performance of the selected products,
- feasibility study of HPC application in bridge engineering.

Development and laboratory verification of HPC mix composition

The aim of this task was to define input components, select appropriate materials, propose appropriate mix composition that target the strength class C 80/95, and perform basic tests on required properties. Production and control tests of mechanical and rheological properties of samples of the proposed mix compositions were implemented in the production laboratory of precast yard. In the first stage of solving, we focused on finding a suitable composition of gravel, while we also took into account providing costs, including transport.

In the production of fresh concrete, the doses of cement CEM 42,5 R and additives (microsilica, plasticizer) were the same. The water coefficient ranged from 0.25 to 0.31. The workability and strength of concrete were monitored after 18,42 hours and 28 days. Adjustments were made for the selected mixed compositions.

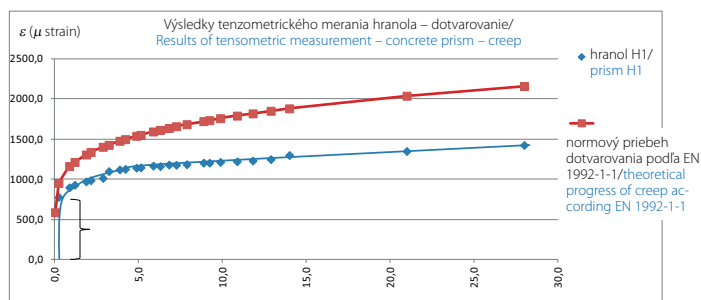
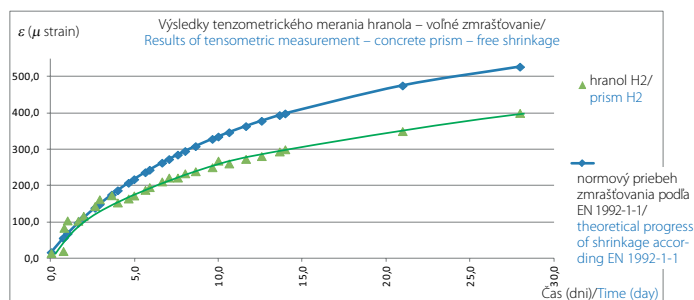
The choice of acceptable properties was taken into consideration, as well as the price of the input material. In production laboratory of precast yard and Building testing and research institute, Žilina, we performed the following tests: cube compressive strength and the modulus of elasticity for 14, 24, 48 hours and 28 days; the time course of creep and shrinkage; the concrete's surface resistance to water action and CHRL; maximum permeability; and frost resistance. During the initial tests of concrete C 80/95 XC4, XD3, XF2 the concrete achieved an average concrete compressing strength and modulus of elasticity Rb/Eb as follows: after 2 days 48.5 MPa/31.5 GPa, and after 28 days 94.0 MPa/42.0 GPa.

Tab. 1 shows the results of cube compressive strength of produced concrete, according to the final mixed composition, for mass production of precast concrete parts for a footbridge in Sučany. Un-

Tab.1 Pevnosť a modul pružnosti vzoriek z výslednej receptúry

Tab 1 Strength and the modulus of elasticity of samples from the final mix composition

Dátum výroby vzoriek/ Casting time	Namerané hodnoty – 28-dňová stredná kocková pevnosť v tlaku (MPa)/ Measured values – 28- day mean concrete cube compression strength (MPa)	Vypočítaný sečnicový modul pružnosti (28 dní) (GPa)/ Calculated mean value of modulus of elasticity (28 day) (GPa)
7. 2. 2013	99,0	42
11. 2. 2013	100,9	42
13. 2. 2013	97,6	41
19. 2. 2013	105,2	43
21. 2. 2013	94,2	41



Obr. 2 Porovnanie nameraných a normových priebehov zmršťovania a dotvarovania
Fig. 2 Comparison of the measured and EC norm of shrinkage and creep



Obr. 3 Podhľad skúšobného segmentu č. 2 vyrobený z betónu C 80/95 XC4, XD3, XF2
Fig. 3 Bottom view of test segment No. 2 made of C 80/95 XC4, XD3, XF2 concrete

Aplikácie výrobkov z VHB v mostnom staviteľstve

Paralelne s vývojom receptúry sa skúmali možnosti efektívneho využitia VHB in situ a pri výrobe prefabrikátov. Použitie in situ je viazané na viacero ohraničujúcich faktorov, ako sú výrobné možnosti, doprava, prísna technologická disciplína, súčasná cena komponentov, nízka podpora zo strany investorov a podobne. Vzhľadom na plánovanú a prebiehajúcu realizáciu diaľničných a železničných mostov firmou Váhostav-SK sa na aplikáciu VHB vybrali tri typy výrobkov (obr. 5 až 8).

Aplikácia pri mostných nosníkoch VPH-PTMN 2010

(obr. 5)

Statická a ekonomická analýza nosníkov VPH-PTMN 2010 vyrobených z VHB v terajších formách ukázala, že táto náhrada v súčasnosti neprinesie podstatnú ekonomickú úsporu a zároveň bude vyžadovať nové investície do technického vybavenia výroby. Jednou z vhodných aplikácií VHB sa ukazuje riešenie problému hrúbky spriahajúcej železobetónovej dosky pri nadmerných vzopätiach predpätých nosníkov väčších dĺžok. Na obr. 4 je znázornený princíp použitia VHB in situ v tlačenej oblasti mostného poľa.

Vopred predpäté prefabrikáty na masívne doskové mosty

(obr. 6)

Nosníky s označením MD možno vyrábať z VHB v existujúcich formách na vopred a dodatočne predpäté nosníky typu VPH-PTMN 2010. Po



Obr. 4 Pohľad na povrch segmentu č. 1 a 2
Fig. 4 View of segment surfaces No. 1 and 2

bound sample shrinkage and creep of the final mix composition of concrete C 80/95 XC4, XD3, XF2 diagrams are compared with standard EC diagrams in Fig. 2.

The experimental production of HPC and verification of performance of the selected type product

One of the essential characteristics of fresh concrete in terms of usability is its workability. In practice, standardized tests of workability may not always be sufficient. Therefore, we verified the final mix composition in terms of surface compactness of a specific product – beams type VPH-PTMN 2010.

The test segment with length of 1 meter was made from C 80/95 XC4, XD3, XF2 concrete (final mix composition), while concreting with a standard pre-tensioned VP/DP 32 m beam. During production of the segment, an identical procedure of concreting and compaction was applied. As can be seen from Fig. 4, the first verification of the mix composition R10 beam, the surface was dotted with air cavities. After further adjustment of this mix composition, the desired beam surface was achieved (Fig. 3).

Application of HPC products in bridge engineering

Parallel to development of the mix composition, possibilities for effective use of HPC in situ and in the manufacturing of precast components was researched. The use of in situ is linked to several limiting factors such as: manufacturing capabilities, transportation, strict technological discipline, the current price of mix components, low support from investors and other sources. Due to planned and ongoing implementation of road and railway bridges by Váhostav company, three products for application of HPC have been selected (Fig. 5 to 8).

Application for bridge beams VPH-PTMN 2010

(Fig. 5)

Static and economic analysis of VPH-PTMN 2010 beams made of HPC in current forms showed that this compensation will not currently bring significant economic savings and will also require new investments in technical equipment and modes of production. One suitable application of HPC is that it is a solution to the problem of the composite reinforced concrete slab with excessive camber of pre-tensioned beams of larger lengths. Fig. 4 illustrates the principle of using HPC in situ in a compressed part of the bridge cross section.

Pre-tensioned precast beams for the massive bridge decks

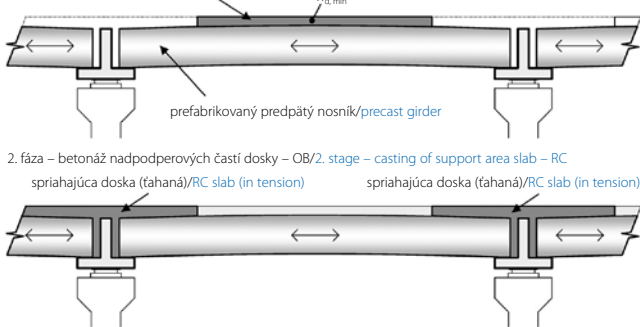
(Fig. 6)

A beam with an indication MD can be produced from HPC with existing forms for the pre- and post-tensioned beams of VPH-PTMN 2010. Following the imposition of pre-tensioned beams on the piers, and adding the top and bottom transverse reinforcement, the

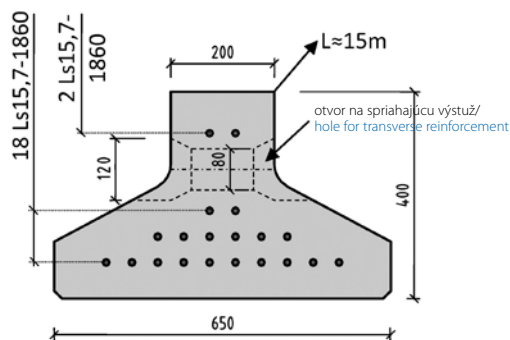


Nosníky VPH-PTMN 2010, dĺžka = 30 – 42 m/Girder VPH-PTMN 2010, length 30 – 42 m

1. fáza – betonáž strednej časti dosky – VHB/1. stage – casting of mid-part of slab – HPC
spriahajúca doska z VHB (v strede tlačená)/reinforced slab – HPC (in compression)



Obr. 5 Konceptia obmedzeného použitia VHB in situ
Fig. 5 The concept of limited HPC in situ usage



Obr. 6 Vopred predpätý nosník VPH-PTMN 2010 MD na masívne dosky
Fig. 6 Pre-tensioned beam VPH-2010 MD PTMN for the massive slabs

uložení VP nosníků na podpory a doplnění horní a spřahující výstuže sa nosníky na stavbe zabetónujú štandardným betónom. Technicko-ekonomická štúdia preukázala, že tento typ nosnej konštrukcie je veľmi efektívnou náhradou za masívne monolitické železobetónové dosky do rozpätia 18 m, vyznačujúce sa veľkou prácnosťou zhotovenia, vysokou spotrebou mäkkej výstuže a potrebou podperného debnenia. Minimalizácia mokrych procesov a jednoduché zhotovenie vedú tiež k značným časovým úsporám pri ich výstavbe.

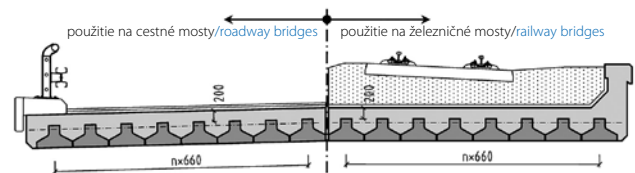
Pri výstavbe diaľnice D1 Dubná skala – Turany sa na realizáciu vytypovalo šesť mostných objektov (obr. 7). Napriek preukázateľnej výhodnosti (pre investora aj dodávateľa) striktné tendrové podmienky neumožnili zmeniť typ naprojektovaných monolitických železobetónových dosiek.

Ako vhodná sa ukázala aj náhrada VP nosníkov na masívne dosky vystužené oceľovými I-nosníkmi (obr. 7). Ponúknutá realizačná projektová dokumentácia nebola prijatá najmä z dôvodu pretrvávajúcej averzie manažmentu ŽSR voči predpätému betónu.

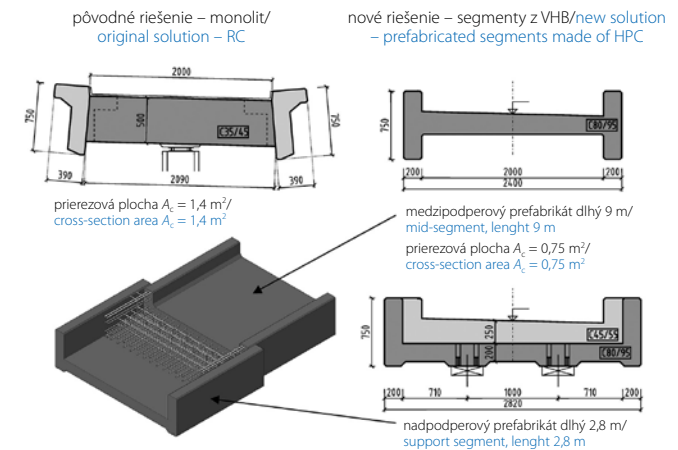
Prefabrikované lávky pre peších

Pri výstavbe diaľnic a rýchlostných komunikácií treba postaviť viacero lávok pre peších a cyklistov. V snahe minimalizovať náklady a čas na ich výstavbu navrhol zodpovedný riešiteľ jednoduchý systém prefabrikovanej konštrukcie lávky z VHB. Rozhodujúcim návrhovým kritériom bol jednoduchý tvar prefabrikátov, ktorý možno betónovať v drevenej preglejkovej forme s obmedzenou životnosťou. Základná koncepcia nosnej konštrukcie lávky je na obr. 8. Medzipodperový prefabrikát bude možné vyrábať ako vopred predpätý až do dĺžky 32 m. Po dosiahnutí súhlasu investora so zmenou nosnej konštrukcie lávky pre peších na diaľnici D1 Dubná skala – Turany, obj. 216-00 v Sučanoch, sa pôvodná monolitická železobetónová konštrukcia nahradila železobetónovou konštrukciou – prefabrikovanou zmonolitnenou na stavbe.

Vďaka použitiu VHB bolo možné zaručiť aj vysokú kvalitu povrchov prefabrikátov.



Obr. 7 Aplikácie na cestné mosty na diaľnici D1 Dubná skala – Turany (obj. č. 228-00) na rozpätie 16 m a železničný most (obj. č. 42-33-07) Púchov na rozpätie 10 m
Fig. 7 Application for road bridges at D1 DubnáSkala – Turany (No. 228-00) for a span of 16 m and railway bridge(No. 42-33-07) Púchov for a span of 10 m



Obr. 8 Konceptia prefabrikovanej lávky pre peších v Sučanoch
Fig. 8 The concept of a precast pedestrian bridge in Sučany

beams are concreted with a standard concrete at the construction site. Technical, economic studies have shown that this type of bridge superstructure is a very effective substitute for massive monolithic reinforced concrete slabs up to the span range of 18 m, which are characteristic of needing a large amount of work to manufacture, high consumption of reinforcement, and the need of supporting formwork. Minimizing wet processes and easy manufacturing leads to significant time saving during construction.

In construction of the highway D1 Dubná Skala – Turany, 6 bridge objects were chosen for implementation (Fig. 7). Despite a demonstrable benefit (for both the investor and the contractor), strict tender conditions did not allow change of designed monolithic reinforced concrete slabs.

Replacement of VP beams for massive slabs reinforced with steel I-girders also sounded favorable (Fig. 7). Offered documentation for project implementation was not accepted, mainly due to the management of Slovak Railway having a persistent aversion towards pre-tensioned concrete.

Precast footbridge

When building highways and motor ways in intravilans, it is necessary to build more bridges for pedestrians and cyclists. In order to minimize costs and time for construction, the principal investigator proposed a simple system that includes HPC precast construction for the footbridge. A crucial design criterion was a simple shape of precast components, which can be concreted in the form of plywood with a limited lifetime. Fig. 8 shows the basic concept of the footbridge's supporting structure. A precast inter-girder will be pre-tensioned up to a length of 32 meters. After achieving an agreement with the investor for changing the supporting structure of the footbridge at highway D1 Dubná Skala – Turany, No. 216-00 in Sučany, the former monolithic reinforced concrete structure was replaced by a reinforced precast composition, monolithized at the construction site.

Using HPC also guaranteed high quality of precast surfaces.



Obr. 9 Fotografie z výstavby lávky

Fig. 9 Photographs of the pedestrian bridge construction

Realizácia železobetónovej lávky pre peších v Sučanoch

Pri zmene projektovej dokumentácie lávky z monolitckej na prefabrikovanú spolupracoval riešiteľ vývojovej úlohy spoločnosť PROJSTAR – PK, s. r. o., s firmou GEOCONSULT-SK, a. s. Výroba prefabrikátov (obr. 9) sa realizovala vo firme VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov vo februári 2013. Nadpodperové a medzipodperové prefabrikáty sa vyrábali v dvoch samostatných formách. Formy sa skladali z kombinácie systémového debnenia a drevenej výplne, ktorá bola opláštená preglejkou. Betonáž sa realizovala v dvoch etapách. V prvej etape sa vybetónovala doska. Po 30 minútach od ukončenia betonáže dosky sa betónovali bočné stienky. Montáž nosníkov sa uskutočnila v máji 2013. Nadpodperové prefabrikáty sa uložili na dvojicu hrncových ložísk a stabilizovali sa pomocou podpernej veže Peri. Prefabrikáty sa montovali pomocou kolesového žeriava. Po stabilizovaní všetkých nadpodperových prefabrikátov sa ukladali medzipodperové nosníky. Nadpodperová časť sa zmonolitnila betónom C 45/55-XC4, XD1, XC2. Po dosiahnutí 28-dňovej pevnosti boli ložiská aktivované a podpory uvoľnené. Povrchovú úpravu na lávke tvorí priamo pochôdne izolačné súvrstvie na báze polyuretánu s plnidlom a posypom na protišmykovú úpravu.

Záver

Medzi najdôležitejšie realizačné výstupy riešenej úlohy patrí zvládnutie hromadnej výroby VHB prefabrikátov, pri ktorej sa použili najmä miestne zdroje kameniva. Ekonomika výroby prefabrikátov z VHB sa tak stáva konkurencieschopná, najmä ak si investori uvedomia aj ďalšie pozitíva, ako je napríklad vyššia životnosť výrobkov.

Literatúra

- [1] Chandoga, M. – Pritula, A. – Motlík, J.: Vývoj a laboratórne overenie receptúr VHB, návrh konštrukčných prvkov z VHB. Záverečná správa. Bratislava: PROJSTAR – PK, s. r. o., 2012.
- [2] Chandoga, M. – Pritula, A.: Obj. 216-00 Lávka pre peších Sučany – použitie VHB. Statika a výkresová dokumentácia zmeny NK. PROJSTAR – PK, s. r. o., január 2012.
- [3] Pálka, P. – Chandoga, M. – Pritula, A.: Obj. 216-00 Lávka pre peších Sučany. Realizačná PD. Bratislava: Geoconsult-SK, a. s., PROJSTAR – PK, s. r. o., 2012.

The implementation of a reinforced concrete footbridge in Sučany

While changing the project documentation for the footbridge from monolithic to precast, principal investigator – PROJSTAR – PK, s. r. o., cooperated with GEOCONSULT-SK, a. s. Precast manufacturing (Fig. 9) was implemented in the company VÁHOSTAV-SK – PREFA, s. r. o., Horný Hričov during February, 2013. Upper-girders and inter-girders precast parts were produced in two separate forms. Forms consisted of a combination of system formwork and wooden panels, which were sheathed by plywood. Concreting was implemented in two stages. First, the slab was concreted. After 30 minutes from the finish of slab concreting, the side beams were concreted. Mounting of beams was done in May 2013.

Upper-girders precast parts were placed on a pair of pot bearings and stabilized by the Peri supporting tower. Precast parts were assembled using a carry deck crane. Once stabilized all of the precast upper-girder components and inter-girder beams were mounted. Monolithizing of the upper-girder section was done using C 45/55 XC4, XD1, XC2 concrete. After reaching 28 days strength, the bearings were activated and supports were released. Surface modification was made to the footbridge directly by the walkable insulating strata based on polyurethane with filler and spreading for non-slip design.

Conclusion

The most important realization outputs from solving this task is that local sources of aggregates were mostly used to master mass production of HPC precast parts for manufacturing. The economy of precast manufacturing of HPC becomes competitive particularly if investors realize other positives such as higher product life.

References

- [1] Chandoga, M. – Pritula, A. – Motlík, J.: Development and laboratory verification HPC mix composition, design of structural elements of HPC. Final report. PROJSTAR – PK, s. r. o., Bratislava 2012.
- [2] Chandoga, M. – Pritula, A.: No. 216-00 Footbridge Sučany – the use of HPC. Statics and Drawing documentation of changes in superstructure. PROJSTAR – PK, s. r. o., Januar 2012.
- [3] Pálka, P. – Chandoga, M. – Pritula, A.: No. 216-00 Project implementation documentation. Realizačná PD. Geoconsult-SK, a. s., PROJSTAR – PK, s. r. o., Bratislava 2012.

VOZOVKY

Materiály a technológie

I. Gschwendt a kolektív

Z obsahu: Materiály na stavbu vozoviek, Stavba cestného telesa, Drenážne filtračné a ochranné vrstvy, Nestmelené podkladové vrstvy, Podkladové vrstvy stmelené hydraulickým spojivom, Vrstvy z asfaltových zmesí, Tenké asfaltové vrstvy, nátery a postreky, Cementobetónové vozovky.

10,41 € ~~12,25 €~~



zľava 15 %

KATALÓG KONŠTRUKCIÍ VOZOVIEK

I. Gschwendt, B. Novotný, R. Staňo

Katalóg konštrukcií vozoviek obsahuje katalógové listy vybraných typov asfaltových vozoviek, vozoviek s cementobetónovým krytom a vozoviek s dlažbou, ktoré sa môžu použiť na cestných komunikáciách.

7,20 € ~~9,00 €~~



zľava 20 %

NEMECKO-SLOVENSKÝ SLOVENSKO-NEMECKÝ SLOVNÍK

Stavebníctvo

I. Gúziková

Slovník zahŕňa terminológiu definovanú technickými normami, zaužívanú v aktuálnom znení zákonov. Vznikol na základe excerptov spracovaných súčasnej, modernej odbornej literatúry.

10,76 € ~~18,50 €~~



zľava 35 %

NAVRHOVANIE A PREVÁDZKA VODNÝCH STAVIEB

Sypané priehrady a hrádze

M. Lukáč, E. Bednárová

Kniha sa zaoberá typológiou priehrad a hrádzí, analýzou determinujúcich faktorov pri ich návrhu, interakciou vodnej stavby s prostredím, zásadami návrhu jednotlivých typov priehrad atď.

9,19 € ~~12,25 €~~



zľava 25 %

INŽENÝRSKÉ STAVBY

Řízení rizik

A. Rozsypal

Kniha definuje riziko ako pravdepodobnosť vzniku nežiaduceho javu počas prípravy, realizácie a prevádzkovania inžinierskych stavieb. Riziko, jeho identifikácia a riadenie pri realizácii veľkých inžinierskych je v súčasnosti veľmi frekventovanou témou.

9,93 € ~~13,24 €~~



zľava 25 %

KRESLENIE STAVEBNÝCH KONŠTRUKCIÍ

M. Mikuláš, J. Oláh, D. Mikulášová

V knihe sa zohľadňujú najnovšie zmeny v normách. Okrem toho, že sa zameriava na kreslenie najčastejšie používaných konštrukcií, čitateľ tu nájde všetko o výkresoch pozemných stavieb, zásady zobrazovania stavebných objektov, zásady kótovania.

11,70 € ~~13,00 €~~



zľava 10 %

STAVEBNÉ MATERIÁLY

L. Svoboda a kolektív

Autori pripravili kompletný prehľad stavebných materiálov používaných v praxi. Z obsahu publikácie: vlastnosti stavebných materiálov, prehľad stavebných materiálov, kameň, spojivá, vápna, cementy, malty, betón, autoklávané výrobky, keramické výrobky, sklo, živice a asfalty, plasty, drevo, kovy, vlákňité výrobky a ďalšie.

9,27 € ~~13,24 €~~



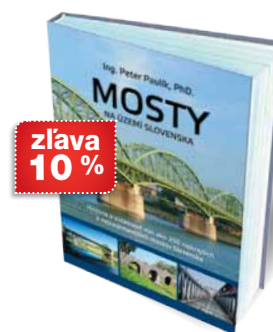
zľava 30 %

MOSTY NA ÚZEMÍ SLOVENSKA

P. Paulík

V knihách nájdeme definície, ktoré sú síce z technického hľadiska správne, no často sa v nich stratí to, čím mosty v skutočnosti sú. A aj keď sú mosty predovšetkým inžinierske konštrukcie, nesmieme zabúdať ani na ich spoločenskú a architektonickú funkciu. Nemalou mierou totiž dotvárajú spoločenské, kultúrne a životné prostredie.

22,50 € ~~25,00 €~~



zľava 10 %

Kontakt pre objednávky:

Knižkupectvo JAGA, budova Stavebnej fakulty STU, Ul. Imricha Karvaša 2, Bratislava
tel.: 02/529 259 89, e-mail: knihkupectvo@jaga.sk

www.jagastore.sk



Richard Púček

Mosty na diaľnici D1 v úseku Jánovce – Jablonov, I. úsek

Bridges on the D1 Motorway in Section Jánovce – Jablonov, Stage I

Uvedený úsek diaľničnej stavby nadväzuje na úsek diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce a na konci sa pripája na II. úsek diaľnice D1 Jánovce – Jablonov, ktorý je vo výstavbe. Dĺžka predmetného úseku diaľnice je 9,0 km a po jeho dobudovaní spolu s II. úsekom sa vytvorí kompletný diaľničný ťah D1 od Ružomberka až po tunel Branisko.

Trasa diaľnice sa začína v križovatke Spišský Štvrtok, kde sa pripája na existujúcu vybudovanú diaľničnú sieť. Ďalej pokračuje mimo zastavaných oblastí okolo obcí Spišský Štvrtok, Iľašovce a Kurimany. Predmetný úsek diaľnice sa potom končí tesne pred križovatkou Levoča, ktorá je zahrnutá do ďalšieho úseku výstavby diaľnice D1. Charakter územia, ktorým diaľnica prechádza, tvoria Levočské vrchy, kde má terén pomerne veľkú stúpajúcu a klesajúcu tendenciu. Preto sa tu často striedajú hlboké zárezy s veľkými násypmi a mostnými objektmi. Celkový počet mostných objektov na tomto úseku diaľnice je desať, z toho osem je priamo na diaľnici a dva objekty prekonávajú diaľnicu formou nadjazdov.

Základné charakteristiky jednotlivých mostov

SO 201 Most na diaľnici nad vetvou križovatky

SO 201 Most na diaľnici nad vetvou križovatky (obr. 1) tvorí hlavnú časť križovatky Spišský Štvrtok a prekonáva príjazdovú vetvu diaľnice. Mostný objekt je monolitický, budovaný na podpornej priestorovej skruži. Nosnú konštrukciu tvorí lichobežníková železobetónová doska s výškou 0,75 m s konzolami. Založenie mostného objektu je hlboké na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm.

SO 202 Most na diaľnici nad Štvrtockým potokom v km 1,478

Ďalším mostným objektom je SO 202 Most na diaľnici nad Štvrtockým potokom v km 1,478 (obr. 2), ktorý preklenuje nízke ťahle údolie s existujúcou nivou Štvrtockého potoka a premostuje poľnú cestu na príľahlé poľnohospodárske pozemky vedľa diaľnice. Ide o štvorpoľový mostný objekt, kde nosnú konštrukciu tvorí spojitý nosník s dvojtrámovým prierezom z predpätého železobetónu s výškou

This section of the motorway construction project connects to the D1 motorway section Mengusovce – Jánovce and at the end in connects to the Stage II of the D1 motorway Jánovce – Jablonov, which is under construction. The length of the motorway section in question is 9.0 km and upon its completion, together with the Stage II, there will be a complete D1 motorway route provided from the town of Ružomberok to the Branisko tunnel.

The motorway route begins at the Spišský Štvrtok interchange, where it connects to the existing completed motorway network. Further it continues outside the built-up areas bypassing the municipalities Spišský Štvrtok, Iľašovce and Kurimany. Then the motorway section in question ends just at the Levoča interchange, which is included in the next stage of the D1 motorway construction. The character of the area being crossed by the motorway is formed by the Levočské vrchy mountains where the tendency of terrain climb and slope gradients is quite considerable. That is the reason why deep cuts often alternate with high embankments and bridges in this area.

The total number of bridge structures within this motorway section is 10, of which eight are right on the motorway, and two structures bridge the motorway in form of flyovers.

Basic characteristics of Particular Bridges

Structure 201 – Motorway bridge over the interchange ramp

Structure 201 – Motorway bridge over the interchange ramp (Fig. 1) forms the main part of the Spišský Štvrtok interchange which overpasses the motorway entrance ramp (slip road). The bridge is constructed by in-situ concreting on solid supporting scaffolding. The bridge superstructure is formed by tapered 0.75 m thick reinforced-concrete slab with cantilevers. The bridge rests on deep foundations, on large-diameter piles Ø 900 mm.

Structure 202 – Motorway bridge over the brook Štvrtocký potok in km 1.478

The next bridge is the Structure 202 – Motorway bridge over the brook Štvrtocký potok in km 1.478 (Fig. 2), which overspans the low



Obr. 1 Most nad vetvou križovatky

Fig. 1 View of Motorway bridge over the interchange ramp



Obr. 2 Most nad Štvrtockým potokom

Fig. 2 View of motorway bridge over the brook Štvrtocký potok



Obr. 3 Most nad diaľnicou na ceste I/18
Fig. 3 View of bridge on the I/18 road over the motorway



Obr. 5 Podporná konštrukcia mosta nad bezmenným potokom
Fig. 5 View of support structure of the motorway bridge over the unnamed brook

2,4 m, budovaný na pevnej podpornej skruži. Objekt je založený hlboko na veľkopriemerových pilótach Ø 1 200 mm.

SO 203 Most nad diaľnicou na ceste I/18

Diaľnicu v km 1,721 križuje cesta I/18, kde sa nachádza SO 203 Most nad diaľnicou na ceste I/18 (obr. 3), ktorý prevádza jestvujúcu cestu I. triedy ponad diaľnicu. Mostný objekt je riešený ako trojpoľový rám realizovaný na priestorovej podpornej skruži. Nosnú konštrukciu tvorí dodatočne predpätá doska s vyloženými konzolami s premennou hrúbkou od 1,2 do 2,4 m. Zakladanie mostného objektu je plošné pomocou železobetónových pätiiek.

SO 204 Most na diaľnici nad poľnou cestou

Trasa diaľnice potom prechádza v km 2,1 – 4,2 do vysokých násypov, kde sa v km 3,138 nachádza SO 204 Most na diaľnici nad poľnou cestou, ktorý prevádza diaľnicu ponad poľnú cestu a Skalický potok. Most sa realizuje ako železobetónová dodatočne predpätá doska hrubá 1,2 m na podpornej skruži. Ide o jednopolevú konštrukciu s rozpätím poľa 25,2 m. Zakladanie mostného objektu je na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm.

SO 205 Most na diaľnici nad Iľašovským potokom v km 5,006

Najväčším mostným objektom na tomto úseku je SO 205 Most na diaľnici nad Iľašovským potokom v km 5,006 (obr. 4), ktorý sa realizuje ako dodatočne predpätá spojité komorová konštrukcia s ôsmimi poľami vysokými 3,5 m po celej dĺžke mosta. Mostný objekt tvoria dva súbežné objekty s rozdielnou šírkou nosnej konštrukcie. Na výstavbu mostného objektu sa používa technológia postupného vysúvania. Zakladanie mostného objektu je hĺbkové s kombináciou veľkopriemerových pilót a mikropilót.

SO 206 Most na diaľnici nad bezmenným potokom v km 5,438

Len o 432 m ďalej od tohto mosta sa nachádza SO 206 Most na diaľnici nad bezmenným potokom v km 5,438 (obr. 5), ktorý preklenuje tiahle údolie s pôvodnou nivou bezmenného potoka. Ide o dva súbežné mostné objekty s rôznou šírkou nosnej konštrukcie. Prierez ľavého mosta tvorí spojený trojtrám z dodatočne predpätého betónu s výškou 2,4 m a pravý most zasa spojený dvojtrám s rovnakou výškou. Most sa realizuje na pevnej podpornej skruži po jednotlivých etapách. Mostný objekt je založený na veľkopriemerových pilótach.



Obr. 4 Most na diaľnici nad Iľašovským potokom pri výsuvu
Fig. 4 View of motorway bridge over the brook Iľašovský potok during launching



Obr. 6 Pohľad na železobetónový oblúk mosta nad diaľnicou na poľnej ceste
Fig. 6 View of reinforced concrete arch bridge on the field road over the motorway

stretching valley with the existing flood plain of Štvrtocký potok brook and bridges the field road to adjacent agricultural land along the motorway. It concerns a four-span bridge where the superstructure is formed by a continuous girder of double-T cross section of prestressed reinforced concrete with the depth of 2.4 m constructed on stationary scaffolding. The bridge rests on deep foundations, on large-diameter piles Ø 1 200 mm.

Structure 203 – Bridge on the I/18 road over the motorway

In km 1.721 the motorway is crossed by the I/18 road where the Structure 203 – Bridge on the I/18 road over the motorway (Fig. 3), which carries the existing Class I road over the motorway, is situated. The bridge represents a three-span box constructed on solid supporting scaffolding. The bridge superstructure is formed by post-tensioned slab with overhangs with the depth varying from 1.2 to 2.4 m. The bridge foundations are shallow, provided by means of reinforced-concrete footing.

Structure 204 – Motorway bridge over the field road

Then, in km 2.1 – 4.2 the motorway route passes into high embankments, where in km 3.138 the Structure 204 – Motorway bridge over the field road, which carries the motorway over the field road and the Skalický potok brook, is situated. The bridge is being executed as a 1.2 m thick post-tensioned reinforced-concrete slab constructed on supporting scaffolding. It concerns a single-span structure with the span length of 25.2 m. The bridge foundations are provided by means of large-diameter piles Ø 900 mm.

Structure 205 – Motorway bridge over the brook Iľašovský potok in km 5.006

The largest bridge within this section is the Structure 205 – Motorway bridge over the brook Iľašovský potok in km 5.006 (Fig. 4), which is constructed as an eight-span post-tensioned continuous box-section structure with the constant depth of 3.5 m over the whole bridge length. The bridge consists of two parallel structures with different superstructure width. The bridge is constructed by the incremental launching method. The bridge foundations are deep, provided by means of a combination of large-diameter piles and injection piles with small diameter (micropiles).



Obr. 7 Most nad diaľnicou na ceste III/18165
Fig. 7 View of bridge on the III/18165 road the motorway



Obr. 8 Most na diaľnici nad potokom Bicír
Fig. 8 View of motorway bridge over the brook Bicír

SO 207 Most nad diaľnicou na poľnej ceste v km 5,936

Prevádza jestvujúcu poľnú cestu na príslušné pozemky ponad diaľnicu. Realizuje sa ako monolitická predpätá doska, ktorá je podopieraná železobetónovým oblúkom (obr. 6). Doska má po celej dĺžke mosta konštantnú hrúbku 0,50 m a podopiera ju šesť votknutých vnútorných vzpier. Rozpätie oblúka je 44,0 m a vzopätie oblúka 4,61 m. Mostný objekt je založený na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm.

SO 208 Most na diaľnici nad Kurimanským potokom v km 6,650

SO 208 Most na diaľnici nad Kurimanským potokom v km 6,650 prevádza Kurimanský potok pod násypom telesa diaľnice. Nosná konštrukcia je tvorená železobetónovou klenbou. Rozpätie klenby je 4,40 m a vzopätie klenby je 1,92 m. Železobetónová klenba je votknutá do základovej dosky.

SO 209 Most nad diaľnicou na ceste III/18165

V km 7,290 trasy diaľnice sa realizuje SO 209 Most nad diaľnicou na ceste III/18165 (obr. 7), ktorý prevádza cestu III. triedy ponad budúcu diaľnicu. Nosná konštrukcia je z predpätého betónu. Priečný rez je jednotrámový nosník s vyloženými konzolami s konštantným prierezom a s výškou 1,40 m. Zakladanie mostného objektu je hĺbkové na veľkopriemerových pilótach Ø 900 mm.

SO 210 Most na diaľnici nad potokom Bicír v km 8,827

Posledným mostným objektom na tomto úseku diaľnice je SO 210 Most na diaľnici nad potokom Bicír v km 8,827 (obr. 8), ktorý preklenuje mierne údolie s pôvodnou úrovňou potoka Bicír. Nosná konštrukcia je riešená ako spojitý nosník s dvojtrámovým prierezom s vyloženými konzolami s konštantným prierezom a výškou 2,6 m. Zakladanie mostného objektu je hĺbkové na veľkopriemerových pilótach Ø 1 500 mm.

Záver

Pri výstavbe mostných objektov na tomto úseku sa použili dve technológie výstavby nosnej konštrukcie, ktoré sa štandardne používajú v mostnom staviteľstve. Zložité však bolo zakladanie jednotlivých mostných objektov pre neustále sa meniacu geológiu na celej trase diaľnice. Zhotovovateľom mostných objektov na tomto úseku diaľnice je konzorcium firiem VÁHOSTAV – SK, a. s., a Bögl & Krýsl, k. s.

Projektovú dokumentáciu na realizáciu stavby (DRS) spracovalo konzorcium firiem Geoconsult, spol. s r. o., Valbek, s. r. o., a HBH projekt, s. r. o. Projektovú dokumentáciu na vykonanie prác (DVP) zabezpečovala spoločnosť DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Structure 206 – Motorway bridge over the unnamed brook in km 5.438

Only 432 m farther from this bridge there is situated the Structure 206 – Motorway bridge over the unnamed brook in km 5.438 (Fig. 5), which overspans the stretching valley with the existing flood plain of unnamed brook. It concerns two parallel bridges with different superstructure width. The left bridge cross section is formed by 2.4 m deep continuous triple-T (three-girder structure) of post-tensioned concrete and the right bridge is formed as a continuous double-T (twin-girder structure) of constant depth. The bridge is constructed on stationary scaffolding stage by stage. The bridge rests on foundations provided by means of large-diameter piles.

Structure 207 – Bridge on the field road over the motorway in km 5.936

The bridge carries the existing field road to the adjacent land over the motorway. The bridge is being executed as prestressed slab constructed by in-situ concreting method supported by reinforced-concrete arch (Fig. 6). The slab is constant over the whole bridge length, with the thickness of 0.5 m, and it is supported by six embedded inner struts. The arch span is 44.0 m and the arch camber is 4.61 m. The bridge is resting on foundations provided by means of large-diameter piles Ø 900 mm.

Structure 208 – Motorway bridge over the brook Kurimanský potok in km 6.650

Structure 208 – Motorway bridge over the brook Kurimanský potok in km 6.650 carries the Kurimanský potok brook under the motorway embankment. The bridge superstructure is formed by reinforced-concrete vault. The vault span is 4.40 m and the vault camber is 1.92 m. The reinforced-concrete vault is embedded in foundation slab.

Structure 209 – Bridge on the III/18165 road over the motorway

In km 7.290 of the motorway route there is under construction the Structure 209 – Bridge on the III/18165 road over the motorway (Fig. 7), which carries the Class III road over the planned motorway. The bridge superstructure is constructed of prestressed concrete. The cross section is formed by a single-boom girder with overhanging cantilevers of constant section with the depth of 1.40 m. The bridge foundations are deep, by means of large-diameter piles Ø 900 mm.

Structure 210 – Motorway bridge over the brook Bicír in km 8.827

The last bridge within this motorway section is the Structure 210 – Motorway bridge over the brook Bicír in km 8.827 (Fig. 8), which bridges the slight valley with the existing plain of the Bicír brook. The bridge superstructure represents a continuous double-T section girder with overhanging cantilevers of constant section with the depth of 2.6 m. The bridge foundations are deep, by means of large-diameter piles Ø 1 500 mm.

Conclusion

There were two superstructure construction methods used at the construction of bridges within this motorway section which are used in bridge construction industry as a standard. However the complicated part of the project was the construction of foundations of individual bridges due to constantly changing underground conditions along the whole motorway route.

The Contractor for the bridges within this motorway section is the consortium of companies VÁHOSTAV – SK, a. s., and Bögl & Krýsl, k. s.

The design documentation in the Construction Drawings stage of documents submission was elaborated by the consortium of companies Geoconsult, spol. s r. o., Valbek, s. r. o. and HBH projekt, s. r. o. The design documentation in the Detail design stage of documents submission was provided for by the company DOPRAVOPROJEKT, a. s.

ODBORNÉ ČASOPISY Z OBLASTI POZEMNÝCH STAVIEB



stavebné materiály

TECHNOLÓGIE :: POSTUPY :: KONŠTRUKCIE

- > informácie o nových materiáloch, výrobkoch, konštrukciách a technológiách
- > ďalší vývoj stavebníctva na Slovensku
- > profily úspešných firiem
- > zaujímavé konštrukčné detaily stavebných systémov
- > novinky z oblasti stavebnej techniky

Predplatné v SR

tel.: 02/50 200 283

e-mail: predplatne@jaga.sk

web: www.casopissm.sk/predplatne



realizace staveb

TECHNOLÓGIE :: POSTUPY :: KONŠTRUKCIE

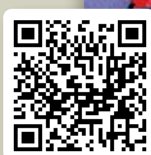
- > vše o nových materiálech, výrobcích, konštrukciách a technológiách
- > další vývoj stavebnictví v Čechách
- > změny a úpravy norem v jednotlivých stavebních oborech
- > profily úspěšných firem
- > novinky z oblasti stavební techniky

Předplatné v ČR

tel.: 840 30 60 90

e-mail: rs@predplatne.cz

web: www.casopisrs.cz





Tatiana Meľová – Milan Šístek

Diaľnica D1 Jánovce – Jablonov, I. úsek km 0,000 – 9,000

205-00 Most na diaľnici nad Iľašovským potokom v km 5,006 D1

D1 Motorway Jánovce – Jablonov, I. section from 0,000 to 9,000 km

205-00 Motorway bridge over Iľašovský Creek in 5,006 km of D1

Motorway

V súčasnosti prebieha výstavba nového úseku diaľnice D1 Jánovce – Jablonov, ktorý je súčasťou diaľničného ťahu D1 Bratislava – Žilina – Prešov – Košice – hranica s Ukrajinou. Diaľničný most 205-00 zložený z dvoch samostatných konštrukcií premostuje Iľašovský potok a údolie. Ide o spojitý komorový nosník s ôsmimi poľami, monolitický, z dodatočne predpätého betónu. Obsahom príspevku je technické riešenie mosta a výstavba nosnej konštrukcie technológiou postupného vysúvania.



Výstavba mosta 205-00
The bridge construction

Mostný objekt v km 5,006 I. úseku diaľnice D1 Jánovce – Jablonov prevádza komunikáciu kategórie D26,5/100 a je vedený vo výške maximálne 28,3 m nad terénom. Most sa nachádza v Prešovskom kraji a je situovaný v extraviláne severne od obce Iľašovce.

Na výstavbu I. úseku diaľnice D1 Jánovce – Jablonov vybral investor (Národná diaľničná spoločnosť, a. s.) vo verejnej súťaži dodávateľa Zdrúženie Jánovce – Jablonov, ktoré tvoria spoločnosti VÁHOSTAV – SK, a. s., a BÖGL a KRÝSL, k. s. Realizácia tohto úseku diaľnice sa uskutočňuje metódou podľa červenej knihy FIDIC. Zhotoviteľom mostného objektu 205-00 je spoločnosť BÖGL a KRÝSL, k. s., a dodávateľom technológie vysúvania je spoločnosť MAX BÖGL z Nemecka. Výsuv nosnej konštrukcie mosta sa začal v auguste 2012 a dátum ukončenia jej výstavby je september 2013.

Realizácia mosta prebiehala podľa dokumentácie na ponuku z roku 2008, ktorú spracovala projekčná kancelária VALBEK, s. r. o., Bratislava. V priebehu výstavby sa na spresnenie detailov a technológie spracovala dokumentácia na vykonanie prác, na ktorej spolupracovali projekčné kancelárie NOVÁK & PARTNER, s. r. o., Praha a VALBEK, s. r. o., Bratislava.

First section of D1 Motorway Jánovce – Jablonov is being constructed now. It is part of D1 motorway Bratislava – Žilina – Prešov – Košice – Ukraine border. Motorway bridge number 205-00 consists of the two separated bridges over creek and valley. It is a continuous reinforced post-tensioned box girder with the eight spans. The content of this contribution is a technical solution and bridge erection by gradual launching.

The bridge structure carries communication width of 26,5 m and it is guided in maximum height of 28,3 m above the ground. The bridge is located in Prešov region and it is situated in a countryside, northerly from the village Iľašovce. The contractors are VÁHOSTAV – SK, a. s., and BÖGL and KRÝSL, k. s. The erection of this motorway section is carried out by the method of "FIDIC Red Book". Contractor of the bridge is BÖGL and KRÝSL, k. s., and launching technology supplier is MAX BÖGL from Germany. Launching of the bridge was started in August 2012, and the expected date of its completion is September 2013. The realization documentation was processed by design office VALBEK, s. r. o.

Characteristics of the bridge

The bridge has a length of 407,4 m and free width of 15,250 m (left bridge) + 11,750 m (right bridge).

The grade line of communication decreases in a constant longitudinal gradient of 1,23 %. Pavement on the bridge has one-way cross slope of 2,5 % falling to the left side of the bridge.

Superstructures of the two separated parallel bridges are designed as prestressed concrete box section with spans 40,5 + 6 × 54,0 + 40,5 m. Substructure consists of two abutments (1 and 9) and seven pairs of internal slender pillars (2, 3, 4, 5, 6, 7 and 8). The structure is found on deep large-diameter piles and micro-piles. The superstructures are supported by using neopot bearings.

Foundation of the bridge

The foundations of all piers were designed on large-diameter piles Ø 1,2 m. The basis for getting the right results was geological survey and the fact that the bridge is located in the area with frequent earthquakes. Only deep foundation can transfer horizontal forces that may arise from the potential earthquake and launching of the superstructure.

During the implementation of earthworks, there were found differences in expected positions of individual geological layers. There were encountered wrinkled layers of sandstone at the base level of foundations, what led to inability to realize the projected large-di-

Charakteristika mostného objektu

Most s dĺžkou premostenia 403,2 m má voľnú šírku 15,250 m (ľavý most) + 11,750 m (prvý most). Smerovo je most v prechodnici ľavostranného oblúka s polomerom 2 750 m, výškovo niveleta komunikácie klesá v konštantnom pozdĺžnom sklone 1,23 % v smere staničenia. Vozovka na moste má jednostranný priečny sklon 2,5 % s klesaním na ľavú stranu mosta.

Nosné konštrukcie oboch samostatných súbežných mostov sú navrhnuté ako predpäté betónové s jednokomorovým prierezom s rozptátím polí 40,5 + 6 × 54,0 + 40,5 m.

Spodnú stavbu tvoria dve krajné opory (1 a 9), na ktoré nadväzujú rovnobežné krídla a sedem dvojíc vnútorných štíhlych pilierov (2, 3, 4, 5, 6, 7 a 8). Mostný objekt je založený hĺbkovo na veľkopriemero- vých pilótach a mikropilótach. Nosné konštrukcie sú na spodnú stavbu uložené pomocou hrncových ložísk.

Založenie mosta

V dokumentácii na ponuku bolo založenie všetkých podpíer mosta navrhnuté hĺbkovo na veľkopriemero- vých pilótach Ø 1,2 m, opretých do úrovne skalných hornín R3 – R2 alebo votknutých v horninách R4. Podkladom na riešenie boli výsledky inžinierskogeologického prieskumu a skutočnosť, že most sa nachádza v oblasti s častým výskytom zemetrasení: 7° – 8° MSK-64 (7° – 8° EMS-98). Len hĺbkové založenie je schopné preniesť vodorovné sily, ktoré vzniknú pri možnom zemetrasení a pri výsuvе nosnej konštrukcie.

Pri realizácii zemných prác a prvých veľkopriemero- vých pilót sa oproti predpokladom zistili rozdiely v polohách jednotlivých geologických vrstiev. Boli narušené zvrásnené vrstvy pieskovcov R2, R3 na úrovni základovej škáry, v dôsledku čoho nebolo možné realizovať projektované veľkopriemero- vé pilóty. Po doplnkovom geologickom prieskume projektant navrhol alternatívnu metódu založenia na mikropilótach. Zmena zakladania sa týkala podpíer 1 až 6 a 8, pri ktorých nebola reálna možnosť prevrátať profilom Ø 1,2 m polohy pieskovcov. Únosnosť založenia sa overila statickými zaťažovacími skúškami vždy na jednej systémovej mikropilóte pod základom a jednej nesy- témovej veľkopriemero- vej pilóte v mieste základu piliera 7.

Veľkopriemero- vé pilóty pod krajinou oporou 9 sú navrhnuté v sklo- ne 1 : 10 od zvislice na lepšie prenesenie značných vodorovných síl od výsuvu do podlažia.

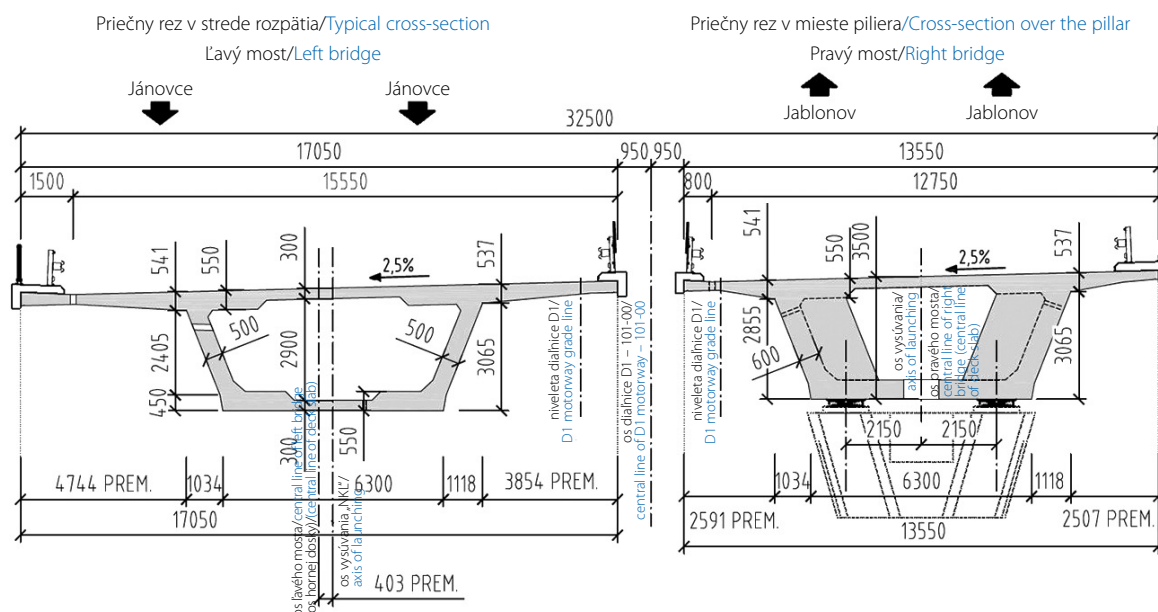
Výrobná lamiel nosnej konštrukcie, ktorá je situovaná za oporou 9, sa zakladala hĺbkovo na veľkopriemero- vých pilótach Ø 1,2 m.



Opora 9 ľavého mosta
Abutment no. 9 – left bridge



Výrobná lamiel za oporou 9 pravého mosta
The segment factory situated behind abutment no. 9



Vzorový priečny rez
Typical cross section



Hydraulické lisy na opore 9, systém zdvihu – posuň
Hydraulic presses on abutment no. 9 – "lift-launch" system



Pripojenie výsuvného nástavca na lamelu 1
The connection of launching "nose" on segment no. 1

Spodná stavba mosta

Krajné opory sú navrhnuté ako masívne monolitické zo železobetónu. Sú riešené ako spoločné pre oba mostné pásy a vzájomne sú od seba oddielované škárou. Súčasťou opôr sú železobetónové úložné prahy, záverné múriky, rovnobežné krídla a plentovacie stienky.

Tvar opory 9 je vzhľadom na nutnosť prevziať vodorovné sily, ktoré na ňu pôsobia počas výsuvu nosnej konštrukcie, oproti štandardom upravený. Zároveň je navrhnuté jej provizórne prikotvenie do podlažia pomocou šikmých zemných kotiev (6 + 6 ks). Každá kotva je zložená zo šiestich lán 15,5 mm z ocele 1 570/1 770, ktorých požadovaná únosnosť je 750 kN. Takto prikotvená opora je schopná preniesť vodorovné zaťaženie od výsuvu. Po uložení oboch nosných konštrukcií na ložiská sa všetky zemné kotvy deaktivovali a ich vnútorný priestor sa zainjektoval. Na úložný prah opory 9 je pod stenami komorového prierezu provizórne uložené výsuvné zariadenie. Vodorovná výsuvná sila je prenášaná cez špeciálny oceľový prípravok do záverného múrika. Tento prípravok sa vložil do debnenia pred betonážou múrika.

Stredné podpory tvorí sedem dvojíc vnútorných štíhlych pilierov (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8) s lichobežníkovou hlavou zo železobetónu, ktoré sú vybetónované na základové bloky. Pôdorysný tvar pilierov je vpísaný do obdĺžnika s rozmermi 2,2 × 4,2 m s plynulým rozšírením v hornej časti na 2,8 × 6,5 m. Hlavy pilierov majú výšku 4,0 m. Na hornej ploche pilierov sú vybetónované úložné bloky, ktoré sa využívajú aj počas výsuvu konštrukcie, keď sú na nich uložené provizórne výsuvné klzné bloky. Po výsuvu sa nosná konštrukcia nadvihne lisami umiestnenými vedľa ložiskových blokov, vložia sa ložiská a na ne sa uloží nosná konštrukcia. S ohľadom na nutnosť preniesť veľké lokálne zaťaženie na povrchu hláv pilierov je v týchto miestach zosilnená betónárska výstuž. Pilieri sú z betónu C 30/37.

Nosná konštrukcia mosta

Nosná konštrukcia pravého, ako aj ľavého mosta realizovaná z betónu C 35/45 je navrhnutá ako jednokomorový prierez s konštantnou výškou 3,5 m so šikmými stenami a vyloženými konzolami. Šírka nosných konštrukcií je 17,05 m (ľavý most) a 13,550 m (pravý most). Vodorovná spodná doska komory má konštantnú šírku 6,3 m pre oba mosty. Steny komory nosnej konštrukcie majú hrúbku 0,5 m (v ľavom moste sú steny v nadpodporových oblastiach rozšírené na 0,6 m), hrúbka spodnej a hornej dosky je 0,55 m, respektíve 0,3 m (v strednej časti). Nad vnútornými podporami je vytvorený nadpodporový priečnik so šírkou 1,0 m a nad oporami so šírkou 1,8 m. Steny komorového prierezu sú v mieste priečnikov nad vnútornými piliermi rozšírené na celú výšku kotevnými prahmi s hrúbkou 0,60 m na dĺžku 1,50 m – na kotvenie zdvíhaných predpínacích káblov. Nosná konštrukcia bude definitívne uložená pohyblivo na ložiská na oboch krajných oporách a na pilieri. Pevné uloženie bude na pilieroch 4 a 5.

ameter piles. After an additional geological survey, the designer has proposed an alternative foundation method based on micro-piles. Change of the foundation concerned supports from 1 to 6 and 8. Foundation bearing capacity was verified by static tests on one micro-pile under the real foundation and one large-diameter pile in place of pillar 7. The segment factory is founded on deep large-diameter piles Ø 1,2 m, and it is situated behind the abutment number 9.

Substructure of the bridge

The abutments are designed from massive monolithic reinforced concrete. They are designed as mutual for both bridges and separated by a vertical joint. Shape of the support number 9 is designed to take big horizontal forces, because of the launching of the superstructure. The launching hydraulic devices are provisionally put under the walls of the chamber and lay on the cross beam of abutment number 9. Horizontal sliding force is transmitted through a special steel element to back wall. This element was inserted to the formwork of the back wall in advance. Intermediate supports consist of seven pairs of internal slender pillars (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8). Ground shape of pillars is inscribed into a rectangle with dimensions of 2,2 × 4,2 m. The pillar head is 4,0 m high. After pushing out the superstructure to right position, the structure will be lifted by hydraulic presses and after that the bridge will be placed on final bearings. The pillars are made from concrete class of C 30/37.

Superstructure of the bridge

The superstructure of the both bridges is realized from concrete class of C 35/45. It is designed as a one chamber box section with constant height of 3,5 m, inclined walls and sided cantilevers. The width of the deck slab is 17,05 m for left bridge and 13,550 m for right bridge. The horizontal bottom slab has a constant width of 6,3 m for both bridges. Chamber's walls are 0,5 m thick (on the left bridge are walls above the support areas extended to 0,6 m). The thickness of the bottom and top slab is 0,55 m, respectively 0,3 m (in the central part). Design of cross-section shape is based on need to make superstructure as light as possible and also simplify external and internal formworks.

The superstructure of each bridge consists of 15 segments. Length of segment is 27,0 m. Cross-section shape varies according to the location along the structure.

Segment no. 1 is atypical in shape because of the connection to steel structure on its face. The extension consists of two solid steel I – beams, and it has a length of 35,4 m. Only superstructure is prestressed by cables with cohesion. Strands have a diameter of 15,7 mm and the cross-sectional area of 150 mm². Lay out of tendons is proposed according to construction stages of the bridge,

Nosná konštrukcia každej polovice mosta je zložená zo spolu 15 lamiel. Lamely majú dĺžku polovice rozpätia vnútorných polí, t. j. 27,0 m. Líšia sa svojím tvarom podľa umiestnenia v nosnej konštrukcii. Všetky lamely nad vnútornými podporami sú rovnaké, obsahujú priečniky so zosilnením stien okolo nich a zosilnenie hrúbky spodnej dosky v celej svojej šírke na 0,55 m na dĺžke 8,0 m od osi uloženia. Na rovnakú dĺžku sú rozšírené aj steny ľavého mosta. Medzipodporové lamely majú hrúbku stien a dosiek v celej svojej dĺžke nemenú. Koncové lamely majú podporový priečnik umiestnený na kraji lamely.

Lamela č. 1 je atypická svojím tvarom z dôvodu napojenia nosnej konštrukcie na oceľový nadstavec. Nadstavec tvorený z dvoch plnostenných I-nosníkov má dĺžku 35,4 m, výšku na začiatku 1,2 m a na konci 4,65 m. Na prenesenie silových účinkov v škáre medzi oceľovým nadstavcom a nosnou konštrukciou sú navrhnuté predpínacie tyče (40 ks), ktoré sú zakotvené do zosilnených stien a kotevných blokov lamely nosnej konštrukcie. Steny prierezu nosnej konštrukcie sú na začiatku prvej lamely zvýšené o 1,10 m monolitickými betónovými blokmi s dĺžkou 1,8 m a šírkou 1,3 m, do ktorých sú zakotvené vodorovné a zvislé tyče.

Nosná konštrukcia je predopnutá len súdržnými káblami. Sú navrhnuté laná s priemerom 0,62" a s prierezovou plochou 150 mm². Materiál lán je Ls Ø 15,7 mm – St 1 620/1 860. Vedenie káblov zodpovedá predpokladanému postupu výstavby mosta, t. j. výstavbe vysúvaním. Na etapy výstavby je navrhnuté centrické predpätie súdržnými káblami. Tieto káble budú v konštrukcii pôsobiť aj v definitívnom stave. Káble budú spojované v pracovných škárach medzi jednotlivými lamelami, v každej škáre však bude spojovaná len polovica káblov, druhá polovica bude prechádzať do ďalšej lamely. Po dokončení vysúvania mosta bude nosná konštrukcia predopnutá zdvíhanými káblami, prechádzajúcimi v stenách komorového prierezu. Základné centrické predpätie je v každej polovici mosta uskutočnené 8 káblami z 19 lán a 4 káblami z 12 lán v hornej doske a 4 káblami z 19 lán a 2 káblami z 12 lán v dolnej doske. Toto základné centrické predpätie je pri počiatočných lamelách posilnené ďalším predpätím zloženým z 2 × 3 káblov z 12 lán uložených v stenách. V krajných poliach vedú v každej stene zdvíhané tri káble, vo vnútorných poliach v každej stene štyri káble. Všetky zdvíhané káble sú zložené z 19 lán. Vzhľadom na veľké vyloženie konzol ľavej nosnej konštrukcie bolo v hornej doske navrhnuté priečne predpätie tvorené súdržnými 4-lanovými káblami. Vzdialenosť káblov v pozdĺžnom smere mosta je 1,0 m.

Príslušenstvo mosta

Mostný zvršok tvoria celomonolitické rímky, do ktorých je osadené oceľové zábradľové zvodidlo s úrovňou zachytenia H2 a zábradlie (na vonkajších stranách mosta). Voda z mosta je odvedená mostnými odvodňovačmi, ktoré sú zaústené do pozdĺžneho potrubia. Na vyrovnanie dilatačných rozdielov sú navrhnuté mostné závery schopné preniesť celkový posun 240 mm (opora 1) a 320 mm (opora 9). Komory nosných konštrukcií sú vybavené osvetlením a je tu inštalované vedenie inžinierskych sietí diaľnice.

Výstavba mosta

Ako už bolo uvedené, výstavba nosnej konštrukcie mosta prebieha metódou postupného vysúvania bez pomocnej medzipodpory po pôdorysnej náhradnej kružnici. Vysúvanie prebiehalo smerom od opory 9 do kopca so stúpaním 1,23 %. Vysúval sa najskôr ľavý most a následne pravý. Metóda spočíva v realizácii jednotlivých lamiel vo výrobe, ktorá je situovaná stabilne počas celej výstavby za krajinou oporou. Vo výrobe prebieha nastavenie debnenia, vystužovanie, betonáž lamiel a ich predopnutie centrickým predpätím. Každá lamela je zhotovená vo dvoch fázach. V prvej fáze sa vyhotoví dolná doska spolu so stenami, v druhej fáze horná doska.

Kľúčom k úspešnej realizácii výstavby je presný návrh a realizácia výroby. Výrobňa na násypovom telese založená hĺbkovo má dĺžku 32,6 m a jej súčasťou je aj medziláhlá podpora medzi oporou a výrobňou potrebná pri výsuve prvej a poslednej lamely. Výsuvná drá-



Klzné ložiská s bočným vedením na pilieri
The sliding bearings and lateral guides on pillar



Pohľad na most 205-00
The general view on the bridge

which means construction method by launching. During the erection phases are used centric prestressed cables with cohesion. These cables will be functional also in the final state. Cables will be coupled in construction joints between individual sections. Only half of the cables will be coupled in each construction joint. The second half will go through to the next section. After completion of the bridge launching process, the superstructure will be prestressed by cables in the walls. Due to the length of sided cantilevers on the left bridge, there was designed transverse prestressing in the deck slab. The distance between tendons is 1,0m in the longitudinal direction of the superstructure.

Bridge accessories

The bridge accessories consist full monolithic cornices, steel crash barriers and railings (on the outer sides of the bridge). Water is drained from the bridge by a drainage system that is connected into the longitudinal drain pipe. There are designed joints able to pass the total displacement 240 mm (abutment 1) and 320 mm (abut-

ha z ocelových zvarovaných nosníkov je osadená na železobetónových stenách výroby. Tie sú priečne spojené železobetónovými priečnikmi. V stenách výroby boli nad základom vynechané otvory na priečny presun výroby a debnenia nosnej konštrukcie z ľavého mosta na pravý. Debnenie je uložené na priečných ocelových nosníkoch v hornej časti stien výroby. V prednej časti stien je osadené bočné vedenie na výsuv nosnej konštrukcie.

Aplikované vysúvacie zariadenie zložené z dvoch hydraulických výsuvných jednotiek, ktoré dáva most do pohybu, je inštalované pod nosnú konštrukciu na opore 9. Systém hydraulických lisov pracuje systémom zdvihni – posuň. Nosná konštrukcia sa vysúva po klzných ložiskách osadených na jednotlivých podporách spodnej stavby. V priebehu výsuvu treba geodeticky zaistiť smerové vedenie výsuvnej konštrukcie. Na to slúži bočné vedenie. Nad každou podporou je dvojica dočasných klzných ložísk s bočným vedením.

Celková tiaž vysúvanej konštrukcie je 13 656 ton (ľavý most) a 12 449 ton (pravý most). Rýchlosť výsuvu hydraulickým zariadením je 5,0 m za hodinu, to znamená, že lamela s dĺžkou 27,0 m je vysunutá asi za 5 až 6 hodín. Pracovný takt jednej lamely trval v priemere 8 – 9 dní na ľavom moste a 7 až 8 dní na pravom moste, koncové lamely 10 dní na ľavom moste a 9 dní na pravom moste. Ľavý most mal pracovný takt dlhší o jeden deň, a to vzhľadom na priečne predpätie v mostovke. Realizácia podporových lamiel na oboch mostoch trvala o 1 deň dlhšie ako medzipodporových bez priečnika.

Záver

Na záver možno konštatovať, že použitím metódy vysúvania sa vďaka mnohocyklovej opakovateľnosti dosiahla vysoká produktivita práce. V čase spracovania príspevku prebiehal výsuv pätnástej lamely pravého mosta, ľavý most je už vysunutý. V súčasnosti sa do definitívnej polohy na trvalé ložiská osadzuje pravý most.

Metóda vysúvania je efektívna metóda výstavby mostov, aj keď technologicky veľmi náročná a vyžaduje si pracovníkov so skúsenosťami. Celých $2 \times 408,0$ m nosnej konštrukcie oboch mostov sa vyrobilo za 13 mesiacov s jedným mesiacom predprípravy debnenia, výroby a nutnou technologickou prestávkou dva mesiace (na presun technológie z ľavého mosta na pravý most).

Čo sa týka skúseností zo samotného projektovania, pri takejto náročnej technológii je dôležitá úzka spolupráca s priamym zhotoviteľom mosta a dodávateľom vysúvania. V rámci dokumentácie na vykonanie prác riešil projektant so zhotoviteľom všetky technologické problémy tak, aby sa stavba realizovala kvalitne a v požadovanom termíne. Podrobná príprava v rámci tohto projektu sa neskôr prejavila v bezproblémovom postupe prác. Vzájomná spolupráca medzi projektantom, zhotoviteľom, geodetom, dodávateľom výsuvu a predpätia viedla k plynulej výstavbe mosta. Počas výsuvu nosných konštrukcií prebiehal podrobný monitoring ich polohy pri súčasnom sledovaní deformácií spodnej stavby. Možno konštatovať, že všetky namerané hodnoty zodpovedajú predpokladom projektu. Dôkazom toho je úspešná realizácia mosta v požadovanej kvalite.

Literatúra

- [1] Göhler, G.: Brückenbau mit dem Taktschiebverfahren. Berlin: Ernst & Sohn, 1999.
- [2] Rosignoli, M.: Bridge launching. MPG Books, Spojené Kráľovstvo, 2002.

ment 9). Chamber of both superstructures is equipped with lights and there is also installed management of buried services.

Bridge erection

The construction of the bridge superstructure was carried out by launching method without temporary supports. Pushing the bridge out was running in constant longitudinal gradient of 1,23 % from abutment number 9 uphill. The left bridge was ejected as first one. The method consists in realization individual segments at the factory. Formworks setting, reinforcement and concrete placing, and prestressing of centric tendons is realized at the factory. Production of each segment is divided into two phases. In first phase are made bottom slab and both walls, in second phase is constructed deck slab. Key point for successful realization of the bridge launching is the design of production factory. The factory is 32,6 m long, and it is founded by piles.

The launching mechanism that makes the bridge moving, consists of 2 hydraulic jacking devices and they are installed under the superstructure. The hydraulic jacks work the "lift – launch – lower – return" system. The superstructure is being launched on the sliding bearings placed on every support. During the launching action, the direction of the girders has to be checked geodetically. For this reason, the lateral guides and the sliding bearings are installed on the substructure.

Total mass of the ejected superstructure is 13 656 tons for left bridge and 12 449 tons for right bridge. Normal speed of launching is 5,0 m per hour, which means that segment length of 27,0 m is being launched approximately 5 – 6 hours. Production of one completed segment has taken on average 8 – 9 days for left-hand bridge and 7 – 8 days for right bridge. Finishing of first and last segment will take 10 days for left-hand bridge and 9 days for right bridge. The production period of the each part on the left bridge was one day longer because of transverse prestressing.

Conclusion

In conclusion, we may say that the high productivity was achieved by the recurring cycles of the incremental launching method. At the time of writing this article the 15th segment of the right bridge is being constructed. The left bridge is fully launched. The left bridge is being placed on final bearings to definitive position simultaneously.

Used construction method is very efficient even though highly technologically demanding because it requires experienced workers. Entire $2 \times 407,4$ m of both bridges was made for 13 months.

One important point for proposing of that kind of bridges. The close cooperation among designer, contractor and launching technology supplier is necessary. Smooth bridge construction may be achieved by detailed preparation for this project. A detailed monitoring has been performed for superstructure and substructure deformation during the push-out. All measured values are according to project documentation. Successful bridge realization in required quality is a demonstration of it.

References

- [1] Göhler, G.: Brückenbau mit dem Taktschiebverfahren. Berlin, Ernst & Sohn, 1999.
- [2] Rosignoli, M.: Bridge launching. MPG Books, Great Britain, 2002.

NAŠE PROJEKTY DÁVAJÚ ZMYSEL

VALBEK**CZ** VALBEK**SK** VALBEK**RU** NOVÁK&PARTNER PRODEX**CZ** PRODEX**SK** V-CON



Dopravné
stavby



Pozemné
stavby



Vizualizácie



Ekológia,
životné
prostredie



Mosty



Vodo-
hospodárske
stavby



Aspe
Software
pre riadenie
projektov



Riadenie
a realizácia
projektov



Tunely



Dopravné
inžinierstvo



Koľajová
doprava



Inžinierská
činnosť

Valbek s.r.o., stredisko Bratislava, Kutuzovova 11, 831 03 Bratislava
tel./fax: +421 244 643 077, +421 244 643 078, info@valbek.sk, www.valbek.sk
Valbek s.r.o., stredisko Košice, Obrancov mieru 3, 040 01 Košice
tel./fax: +421 552 304 030, +421 552 304 031, info@valbel.sk, www.valbek.sk



 valbek® | EU



Richard Púček – Ladislav Bača

Spriahnutý oceľobetónový most na diaľnici D1 Jablonov – Studenec

Composite Steel-Concrete Bridge on the D1 Motorway in Section Jablonov – Studenec

V blízkosti diaľničného úseku D1 Jablonov – Studenec sa nachádza niekoľko významných kultúrnych pamiatok a minerálnych prameňov. Takisto tadiaľto prechádzala známa gotická cesta. Tieto skutočnosti sa zohľadnili aj pri projektovaní najväčšieho mostného objektu na tejto stavbe, ktorý rieši premostenie tiahleho údolia, existujúcej poľnej cesty do Jablonova a miestnej slatiny, ktorá je významným genofondom.

There are a number of significant cultural heritage monuments and mineral springs situated in the vicinity of the D1 motorway section Jablonov – Studenec. Also the well-known Gothic Route was passing here as well. These facts were also taken into consideration at designing the largest bridge within this project which provides for bridging of the stretching valley, the existing field road to the municipality of Jablonov and the local moorland, which represents an important gene pool in this locality.



Obr. 1 Zakladanie mosta
Fig. 1 Foundation of the bridge

Charakteristika mosta

Most je riešený ako 13-polová nosná konštrukcia rozdelená na deväť dilatačných celkov, pričom dva dilatačné celky tvoria predpolia mosta na začiatku a na konci mosta z vopred predpätých tyčových prefabrikátov s výškou 1,40 m. Ostatné dilatačné celky sa zrealizovali zo spriahnutej oceľobetónovej mostovky, ktorá bola podpieraná dvoma oceľovými oblúkmi v každom jednom poli s rozpätiami 60 + 70 + 3 × 80 + 70 + 60 m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie bola 669,70 m.

Zakladanie mosta

Vzhľadom na to, že zrealizovaný mostný objekt je staticky náročná konštrukcia a základové pomery boli pomerne zložité, počas výstavby sa zrealizoval doplnujúci inžinierskogeologický prieskum, ktorý preukázal veľa tektonických porúch a prítomnosť vôd so síranovou agresivitou prostredia.

Bridge Parameters

The bridge represents a 13-span superstructure divided into 9 movement-enabling construction units, where two construction units form the bridge forefields at its beginning and the end of prestressed beam-shaped precast steel-concrete girders with the depth of 1.40 m. The remaining movement-enabling construction units were executed of composite steel-concrete deck, which was supported with two steel arches at each span, with spans length 60 + 70 + 3 × 80 + 70 + 60 m. The overall length of bridge superstructure was 669.70 m.

Bridge Foundations

In view of the fact that the completed bridge is, from the statics point of view, a very demanding structure and the underground conditions in the place of laying the foundations were rather difficult, there was a supplementary engineering-geological survey carried out in the course of construction, which produced evidence of many tectonic faults and the presence of waters with sulphate corrosivity of the environment.

The bridge forefields rest on deep foundations, on large-diameter piles with the diameter of 1 200 mm. The foundations of composite steel-concrete structure are deep, provided by a combination of large-diameter piles and injection piles with small diameter (micropiles). The diameter of large-diameter piles is 1 200 mm and they are of grade C 30/37 – XA2 concrete, where the protection of large-diameter piles against the effects of sulphate corrosion was provided for by the concrete composition using sulphate resistant cements and crystalline additives. In order to retain the effects of horizontal forces and to provide for the structure stability there were battered micropiles Ø 89/10 used in two rows with the grout resistant to sulphate corrosivity of the environment.

Bridge Substructure

The abutments were executed as reinforced-concrete capping beams of rectangular cross section resting on large-diameter piles. The piers at forefields are formed by a pair of circular reinforced-concrete columns with the diameter of 1 600 mm embedded in foundation slab (spread footing). The piers of main spans are formed by rectangular reinforced-concrete body of varying height which is embedded in block foundations. In their upper part the pier bodies are terminated by capping beam on which the bridge bearings are positioned.

Predpolia mostného objektu sú založené hĺbkovo na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm. Ocelobetónová spriahnutá konštrukcia je založená hĺbkovo, a to kombináciou veľkopriemerových pilót a mikropilót. Veľkopriemerové pilóty majú priemer 1 200 mm a sú z betónu C 30/37 – XA2. Ich ochrana proti sýranovej agresii sa zabezpečila receptúrou betónu s použitím sýranovzdorných cementov a kryštalických prísad. Na zachytenie účinkov vodorovných síl a zabezpečenie stability konštrukcie sa použili šikmé mikropilóty Ø 89/10 vo dvoch radoch s injektážnou zálievkou s odolnosťou proti sýranovej agresivite prostredia.

Spodná stavba

Krajné opory sa zrealizovali ako úložné prahy obdĺžnikového prierezu zo železobetónu na veľkopriemerových pilótach. Medziľahlé podpory v predpoliach sú tvorené dvojicou kruhových pilierov s priemerom 1 600 mm zo železobetónu votknutou do základovej dosky. Podpery hlavných polí sú tvorené obdĺžnikovým železobetónovým drikom s premennou výškou, ktorý je votknutý do základových blokov. Driky sú v hornej časti ukončené úložným prahom, na ktorom sú umiestnené ložiská.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia v hlavných poliach je vytvorená spriahnutou oceľobetónovou mostovkou, podopieranou dvojicou oceľových oblúkov. Spriahnutú oceľobetónovú mostovku tvorí železobetónová doska hrubá 250 mm, ktorá je uložená na oceľovom rošte vytvorenom z nosníkov usporiadaných v pozdĺžnom a priečnom smere. Nosníky sú zo zváraných profilov typu HEA 650, IPE 600. Takto vytvorený oceľový rošt podopierajú v strednej časti poľa dvojklbové oceľové oblúky a medziľahlé časti sú podopierané kyvnými oceľovými stojkami, ukotvenými do oblúkov. Kyvné oceľové stojky sa zrealizovali ako zvarence s prierezom v tvare I a oceľové oblúky zasa ako uzavretý zváraný profil z oceľových plechov s vonkajšími rozmermi 1 000 × 1 400 mm, respektíve 1 000 × 1 500 mm.

Betónová časť mostovky – spriahajúca doska je zrealizovaná ako kompozitný betónový prvok pozostávajúci z prefabrikovanej časti hrubej 7 cm, ktorý spĺňa aj funkciu debnenia, monolitické časti spriahajúcej dosky a samotnej železobetónovej dosky hrubej 18 cm.

Nosná konštrukcia predpolí pozostáva z atypických predpätých tyčových prefabrikátov s výškou 1,40 m, ktoré sú spriahnuté železobetónovou doskou vysokou minimálne 180 mm.

Spôsob výstavby

Výstavba nosnej konštrukcie prebiehala vo viacerých etapách. Hlavné polia pozostávali zo spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie a realizovali sa jednotlivo. V prvej fáze sa zhotovila dočasná podpor-



Obr. 3 Montáž oceľovej konštrukcie

Fig. 3 Erection of steel structure

Bridge Superstructure

In main spans the superstructure is formed by composite steel-concrete deck supported by a pair of steel arches. The composite steel-concrete deck consists of 250 mm thick reinforced-concrete slab placed on steel grid formed by girders in both longitudinal and transverse direction. The girders consist of welded sections and type HEA 650, IPE 600 beams. The steel grid constructed in this way is supported in the span middle part by two-hinged steel arches and the intermediate parts are supported by socketed steel stanchions anchored in arches. Socketed steel stanchions were executed as "I" section shaped weldments and steel arches were executed as closed welded section of steel plates with the outer dimensions 1 000 × 1 400 mm, alternatively 1 000 × 1 500 mm.

The deck concrete part – the interconnecting slab is executed as composite concrete member consisting of 7 cm thick precast part which serves also as a formwork for the cast-in-situ part of interconnecting slab and the 18 cm thick reinforced-concrete slab itself.

The superstructure of forefields consists of non-standard 1.40 m deep beam-shaped prestressed precast girders interconnected with reinforced-concrete slab with the minimum thickness of 180 mm.

Construction Method

The construction of bridge superstructure was executed in a number of stages. The main spans consisting of composite steel-concrete structure were constructed span by span. In stage one the temporary supporting scaffold type "Pižmo", which served for the erection of pair of arches from individual segmental parts, was constructed. Upon erection of steel arches the socketed stanchions, which were temporarily fixed against swing out, were provided. The steel grid,



Obr. 2 Pohľad na výstavbu predpolí

Fig. 2 View of construction of the forefields



Obr. 4 Celkový pohľad na most

Fig. 4 General view on the bridge

ná konštrukcia typu Pižmo, ktorá slúžila na montáž dvojice oblúkov z jednotlivých segmentových častí. Po zmontovaní oceľových oblúkov sa zrealizovali kyvné stojky a dočasne sa zafixovali proti pootočeniu. Na takto stabilizované časti nosnej konštrukcie sa primontoval oceľový rošt, na ktorý sa uložili filigránové dosky tvoriace stratené debnenie spriahajúcej dosky. Po dokončení spriahajúcej dosky sa spod oblúkov odstránila dočasná podporná konštrukcia a dočasná stabilizácia kyvných stojok. Podobným spôsobom sa zhotovili aj ostatné hlavné polia.

Predpolia nosnej konštrukcie sa realizovali na oboch stranách mosta súčasne. Predpäté tyčové prefabrikáty sa vyrábali vo výrobní a postupne sa dopravovali na stavbu, kde sa ukladali na monolitické dočasne stabilizované priečniky. Po uložení všetkých nosníkov boli spriahnuté železobetónovou doskou.

Záver

Napriek pomerne veľkej zložitosti uvedenej konštrukcie a zložitým základovým pomermom prebehla výstavba mostného objektu bez väčších problémov vo dvoch etapách, pričom v prvej sa vybudoval pravý most a neskôr aj ľavý most. Obidva už v súčasnosti slúžia verejnosti.

Zhotovovateľom uvedeného mostného objektu bolo konzorcium firiem Doprastav, a. s., Inžinierske stavby, a. s., a VÁHOSTAV – SK, a. s. Dodávateľom projektovej dokumentácie na obidve etapy bola spoločnosť Geoconsult, spol. s r. o.

on which the filigraned slabs forming the permanent leave-in-place formwork of interconnecting slab were placed, was assembled on superstructure parts temporarily stabilised in this way. Upon completion of interconnecting slab the temporary supporting scaffold was removed from under the arches and the temporary stabilisation of socketed stanchions was removed as well. Also the remaining main spans were constructed in the same way.

The forefields of bridge superstructure were constructed on both sides of the bridge simultaneously. The beam-shaped prestressed precast girders were prepared in the production plant and transported stage-by-stage to the construction site where they were placed on cast-in-situ temporarily stabilised crossbeams. Upon the placement of all girders these were interconnected by means of reinforced-concrete slab.

Conclusion

In spite of rather high complexity of this structure and difficult underground conditions the bridge construction was carried out without major problems in two stages, when the right bridge was completed in the first stage and later the left bridge as well. At present both bridges already serve the public.

The Contractor for this bridge was the consortium of companies Doprastav, a. s., Inžinierske stavby, a. s., VÁHOSTAV – SK, a. s. The design documentation for both stages was provided by the company Geoconsult, spol. s r. o.

TRAFFIC GLASS N3

AGC

GLASS UNLIMITED

TRANSPARENTNÍ
PROTIHLUKOVÉ PANELE

ÚČINNÁ OCHRANA PŘED HLUKEM

Transparentní skleněné protihlukové panely Traffic Glass N3 od společností AGC Glass Europe a Aerolux jsou určeny k realizaci protihlukových opatření v okolí dopravních komunikací, případně ke snižování přenosu hluku z průmyslových areálů, sportovišť apod. Transparentní skleněné protihlukové panely Traffic Glass N3 jsou vysoce odolné proti mechanickému poškození a splňují nejvyšší úroveň bezpečnosti. Celý systém je plně certifikován v souladu s příslušnými normami. Nemění se optické vlastnosti skla zajišťují klidný a nerušený kontakt řidičů s okolím. Cestujícím můžeme dopřát neomezený výhled do krajiny i tam, kde je potřeba řešit ochranu před nadměrným hlukem ze silniční a železniční dopravy.

AGC Flat Glass Czech a.s., Sklářská 450, 416 74 Teplice, tel.: +420 417 501 111, e-mail: czech@eu.agc.com
AEROLUX s.r.o., Noviny pod Ralskem 142, 471 24 Mimoň, tel.: +420 487 844 140, e-mail: info@aerolux.cz



Juraj Kopčák – Marek Semančík

Mostné objekty na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhošť Bridges on R4 Expressway Section Košice – Milhošť

Úsek rýchlostnej cesty R4 Košice – Milhošť dlhý 14,175 km je situovaný vo východnej časti Slovenska, južne od mesta Košice v smere k hranici s Maďarskom.

14.175 km long section Košice – Milhošť of the R4 expressway is situated in Slovakia's eastern part, south of the town of Košice in direction to the border with Hungary.

Všeobecné informácie o mostných objektoch

Na tomto úseku rýchlostnej cesty sa vybuďovalo 14 mostných objektov. Na výstavbu ich nosných konštrukcií sa použili rôzne technológie ako montáž z predpätých tyčových prefabrikátov, betonáž monolitických nosných konštrukcií na pevných podperných skružiach a letmá betonáž. Zakladanie mostných objektov v horninovom prostredí Košickej kotliny, tvorenom najmä fluvialnymi sedimentmi, je prevažne hlbinné na veľkopriemerových vŕtaných pilótach. Článok opisuje mostné objekty podľa typov nosných konštrukcií s dôrazom na najvýznamnejšie z nich.

General Information on Bridges

There are altogether 14 bridge structures constructed within this expressway section. The superstructures of these bridges were constructed by using different methods: erection of post-tensioned precast concrete girders, span-by-span concreting of cast-in-situ superstructures on stationary scaffolding and cast-in-situ free cantilever construction method. Foundations of bridges depend on ground conditions of the Košická kotlina basin with mainly fluvial sediments. Thus, deep foundations – large-diameter bored piles prevail. The paper describes bridges with various types of superstructures, with the emphasis on the most significant ones.

Montáž z predpätých tyčových prefabrikátov

Mosty s nosnou konštrukciou z tyčových prefabrikátov sú reprezentované spolu siedmimi jednopólovými a dvojpólovými mostnými objektmi na rýchlostnej ceste R4 a na nadjazdoch ponad cestu R4. Typickým príkladom použitia nosnej konštrukcie z tyčových prefabrikátov sú dva totožné mosty, ktoré prevádzajú cesty III. triedy ponad rýchlostnú komunikáciu R4. Mosty majú rovnaké konštrukčné riešenie. Ide o o dvojpólové mosty s rozpätiami po 25,5 m a šikmosťou 90 gon. Na moste je 7,50 m široký dopravný priestor a obojstranné služobné chodníky široké 0,75 m. Nosnú konštrukciu tvoria dodatočne predpäté tyčové prefabrikáty typu SKA-T od firmy Skanska. Tvar a únosnosť použitých nosníkov umožnili použitie len štyroch nosníkov v priečnom smere. Nosníky v tvare T majú šírku hornej príruby 2,2 m. Výška nosníkov je 1,2 m. Tyčové prefabrikáty s koncovými priečnikmi sú spriahnuté monolitickou doskou s priemernou hrúbkou 220 mm. Opory boli navrhnuté ako úložné prahy zo železobetó-

Erection of Prestressed Precast concrete Girders

Bridges with the superstructure of precast girders are represented by seven single-span and two-span bridge structures on the R4 expressway and overpasses over it. A typical example of using the superstructure erected of precast girders are two bridges carrying the Class III roads over the R4 expressway which structural design is identical. It concerns two-span bridges with spans 25.5 m each and the bridge skew of 90 gon. Each of the bridges has 7.50 m wide carriageway and 0.75 m wide service footways along both sides. Its superstructure is formed by post-tensioned precast girders type SKA-T produced by the company Skanska. The shape and loading capacity of the girders used enabled placing only 4 girders in cross section. The width of upper flange of T-section girders is 2.2 m. The girders' depth is 1.2 m. The precast girders with end crossbeams together with cast-in-situ slab with the average thickness of 220 mm form a composite



Mostný nadjazd na poľnej ceste
Overbridge on field road



Mostný nadjazd z predpätých tyčových prefabrikátov
Overbridge of prestressed precast girders



Mostný objekt 201 v križovatke Juh
Structure 201 – bridge at the South interchange



Mostný objekt 206
Bridge structure 206



Mostný objekt 215 v križovatke Kechnec
Structure 215 – bridge at the Kechnec interchange



Pohľad na mostný objekt 206
View of bridge 206

nu založené na veľkopriemerových pilótach. Medziľahlá podpera je tvorená rámovou konštrukciou v tvare V, ktorá je založená plošne na vrstve fluviálnych piesčitých štrkov.

Betonáž monolitických nosných konštrukcií na pevných podperných skružiach

Mosty na poľných cestách

Súčasťou stavby sú štyri nadjazdy pre poľné cesty ponad rýchlostnú cestu R4. Nadjazdy boli navrhnuté ako trojpoľové, respektíve štvorpoľové mostné objekty s monolitickou nosnou konštrukciou z predpätého betónu. Pričný rez je jednorámový s plynulým oblúkovým prechodom do obojstranných konzol. Jeho tvar umožňuje aj napriek rôznym šírkam a výškam nosných konštrukcií použitie tých istých debniacich prvkov s minimálnymi úpravami. Spodná stavba mostných konštrukcií pozostáva z opôr tvorených úložnými prahmi zo železobetónu založených na veľkopriemerových pilótach a z medziľahlých podpíer zo stĺpov kruhového tvaru s kónicky rozšírenou hlavou. Keďže základové pomery tvoria nevhodné prevažne neogénne sedimenty, zastúpené striedajúcimi sa polohami ílov, pieskov a siltov, boli medziľahlé podpory založené na veľkopriemerových pilótach. Tvar podpíer umožnil aj použitie debnenia toho istého typu s minimálnymi výškovými úpravami v spodnej časti podpíer.

Most v križovatke Juh

Mostný objekt v križovatke Juh (201-00) na ceste I/68 premostňuje rýchlostnú cestu a vetvy križovatky. Bol navrhnutý ako šesťpoľový s rozpätiami $16 + 4 \times 21,5 + 16$ m. Jeho nosná konštrukcia je monolitická dosková z predpätého betónu s konštrukčnou výškou 1,15 m.

Jej výstavba prebiehala technológiou betonáže na podpernej skruži vo dvoch etapách, pričom v 1. etape sa vybudovala nosná konštrukcia v stredných dvoch poliach s previsnutou konzolou a v 2. eta-

deck. Bridge abutments were designed as capping beams of reinforced concrete resting on large-diameter piles. The pier is formed by V-shape rigid frame structure with spread foundations on a layer of fluvial sandy gravels.

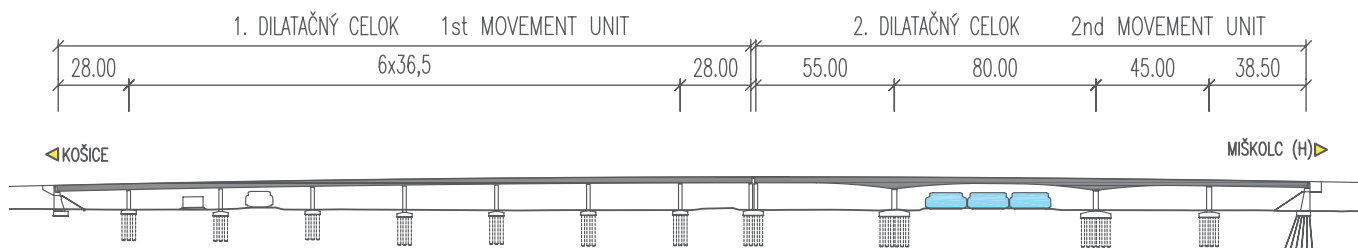
Concreting of Cast-in-situ Bridge Superstructures using Stationary Scaffolding

Bridges on Field Roads

Part of the Works are four bridges for field roads passing over the R4 expressway. The overpasses were designed as three-span, alternatively four-span, bridges with cast-in-situ superstructure of prestressed concrete. The cross section is single-girder with arched transition into cantilevers on both sides. The section shape is designed so as to enable, even in spite of different widths and heights of superstructures, using the same formwork elements with minimum adjustments. The bridges substructures consist of abutments formed by reinforced concrete capping beams resting on deep foundations of large-diameter piles and piers formed by circular columns with conically widened cap. Due to unsuitable underground conditions formed mostly by Neogene sediments represented by alternating strata of clays, sands and silts, the piers are resting on deep foundations of large-diameter piles, too. The piers shape also enabled using of the same type formwork with minimum height adjustments in piers lower part.

Bridge at the South Interchange

The bridge on the I/68 road at the South interchange (Structure 201-00) which bridges the expressway and interchange ramps was designed as a six-span structure with the spans $16 + 4 \times 21,5 + 16$ m. Its superstructure is cast-in-situ, slab-type of prestressed concrete 1.15 m high.



Pozdĺžny rez mostom 206
Bridge structure 206 – longitudinal section

pe v zostávajúcich poliach. Spodná stavba pravého aj ľavého mosta je tvorená dvojicou opôr a piatimi medzilahými podperami.

Opory boli navrhnuté ako úložné prahy zo železobetónu založené na veľkopriemerových pilótach. Medzilahlé podpory tvorí dvojica stĺpov s obdĺžnikovým prierezom. Sú založené hlbkovo na vŕtaných veľkopriemerových pilótach. Na vonkajších stranách mosta sa nachádzajú služobné chodníky.

Most v križovatke Kechnec

Mostný objekt v križovatke Kechnec (215-00) na rýchlostnej ceste R4, premostujúci okružnú križovatku v areáli priemyselného parku Kechnec, tvorený dvoma samostatnými mostmi na oba dopravné smery, bol navrhnutý ako šesťpoľový s rozpätiami $18 + 4 \times 24 + 18$ m. Jeho nosná konštrukcia je monolitická dosková z predpätého betónu s konštrukčnou výškou 1,2 m.

Výstavba nosnej konštrukcie prebiehala technológiou betonáže na podpernej skruži, podobne ako pri moste 201 vo dvoch etapách, pričom v 1. etape sa vybudovala nosná konštrukcia v stredných dvoch poliach s previsnutou konzolou dĺžkou 5,0 m a v 2. etape v zostávajúcich poliach. Spodnú stavbu pravého aj ľavého mosta tvorí dvojica opôr a piatimi medzilahými podperami.

Opory boli navrhnuté ako úložné prahy zo železobetónu založené na veľkopriemerových pilótach. Medzilahlé podpory tvorí dvojica stĺpov s obdĺžnikovým prierezom v tvare písmena V, ktoré sú vzájomne prepojené stenou. Sú založené hlbkovo na vŕtaných veľkopriemerových pilótach. Na vonkajších stranách ľavého aj pravého mosta sa nachádzajú služobné chodníky. Stredový pás vytvára bezrímsový zvršok s dvojicou jednostranných betónových zvodidiel.

Betonáž monolitickej nosnej konštrukcie na pevnej podpernej skruži v kombinácii s letnou betonážou

Mostný objekt nad širokorozchodnou železničnou traťou (206-00) je najväčší na tejto stavbe. Bol navrhnutý ako dvanásťpoľový (ľavý most) a trinásťpoľový (pravý most) a tvoria ho dva dilatačné celky. Prvý dilatačný celok, ktorý premostuje koľaj ŽSR, má monolitickú nosnú konštrukciu budovanú na podpernej skruži, s rozpätiami krajných polí 28 m a medzilahých polí 36,5 m. V priečnom reze je nosná konštrukcia dvojtrámová, s konštantnou výškou 2,3 m a budovala sa systémom pole – konzola. Celková dĺžka prvého dilatačného celku je 276,25 m (ľavý most) a 312,75 m (pravý most). Druhý dilatačný celok sa budoval čiastočne na podpernej skruži a čiastočne technológiou letmej betonáže. Rozpätia polí ľavého mosta sú $55 + 80 + 45 + 38,5$ m a pravého mosta $31,5 + 45 + 80 + 48$ m. Technológiou letmej betonáže sa budovalo iba najväčšie, 80-metrové pole, ktoré premostuje koľaje ŽSR a širokorozchodnú trať. Nosná konštrukcia je v priečnom reze komôrková s premennou výškou od 4,5 m nad podperami do 2,3 m. Celková dĺžka druhého dilatačného celku je 219,75 m (ľavý most) a 205,75 m (pravý most). Celková dĺžka mosta je 507,71 m (ľavý most) a 530,21 m (pravý most). Na vonkajších stranách ľavého aj pravého mosta sa nachádzajú služobné chodníky. Stredový pás je tvorený bezrímsovým zvrškom s dvojicou jednostranných betónových zvodidiel. Na výstavbu nosnej konštrukcie sa použili technológie firmy Skanska. Nosná konštrukcia oboch dilatačných celkov z betónu C 35/45 bola predopnutá predpinacou výstužou z 19-lanových

The superstructure was executed by progressive casting on supporting scaffolding in two stages (pours); two middle spans with cantilevers were cast in stage 1 and the remaining spans in stage 2. The substructure of the right as well as of the left bridge is formed by two abutments and five piers.

The abutments were designed as reinforced concrete capping beams of resting on large-diameter piles. The piers are formed by pairs of rectangular section columns. They are resting on deep foundations – large-diameter bored piles. There are service footways situated on each side of bridge carriageway.

Bridge at the Kechnec Interchange

The bridge on the R4 expressway at the Kechnec interchange (Structure 215-00) bridging the roundabout within the area of Kechnec industrial park is formed by two separate bridges, each for one traffic direction. It was designed as a six-span structure with spans $18 + 4 \times 24 + 18$ m. Its superstructure is cast-in-situ, slab-type of prestressed concrete 1.2 m high.

Similarly as in case of bridge 201-00, the superstructure was executed by progressive casting on supporting scaffolding in two stages (pours); two middle spans with cantilevers of 5.0 m long were cast in stage 1 and the remaining spans in stage 2. The substructure of the right as well as of the left bridge is formed by two abutments and five piers.

The abutments were designed as reinforced concrete capping beams resting on large-diameter piles. The V-shaped piers are formed by pairs of rectangular section columns interconnected by means of a wall. They are resting on deep foundations – large-diameter bored piles. There are service footways situated on the left as well as on the right side of bridge carriageways. The median is formed by corniceless deck with two concrete traffic barriers.

Concreting of Cast-in-situ Bridge Superstructure on Stationary Scaffolding in combination with 'Free Cantilever' method

The bridge over the broad-gauge railway track (Structure 206-00) is the largest structure of this project. The bridge was designed 12-span (the left bridge) and 13-span (the right bridge) structure, each of them is formed by two expansion units. The superstructure of the first unit which spans the railway track is cast-in-situ constructed on supporting scaffolding when the lengths of end spans are 28 m and the lengths of intermediate spans are 36.5 m. In cross section it constitutes a double-T girder structure, with constant depth of 2.3 m, cast by the 'span-by-span' method. The overall length of the first expansion unit is 276.25 m (the left bridge) and 312.75 m (the right bridge). The second expansion unit was constructed partly on scaffolding and partly by the 'free cantilever' method. The spans of the left bridge are $55 + 80 + 45 + 38.5$ m and those of the right bridge $31.5 + 45 + 80 + 48$ m. The free cantilever method was used only to construct the largest – 80 metres long spans, which bridge the track of the Railways of the SR and the broad-gauge railway. In cross section the superstructure is a box girder with the depth varying from 4.5 m above piers to 2.3 m. The overall length of the 2nd expansion unit is 219.75 m (left bridge) and 205.75 m (right bridge). The overall



DYNAMAG[®]

FORCE UNDER CONTROL

DYNAMAG[®] allows non-contact mechanical tension measurement in the steel constructions like cable-stayed bridges, suspended and extradosed bridges, ground anchors, beams and plates.



inset

INSET s.r.o., Divize Ostrava, Rudná 21,
700 30 Ostrava, Czech Republic
tel.: +420 596 123 565, fax: +420 596 115 832
e-mail: dynamag@inset.com, www.dynamag.com

Magnetoelastic dynamometer DYNAMAG[®]



Skupina Skanska v Českej a Slovenskej republike je súčasťou celosvetovej skupiny Skanska, ktorá je jednou z popredných svetových stavebných a developerských spoločností s bohatými skúsenosťami v oblasti infraštruktúrnych, rezidenčných, komerčných i PPP projektov.

SKANSKA

Viac informácií:
www.skanska.sk



Betónové konštrukcie na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhošť Concrete Structures at Freeway R4 Košice – Milhošť

V rámci výstavby rýchlostnej cesty R4 Košice – Milhošť sa realizovali štandardné stavebné betónové objekty. Veľkú časť betónových konštrukcií predstavujú mostné objekty, ktorých je na danom úseku spolu 14. Pri výstavbe týchto mostných objektov sa použilo niekoľko spôsobov výstavby, a to montáž z predpätých tyčových prefabrikátov, betonáž monolitických nosných konštrukcií na pevných podperných skružiach a betonáž monolitickú nosnej konštrukcie na pevnej podpernej skruži v kombinácii s letnou betonážou. Okrem mostných objektov sa na úseku realizovali aj ďalšie konštrukcie, napríklad zárubný múr a zárubná pilótová stena, chráničky tranzitných aj lokálnych rozvodov iných médií, protihlukové steny, monolitické a prefabrikované zvodidlá a oplotenie rýchlostnej cesty.

Opis stavby

Rýchlostná cesta R4, úsek Košice – Milhošť tvorí v oblasti východného Slovenska súčasť medzinárodného cestného ťahu sever – juh. Celková navrhovaná dĺžka úseku je 14 175 m. Na začiatku úpravy je trasa napojená mimoúrovňovou križovatkou na cestu I/68, ďalej prechádza v koridore medzi širokorozchodnou železnicou a železničnou stanicou Haniska, prechádza mierne zvlneným terénom do priestoru priemyselného parku Kechnec a končí sa asi 150 m od existujúceho hraničného priechodu na štátnej hranici s Maďarskou republikou. Rýchlostná cesta R4 v predmetnom úseku križuje železničné trate, vedenia VVN a VN, štyri tranzitné plynovody, dva tranzitné ropovody, vodovody, rozvodné potrubia plynu, ako aj diaľkové a miestne oznamovacie vedenia [1].

Investorom stavby rýchlostnej cesty R4 Košice – Milhošť bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s., projektovú dokumentáciu vypracovala projekčná kancelária DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov a stavbu realizovala spoločnosť Skanska SK, a. s., divízia Cestného staviteľstva, závod Mosty.

Typy betónu na konštrukcie stavby

Na základe projektovej dokumentácie a požiadaviek na jednotlivé konštrukcie sa špecifikovali potrebné typy betónu. Z hľadiska pevnostnej triedy boli požadované typy betónu C 12/15, C 25/30, C 30/37 a C 35/45. Každý svojimi parametrami spĺňal požiadavky na svoju funkciu v konštrukcii. Pri realizácii betónových konštrukcií sa využilo celkovo 13 špecifikácií betónu. Zoznam navrhnutých a použitých typov betónu s ich pracovným označením a špecifikáciou je uvedený v tabuľke.

Použité typy zohľadňovali aj požiadavku na technológiu spracovania čerstvého betónu, z čoho vyplývala konzistencia jednotlivých typov. Všetky mali deklarovanú konzistenciu po 60, respektíve po 90 minútach. Na čerstvý betón sa kládla požiadavka udržania dostatočnej spracovateľnosti, respektíve konzistencie počas celého spracovania, pri súčasnom zachovaní predpísaných pevnostných charakteristík (pevnosť v tlaku a statický modul pružnosti). To sa úspešne podarilo dosiahnuť použitím účinného superplastifikátora na báze polykarboxylátu Berament® HT2. Pri typoch s požiadavkou na odol-

Several standard building objects were realized during freeway R4 Košice – Milhošť building. Much of concrete structures present bridge objects. There are together 14 bridges situated on the freeway R4 Košice – Milhošť. Three different building methods were used for bridge constructions building. The first one was based on using of precast pre-stressed concrete beams. Second method was based on casting in-situ post tensioned monolithic load-bearing structure on fixed support falsework. Balanced cantilever casting method combined together with the second mentioned method presented last used method. There were realized also another concrete structures, on the freeway. Those were breast wall, pile breast wall, pipeline protectors, sound barriers, both monolithic and precast crash barriers and freeway fencing.

Building description

Freeway R4, section Košice – Milhošť is a part of international north – south route on Eastern Slovakia area. Its total designed length is 14 175 meters. At the beginning, the road is connected to route I/68 by fly-over crossing, next it passes in corridor between broad-gauge railway and railway station Haniska, passes through smooth warped terrene into industrial park Kechnec and finishes app. 150 meters before Hungarian state boundary. Freeway R4 crosses railway tracks, VHV and HV electricity lines, four transit gas pipes, two transit oil pipes, water pipes and other communication lines.

Investor of freeway R4 Košice – Milhošť was Národná diaľničná spoločnosť, a. s., (National highway company). All levels of project documentation processed the project agency DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, division Prešov. The building was realized by Skanska SK, a. s., division of Road engineering, Bridge establishment.

Concretes for building constructions

Concretes were specified under the demand from both project documentation and required properties of particular structures. Concretes of strength class C 12/15, C 25/30, C 30/37 and C 35/45 were required for designed construction. Every concrete meets all prescribed properties and is able to fill its role in the structure. Together 13 types of concrete were used to build-up the concrete structures. Both designed concretes list and concrete specifications are listed in the table, below.

Consistency of fresh concrete was designed in regard to requirement on working of fresh concrete. Workability was set after 60 minutes for all concretes and after 90 minutes for some specific concretes. In special cases, workability was set as accurate value. Specifications of workability of fresh concrete are listed in the table 1. Required workability had to be kept in defined range for whole designed time. Hereby, mechanical properties of hardened concrete had to conform, especially compressive strength and static modulus of elasticity. All of required parameters were accomplished successfully by using of polykarboxylate based superplasticizer Berament® HT2. Furthermore, air entranced admixture Berapor® R was used for concretes resistant against freeze/thaw environment attack, except

Tab. Zoznam a špecifikácia použitých typov betónu [2]

Označenie	Špecifikácia betónu
1	C 12/15 – X0 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3
2	C 25/30 – XC2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 60 min., S3 po 90 min.)
3	C 25/30 – XC2, XA1 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 60 min., S3 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
4	C 25/30 – XC2, XF1, XA1 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 po 60 min. 130 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
5	C 25/30 – XC2, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 po 60 min. 130 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
6.1	C 30/37 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 90 min. 170 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
6.2	C 30/37 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 po 60 min. 150 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
7.1	C 30/37 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
7.2	C 30/37 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 po 60 min. 130 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
8.1	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 16 – S4 (S4 po 60 min. 210 mm, S3 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8 – min. pevnosť po 36 hodinách 36 MPa – statický modul pružnosti 34 GPa
8.2	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 60 min. 210 mm, S3 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8 – min. pevnosť po 7 dňoch 36 MPa; požiadavka na obmedzené zmršťovanie
8.3	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 60 min. 210 mm, S3 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8 – min. pevnosť po 5 dňoch 36 MPa – statický modul pružnosti 34 GPa
9.1	C 35/45 – XC4, XD3, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 16 – S3 (S3 po 60 min. 150 mm, S3 po 90 min. >100 mm) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8
9.2	C 35/45 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 16 – S4 (S4 po 60 min. 210 mm, S3 po 90 min.) – max. priesak 50 mm podľa STN EN 12390-8

Tab. Designed concretes list and concrete specifications [2]

Name	Concrete specification
1	C 12/15 – X0 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3
2	C 25/30 – XC2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 after 60 min., S3 after 90 min.)
3	C 25/30 – XC2, XA1 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 po 60 min., S3 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
4	C 25/30 – XC2, XF1, XA1 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 after 60 min. 130 mm) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
5	C 25/30 – XC2, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 after 60 min. 130 mm) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
6.1	C 30/37 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 after 90 min. 170 mm) – max. water penetration 50 mm according to a STN EN 12390-8
6.2	C 30/37 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 after 60 min. 150 mm) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
7.1	C 30/37 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S4 (S4 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
7.2	C 30/37 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 22 – S3 (S3 after 60 min. 130 mm) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
8.1	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 16 – S4 (S4 after 60 min. 210 mm, S3 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8 – min. strength after 36 hours 36 MPa – static modulus of elasticity 34 GPa
8.2	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 22 – S4 (S4 after 60 min. 210 mm, S3 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8 – min. strength after 7 days 36 MPa; Requirement on limited shrinking
8.3	C 35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – CI 0,2 – D _{max} 22 – S4 (S4 after 60 min. 210 mm, S3 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8 – min. strength after 5 days 36 MPa – static modulus of elasticity 34 GPa
9.1	C 35/45 – XC4, XD3, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 16 – S3 (S3 after 60 min. 150 mm, S3 after 90 min. >100 mm) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8
9.2	C 35/45 – XC4, XD2, XF4 (SK) – CI 0,4 – D _{max} 16 – S4 (S4 after 60 min. 210 mm, S3 after 90 min.) – max. water penetration 50 mm according to STN EN 12390-8

nosť proti striedavým účinkom mrazu (vplyv prostredia XF) a bez definovania statického modulu pružnosti sa navyše použila aj prevzdušňujúca prísada Berapor® R. Všetky druhy sa vyrábali z cementu CEM I 42,5 N, respektíve CEM III/A 32,5 R a prírodného hutného ťažného kameniva s frakciou 0/4, 4/8, 8/16 a 16/22, podľa špecifikácie.

Počas celej výstavby sa vykonávali kontrolné skúšky predpísaných parametrov, pričom všetky typy betónu spĺňali požadované vlastnosti z hľadiska mechanických parametrov, ako aj predpísanej trvanlivosti.



Obr. 1 Dokončený mostný objekt 206-00
Fig. 1 Completed bridge object 206-00

concretes with specification of static modulus of elasticity (because of mechanical properties). Concrete was produced from two types of cement, CEM III/A 32,5 R for concrete specifications 1-4 alternatively CEM I 42,5 N for concrete specifications 5-9. Natural normal-weight aggregate with fractions 0/4, 4/8, 8/16 and 16/22 was used.

Control tests of all specified parameters were doing during whole building. Tested concretes satisfied required properties both after mechanical parameters and specified durability.

The bridge over broad-gauge railway

Bridge 206 (Fig. 1) is ranked among most interesting objects on free-way R4, section Košice – Milhost'. It bridges the broad-gauge railway line. Bridge body arches over railyard and trolleys (Fig. 2) at frequented international railway line. Therefore, one part of the bridge 206 was realized by balanced cantilever casting method. Construction system of dilatation segment no. 1 consists of double beam monolithic pre-stressed concrete framework with high 2,3 meters. This construction was built on fixed support falsework. Construc-



Obr. 2 Preklenutie širokorozchodnej železničnej trate mostným objektom 206-00
Fig. 2 Bridge object 206-00 bypass over the broad-gauge railway

Mostný objekt nad širokorozchodnou železničnou traťou

Medzi najzaujímavejšie objekty na danom úseku rýchlostnej cesty nepochybne patrí most SO 206 (obr. 1), ktorý preklenuje širokorozchodnú železničnú trať. Vzhľadom na to, že teleso mosta prechádza ponad koľaje a troleje (obr. 2) frekventovanej železničnej trate medzinárodného významu, časť tohto mosta sa realizovala technológiou letmej betonáže. Konštrukčný systém objektu prvého dilatačného celku pozostáva z dvojtrámovej monolitckej nosnej konštrukcie z predpätého betónu s konštantnou výškou 2,3 m budovanej na pevnej skruži betonážou po poliach. Druhý dilatačný celok má nosnú konštrukciu s komorovým priečnym rezom s premennou výškou od 4,5 m nad podperami do 2,3 m [3], pričom pole s dĺžkou 80 m sa realizovalo spomínanou technológiou letmej betonáže a ostatné polia technológiou na pevnej skruži [1].

Realizácia tohto mostného objektu prebiehala v prípade prvého dilatačného celku podľa alternatívy A, teda nosná konštrukcia – dvojtrám – pomocou posuvného debnenia na jedno pole, na pevnej skruži na tri polia, s časom výstavby nosnej konštrukcie 15 dní/pole. Horná stavba je osadená na 38 kruhových pilieroch s $\varnothing$ 1,6 m pri dilatačnom celku 1 a na 12 kruhových pilieroch s $\varnothing$ 2,0 m pri dilatačnom celku 2, čo umožnilo priemyselnú výstavbu pomocou raz zostavených typových debnení Ulma, v jednom exemplári na každý priemer, a použitie samonosných armokošov [1].

Časť druhého dilatačného celku sa realizovala výstavbou na pevnej skruži, zatiaľ čo pole s dĺžkou 80 m sa realizovalo technológiou letmej betonáže. Dĺžka betonážnych záberov bola upravená z pôvodných 3 m na 5 m, čím sa výrazne skrátil čas výstavby a tým aj náklady [1]. Letmá betonáž prebiehala z dvoch strán proti sebe súčasne, aby sa urýchlil čas výstavby, pričom cyklus letmej betonáže bol 7 dní.

Nosná konštrukcia oboch dilatačných celkov z betónu C 35/45 bola predopnutá predpínacou výstužou z 19-lanových súdržných káblov. Na betóny na nosné konštrukcie SO 206 bola zadaná požiadavka 36-hodinovej pevnosti v tlaku a statického modulu pružnosti. Potreba rýchleho nárastu pevnosti v tlaku vyplývala zo skladby realizovaného cyklu letmej betonáže, ktorý zahŕňal prípravu betónovacieho vozíka, uloženie betonárskej výstuže a predpínacích káblov, uloženie samotného betónu, dosiahnutie minimálnej pevnosti v tlaku, predopnutie káblov a posun betónovacieho vozíka do ďalšej polohy. Na základe týchto požiadaviek sa na realizáciu konštrukcií mostových lamiel použil betón s označením 8.1, podľa špecifikácie uvedenej v tabuľke.

Prvá betonáž nosnej konštrukcie ľavého mosta sa uskutočnila 14. 6. 2011. Trvala takmer 9 hodín a uložilo sa 350 m³ betónu s pracovným označením 8.1 [2]. Nosná konštrukcia ľavého mosta bola zmonolitnená letmou betonážou uzávierovej lamely dňa 13. 3. 2012. Spotrebovalo sa pri tom 675 t betonárskej výstuže, 194 t predpínacej výstuže a 4 798 m³ betónu [4]. Nosná konštrukcia pravého mosta bola ukončená 15. 8. 2012, pričom sa spotrebovalo 605 t betonárskej výstuže, 236 t predpínacej výstuže a 4 915 m³ betónu.



Obr. 3 Most v križovatke Kechnec – SO 215-00
Fig. 3 Bridge at Kechnec crossing – object 215-00

tion system of dilatation segment no. 2 consists of cellular cross-section structures with height from 4,5 to 2,3 meters [3]. Middle span is 80 meters long and was realized by mentioned balanced cantilever casting method. Others spans were realized on fixed support falsework [1].

Realization alternative A was used for building dilatation segment no. 1. Double beam framework was built by travelling formwork on one span, on fixed falsework on three spans. Formwork building time was 15 days per span. Upper construction of dilatation segment no. 1 lies on 38 circle pillars with dimension 1,6 meters. Upper construction of dilatation segment no. 2 lies on 12 circle pillars with dimension 2,0 meters. Type formworks Ulma were used for each of pillar diameters. Formworks were set together at the beginning and were used during whole time of pillars building. Self-supporting reinforcement cages were used in the pillars [1].

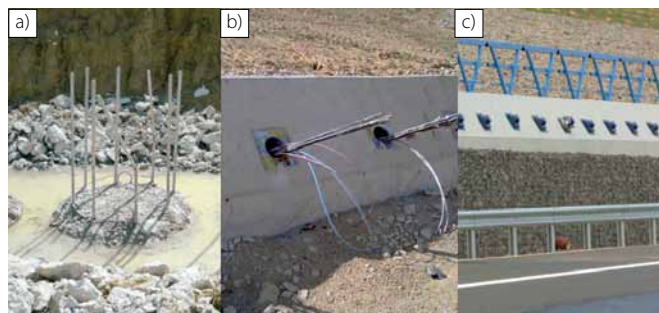
A part of dilatation segment no. 2 was realized by building on fixed falsework, while 80 meters long span was realized by cantilever casting method. Length of concreted element was changed into 5 meters from previous 3. This change causes that building time was significantly shorter hence costs decreased [1]. To accelerate building time, cantilever casting process ran from two opposite hands simultaneously. One cycle of casting took 7 days.

Framework of both dilatation segments was built from concrete of strength class C 35/45 and it was pre-stressed with pre-stress 19-cable reinforcement. Both the 36-hours compressive strength and static modulus of elasticity of concrete were required for bridge 206 frameworks. Cantilever casting cycle consisted of preparing of setting carriage, placing of reinforcement and pre-stressing cables, placing of concrete, minimum compressive strength obtaining, cables post-stressing and displacement of carriage to the next position, respectively. Therefore, concrete named 8.1 (according to specification listed in the table) was used for realization of particular bridge segments.

Initial concreting of left bridge framework took place on 14. 6. 2011. Concrete placing ran almost nine hours and 350 m³ of concrete named 8.1 were placed [2]. Left bridge framework was finished by concreting of cap segment on 13. 3. 2012. Around 675 tons of steel reinforcement, 196 tons of pre-stressed reinforcement and 4 798 m³ of concrete were consumed [4]. Right bridge framework was completed on 15. 8. 2012 and 605 tons of steel reinforcement, 236 tons of pre-stressed reinforcement and 4 915 m³ of concrete were consumed.

Other concrete structures

As was mentioned, 14 bridges are situated on freeway R4, section Košice – Milhost'. Bridge over broad-gauge railway was realized by combined method. One part of construction was built by concreting of monolithic framework on fixed support falsework and another part by balanced cantilever casting method. On the freeway section, several bridges over country road were built by concreting of mon-



Obr. 4 Zárubná pilóťová stena – SO 220-00

Fig. 4 Pile breast wall – object 220-00

a) pilóta, b) lanové kotvy, c) hotová stena
a) pile, b) cable anchors, c) completed wall

Ďalšie betónové konštrukcie

Ako už bolo spomenuté, na úseku rýchlostnej cesty R4 Košice – Milhošť sa nachádza spolu 14 mostných objektov. Most nad širokorozchodnou železničnou traťou sa realizoval kombinovanou metódou, teda časť konštrukcie sa vybuďovala betonážou monolitckej nosnej konštrukcie na pevnej podpernej skruži a časť letnou betonážou. Betonážou monolitckých nosných konštrukcií na pevných podperných skružiach sa vybuďovali viaceré mosty na poľných cestách, ako aj most na ceste I/68 na križovatke Košice-juh a most v križovatke Kechnec (obr. 3). Napojenie miestnej komunikácie na most na križovatke Kechnec je z kruhového objazdu situovaného pod samotným mostom a zabezpečuje priamy prístup priemyselného parku Kechnec k rýchlostnej ceste.

V 12,230 až 12,459 km úseku sa nachádza zárubná pilóťová stena (obr. 4c), ktorá zabezpečuje odkop prírodného svahu proti zosunutiu, a to vzhľadom na jeho pomerne nestabilné geotechnické parametre. Stena sa nachádza na mieste, kde teleso cesty leží v záreze s hĺbkou 7 až 17 m. Stena je vybudovaná zo sústavy 158 ks vŕtaných pilót (obr. 4a) s priemerom 1 180 mm a dĺžkou 9,5 až 13,5 m. Vrchná časť steny je cez železobetónový kotevný veniec kotvená do svahu pomocou lanových zemných kotiev (obr. 4b) s dĺžkou 30 m [5].

Posledným mostným objektom na úseku je most nad poľnou cestou SO 216-00 (obr. 5). Tento most sa nachádza asi 100 m od štátnej hranice s Maďarskom. Ide o monolitckú nosnú konštrukciu betónovanú na pevných podperných skružiach. Mostovka je osovo uložená na podperných pilieroch a má vo vertikálnom smere mierne oblúkový tvar.

Záver

Rýchlostná cesta R4 Košice – Milhošť predstavuje dôležitú súčasť cestnej infraštruktúry v oblasti východného Slovenska. Okrem regionálneho významu zabezpečuje aj medzinárodnú tranzitnú funkciu. Pri výstavbe jednotlivých betónových konštrukcií sa použili rôzne druhy betónu navrhnuté špeciálne na dosiahnutie požadovaných parametrov jednotlivých konštrukcií, respektíve objektov. Vhodne zvolenými materiálmi sa dosiahli výborné výsledky a celá realizácia betónových konštrukcií prebehla bez väčších problémov. To vytvára predpoklad a podmienky na to, aby vybudované konštrukcie spoľahľivo plnili svoju úlohu počas celej plánovanej životnosti.

Literatúra

- [1] Karaba, F. – Novák, J.: Realizácia mostov na R4 Košice – Milhošť. Sborník, 17. mezinárodní symposium MOSTY 2012, Brno.
- [2] Špak, M.: Betóny na rýchlostnú cestu R4 Košice – Milhošť. In: Inžinierske stavby/Inžinierské stavby, roč. 59, 2011, č. 4, s. 14 – 15.
- [3] Kopčák, J. – Semančík, M.: Mostné objekty na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhošť. In: Inžinierske stavby/Inžinierské stavby, roč. 60, 2012, č. 6, s. 43 – 45.
- [4] Karaba, F.: R4 Rýchlostná cesta Košice – Milhošť, SO 206 Most nad širokorozchodnou traťou. In: Skanska News.



Obr. 5 Most nad poľnou cestou – SO 216-00

Fig. 5 Bridge over country road – object 216-00

olithic framework on fixed support falsework, too. For example, this method was used at bridge on road I/68 at crossing Košice – south and on bridge at “Kechnec” crossing (Fig. 3). Local road is connected to the freeway by the “Kechnec” crossing from ring-road situated directly under the bridge. This connection presents direct access from industrial park Kechnec to freeway R4.

Pile breast wall is situated at 12,230 to 12,459 kilometre of the section (Fig. 4c). This wall stabilises natural slope against landslide, because of its unstable geotechnical parameters. Wall is located in the locality in which the road body lies in 7 to 17 meters deep excavation. Pile breast wall is created from 158 drilled piles (Fig. 4a). Piles dimension is 1 180 mm and its length is from 9,5 to 13,5 m. Reinforced concrete anchor ring completes the wall upside. It is anchored to the slope by 30 meters long cable earth anchor (Fig. 4b) [5].

The last bridge object on freeway R4, section Košice – Milhošť is bridge over the country road, object 216-00 (Fig. 5). This bridge is located app. 100 meters away from Hungarian state boundary. Its structural design is based on casting in-situ post tensioned monolithic load-bearing structure on fixed support falsework. Bridge deck sets axially on the support piers. The profile of bridge deck is smooth curved in vertical direction.

Conclusion

Freeway R4, section Košice – Milhošť presents important part of current road infrastructure in Eastern Slovakia area. It serves as both local and international transit route. Several types of concrete were used for construction of bridge and other structures. These concretes were specially designed in regard to achieve the required concrete structures properties. Perfect results were achieved thanks to precisely chosen materials and responsibly designed concrete recipes. Whole realization of freeway R4 was done without any significant problems. Therefore, built construction can be in service, reliably for whole designed durability time.

References

- [1] Karaba, F. – Novák, J.: Realizácia mostov na R4 Košice – Milhošť. Sborník, 17. mezinárodní symposium MOSTY 2012, Brno.
- [2] Špak, M.: Betóny na rýchlostnú cestu R4 Košice – Milhošť. In: Inžinierske stavby/Inžinierské stavby, Vol. 59, 2011, No. 4, pp. 14 – 15.
- [3] Kopčák, J. – Semančík, M.: Mostné objekty na rýchlostnej ceste R4 Košice – Milhošť. In: Inžinierske stavby/Inžinierské stavby, Vol. 60, 2012, No. 6, pp. 43 – 45.
- [4] Karaba, F.: R4 Rýchlostná cesta Košice – Milhošť, SO 206 Most nad širokorozchodnou traťou. In: Skanska News.



THINK ARCH 2013

PŘIHLASTE ONLINE SVOU PRÁCI DO 2. ROČNÍKU SOUTĚŽNÍ PŘEHLÍDKY A VYHRAJTE AŽ 60 000 KČ

KATEGORIE A: studentské práce
KATEGORIE B: architekti do 40 let
uzávěrka 20. 12. 2013

www.thinkarch.cz

GENERÁLNÍ PARTNEŘI:



MEDIÁLNÍ PARTNEŘI:



CONECO

35. VELTRH STAVEBNÍCTVA

RACIOENERGIA

24. VELTRH VYUŽITIA ENERGIE

26. - 29. 3. 2014

INCHEBA, a.s., Viedenská cesta 3-7 • 851 01 Bratislava

T +421-2-6727 2194, 3090, 2140, 2139

F +421-2-6727 2201 • E coneco@incheba.sk

www.incheba.sk

Zoznam.sk

**INCHEBA
EXPO BRATISLAVA**



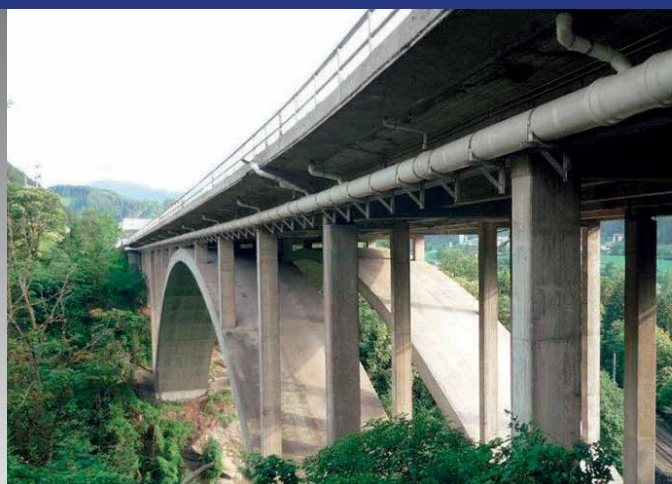
Hľadanie
vhodného
zloženia
betónu

**NECHAJTE
NA NÁS!**

www.betonracion.sk

**BETON
RACIO®**

Kanalizácia a odvodnenie mostov potrubným systémom Poloplast POLO-ECO plus PREMIUM

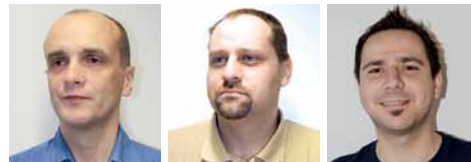


Mostax s.r.o., Dvory 1938, 020 01 Púchov
tel.: +421 42 471 1574, +421 915 740 424
fax: +421 42 463 3026
e-mail: mostax@mostax.sk, www.mostax.sk



Mostax s.r.o., výhradný distribútor potrubného systému
POLO-ECO plus PREMIUM pre mostné odvodnenie v Česku a na Slovensku.

Dodávame kompletný sortiment materiálov pre odvodnenie mostov
(odvodňovače, potrubie, tvarovky, kompenzátory, závesy...)
a drenážny pás DRENKAR®
(odvodnenie izolácie mostov, odvodnenie oporných múrov, svahov,
násypov, tunelov, skládok...)



Mosty na modernizovanej železničnej trati v úseku Liptovský Hrádok – Paludza

Bridges of the Upgraded Rail Track between Liptovský Hrádok and Paludza

Príspevok je zameraný na návrh inžinierskych konštrukcií (mosty, tunel Paludza a múry) na modernizácii úseku železničnej trate Liptovský Mikuláš (výhybňa Paludza) – Liptovský Hrádok na zvýšenie rýchlosti do 160 km/h. Z celkovej dĺžky trate 18,55 km vedie 14,60 km v novom trasovaní, z čoho vyplynula potreba návrhu značného množstva nových umelých stavieb.

Modernizácia vybraných tratí siete ŽSR spočíva v prestavbe železničnej dopravnej cesty s cieľom zlepšiť jej vybavenosť a použiteľnosť zabudovaním moderných a progresívnych prvkov, čím sa zlepšia jej parametre.

Príspevok je zameraný na objekty v 5. etape stavby Modernizácia železničnej trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry (mimo) (asi 60 km). Dĺžka tohto úseku je v existujúcom trasovaní 20,297 km, v navrhovanom trasovaní 18,550 km, pričom 71,85 % trate vedie na novom telese. Trať za stanicou Liptovský Hrádok v smere na Žilinu odbočuje z pôvodnej osi, prechádza ponad cestu I/18 a cez Váh na jeho južný breh, kde ďalej za obcou Podtureň vytvára spolu s diaľnicou D1 spoločný koridor a súběžne s ňou z južnej strany pokračuje v podstate až do výhybne Paludza.

Pred koncom úseku je na preložke trate navrhnutý posledný tunel celej stavby – Paludza, dvojkoľajový jednorúrovňový tunel s dĺžkou asi 630 m. Na rozdiel od všetkých ostatných tunelov uvedenej stavby bude tunel Paludza hĺbený.

V rámci uvedených necelých 19 km trate sa navrhlo spolu 12 nových železničných mostov, 14 nových cestných nadjazdov a 7 podchodov zabezpečujúcich bezbariérové kríženie chodcov s traťou. Okrem toho sa rekonštruuje 5 existujúcich objektov a navrhnutých je 24 oporných konštrukcií (rôzne typy oporných a zárubných múrov). Príspevok je ďalej zameraný na tri mosty z uvedenej stavby.

Železničný most cez Váh

Mostný objekt cez Váh je navrhovaný v extraviláne katastrálnych území obcí Podtureň a Liptovský Ján, preto sa na jeho konštrukciu nekladú zvýšené estetické nároky. Z tohto dôvodu sa na preklenutie danej

The article focuses on the design of engineering structures (bridges, Paludza tunnel and walls) in the upgraded section of the rail track Liptovský Mikuláš (turnout Paludza) – Liptovský Hrádok to allow raising the speed up to 160 km/h. Of the total track section 18,55 km long, 14,60 km run in a new route, which has necessitated a considerable number of man-made structures.

Upgrading of the selected tracks in the Slovak railway system rests in renewing the rail traffic route by improving its equipment and serviceability by introducing progressive state-of-the-art elements which in turn would improve its parameters.

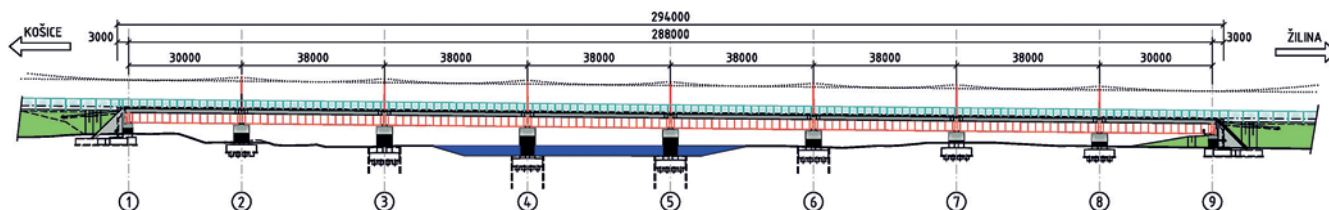
The article focuses at works during stage 5 of the project to upgrade the rail track Žilina – Košice in the track section Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry (excl.) (approx. 60 km long). The section runs 20,297 km in its existing route and 18,550 km in the newly designed route; 71,85 % of the track runs in new construction limits. Behind Liptovský Hrádok station, the Žilina-bound track diverts from its initial axis, passes over I/18 road and over the Váh river to its south bank where it joins D1 motorway behind Podtureň (a municipality) to run parallel with that road, along its southern side as far as Paludza turnout.

Almost at the section end, the last tunnel of the project is designed on the relocated track. Paludza tunnel is a double-track single-pipe structure, approx. 630 m long. Unlike all other tunnels of the section, Paludza tunnel will be excavated.

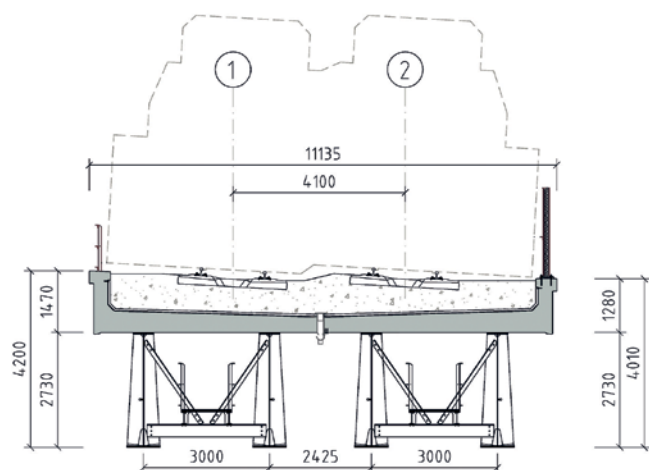
There are in total 12 new railway bridges, 14 new road overpasses and 7 underpasses designed along less than 19 km of the track to allow for grade-separated intersections of pedestrian ways and the railway. In addition to that, 5 existing works are being rehabilitated and 24 support structures (various types of retaining and revetment walls) are proposed. The article focuses on three bridges of the project lot.

Railway Bridge over the Váh River

The bridge over the Váh river is proposed in the rural zone of the cadastral areas of Podtureň and Liptovský Ján and therefore, no special requirements are made concerning the appearance of its structure.



Pozdĺžny rez mostom ponad Váh
Longitudinal view of the bridge over the Váh river



Priečný rez mostom
Cross section of the bridge

prekážky navrhla spriahnutá osemkoľťová oceľobetónová konštrukcia. V mieste upraveného koryta pod mostom dosahuje svetlá výška 7,4 m, čo postačuje na prevedenie storočnej vody Váhu.

V priečnom smere tvoria most samostatné konštrukcie pod každou koľajou, čo je jedna zo základných požiadaviek návrhu mostov na modernizovaných tratiach. V budúcnosti má zabezpečiť bezproblémovú údržbu a práce na moste v čase jednokoľajových traťových výluk.

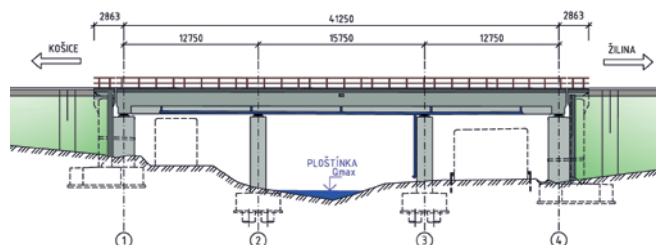
Navrhovaný most sa nachádza v inundačnom území rieky Váh, kde je kvartérne podložie tvorené fluvialnými štrkami s prímiesou jemnozrnej zeminy, mezozoické vrstvy sú tvorené súvrstviami piesčitych bridlic a pieskovcov.

Spodná stavba mosta je navrhnutá z gravitačných opôr a medziľahých pilierov z betónu C 30/37. Opory sú založené plošne a budú sa budovať v otvorených stavebných jamách. Založenie medziľahých pilierov je navrhnuté ako hlbinné na veľkopiemerových pilótach pod ochranou dvojitej štetovnicovej ohrádzky vyplnenej ílovým tesnením. Vnútorňa štetovnicová stena bude ponechaná ako ochrana základov pred podmytím základovej škáry. Spodná stavba je chránená pred obtekajúcou vodou kamenným andezitovým obkladom až po úroveň úložných prahov. Plynulý prechod z mosta na zemné teleso a naopak je zabezpečený prechodovými doskami so šírkou 3,4 m pod každou koľajou.

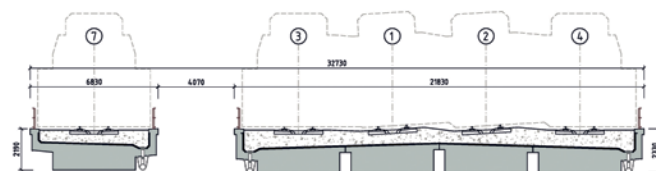
Nosná konštrukcia je navrhnutá ako spojitá osemkoľťová spriahnutá oceľobetónová s rozpätiami jednotlivých polí 30,0 + 6 × 38,0 + 30,0 m. V priečnom reze konštrukcia pozostáva z dvoch plnostenných trámov s prierezom v tvare I pod každou koľajou s výškou 2,65 m a zo spriahajúcej železobetónovej dosky v úrovni horných pásnic. Stena trámu je vystužená obojstrannými plnostennými výstuhami. Priečne stuženie nosníkov v poli je zabezpečené stužovadlami z valcovaných profilov. V oblasti podpíer je vzájomné stuženie zabezpečené priečnymi stužovadlami z plnostenných prierezov v tvare I. Nosné oceľové konštrukcie sú navrhnuté z ocele S355J2+N/M a priečne stužovadlá z ocele S235J2.

Spriahajúca železobetónová doska je navrhnutá s premennou hrúbkou 0,36 – 0,515 m v priečnom smere, čo vyplynulo z navrhnutého systému odvodnenia konštrukcie medzi nosnými doskami. Mostné dosky sú po stranách ohraničené rímsami, čím sa vytvoril požadovaný priestor na koľajové lôžko. Spriahajúca betónová doska bude zhotovená z betónu C 35/45.

Uloženie nosnej konštrukcie je navrhnuté na hrncových ložiskách. Pevné uloženie je umiestnené na pilieri P6. Vzhľadom na dĺžku mostného objektu bude prechod z mosta na záverný múr zabezpečený atypickým dilatčným zariadením z GFRP laminátu s minimálnou hrúbkou 15 mm. K použitiu GFRP materiálu viedla požiadavka



Pozdĺžny rez mostom v žst. Liptovský Mikuláš
Longitudinal view of the bridge in Liptovský Mikuláš railway station



Priečný rez mostom v žst. Liptovský Mikuláš
Cross section of the bridge in Liptovský Mikuláš railway station

Thus, to allow the railway pass over the river, a composite 8-span RC construction was proposed. Where the river channel is regulated, there is a clearance of 7,4 m under the bridge, which is sufficient to carry 100-year flood of the Váh river.

Laterally, the bridge is made by independent structures, each carrying one line, which is one of the key requirements for bridge design in the upgraded tracks to allow easier maintenance and work on the bridge when one of the track lines is closed.

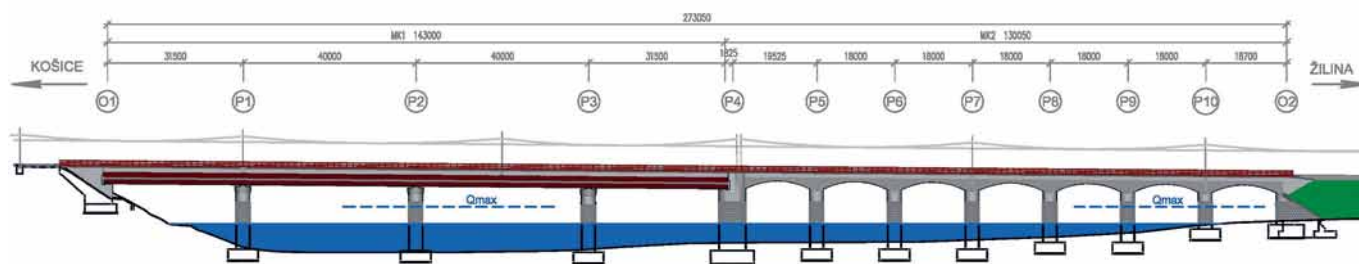
The proposed bridge is located in the flood area of the Váh river with Quaternary bottom made by fluvial pebble containing fine-grained soil ingredients and Mesozoic series of strata of sandy shales and sandstone.

The bridge substructure is designed of gravity abutments and piers of concrete class C 30/37. The abutments are erected over shallow foundations which are built in open excavation pits. The foundations of piers are designed deep, over large-diameter piles protected by double sheet-pile enclosure filled with clay puddle. The inner sheet-pile wall will remain in its place to protect the foundation from its surface erosion. The substructure will be protected from by-passing water by andesite stone facing up to the bearing blocks. A smooth passage from the bridge to the earth bed and back is provided for by approach slabs 3,4 m wide under each of the track lines.

The bearing structure has been designed in 8 spans, composite, of RC, which are 30,0 + 6 × 38,0 + 30,0 m. In its cross section, the structure consists of two solid-web I-beams under each track line, which are 2,65 m tall and a composite RC slab at the level of upper flanges. The truss wall is reinforced by both-sided solid braces. The diagonal bracing of the span beams is provided for by stiffeners of rolled sections. In the area of struts, mutual bracing is provided for by cross frames of full I-sections. The bearing steel structures are designed of steel class S355J2+N/M and the cross frames of class S235J2.

The composite RC slab is designed of variable depth, 0,36 – 0,515 m in its cross section, which is due to the proposed system of draining between the bearing slabs. The bridge slabs are rimmed along-side by cornices which allow for the necessary room for the body of ballast. The composite slab will be of concrete class C 35/45.

The bearing structure will rest over pot bearings. There is a fixed bearing on pier P6. With regard to the bridge length, the transition from the bridge to a revetment wall will be secured by a non-standard expanding device of GFRP laminate at least 15 mm thick. GFRP has been used to satisfy the requirement to minimise the impacts of stray currents on structures. There is a noise barrier on the right-side cornice and a bridge rail on the left one. The bridge deck is provided with a blanket damp-proofing assembly. The whole bearing structure is drained by a catchment gutter located between the



Pozdĺžny rez mostom ponad Galoviansku zátoku
Longitudinal view of the bridge over Galovianska creek

na minimalizovanie vplyvu bludných prúdov na konštrukcie. Na pravostrannej rímse je umiestnená protihluková stena, na ľavostrannej zábradlie. Hydroizoláciu mostovky tvorí celoplošné izolačné súvrstvie. Celkové odvodnenie nosnej konštrukcie je zabezpečené zberným žlabom umiestneným medzi spriahajúcimi doskami vyústeným pri pilieroch do vodného toku. Na realizáciu pravidelných prehliadok nosných konštrukcií premostenia je pod každou koľajou medzi nosníkmi navrhnutá revízna lávka. Z vonkajšej strany oceľových nosníkov je po celej dĺžke navrhnuté revízne držadlo.

Most v železničnej stanici Liptovský Mikuláš

Premiestnenie železničnej trate a stanice v Liptovskom Mikuláši si vyžiadalo návrh železničného mosta pod staničnými koľajami nad cestou III. triedy vedúcou do obcí Ploštín a Ilanovo. Okrem tejto komunikácie tvorí prekážku ešte potok Ploštinka a poľná cesta sprístupňujúca okolité lúky a pasienky. Most sa nachádza v intraviláne mesta.

Koncepcné riešenie mosta zodpovedá požiadavkám kladeným na modernizované železničné trate. Z palety možných konštrukčných systémov sa vybrala železobetónová trojpoľová konštrukcia. V prospech voľby tejto konštrukcie hovorí predovšetkým jednoduchosť riešenia v porovnaní s inými nosnými systémami a ekonomickosť návrhu. V priečnom reze tvoria nosnú konštrukciu samostatné dosky pod každou koľajou. Podjazdná výška pod mostom v osi miestnej komunikácie je 6,25 m a v osi poľnej cesty 4,95 m.

V podloží sú kvartérne vrstvy tvorené fluvialnými štrkami s prímiesou jemnozrnnou zeminy v úzkom pruhu potoka Ploštinka. Paleogén tvoria rozložené ílovce a súvrstvia ílovcov.

Spodná stavba je tvorená gravitačnými oporami a medziľahlými piliermi z betónu C 30/37. Založenie opôr je navrhnuté plošné, budované v otvorenej stavebnej jame, zo strany od existujúcej komunikácie pod ochranou štetovnicovej steny. V hornej úrovni záverného múru sa vytvorí kapsa na osadenie prechodovej dosky. Použitie prechodovej dosky umožní plynulý prechod zo železničnej trate na most a naopak. Založenie pilierov je navrhnuté ako hlbinné, samotné piliere sú navrhnuté ako železobetónové rámové.

Nosná konštrukcia bola zvolená ako spojená trojpoľová doska s rozptätím jednotlivých polí 12,75 + 15,75 + 12,75 m. Prierez dosiek je navrhnutý s konštantnou hrúbkou po celej dĺžke. V priečnom sklonе sú dosky navrhnuté v sklonе 3 % k okrajom, čím sa zabezpečí odtok vody z koľajového žlabu. Priestor koľajového žlabu je ohraničený betónovou monolitickou rímso. Jednotlivé nosné konštrukcie sú v priečnom smere vzájomne oddelené dilatačnou škárou so šírkou 20 mm. Na nosnú konštrukciu sa navrhol betón C 35/45.

Uloženie nosnej konštrukcie mosta bude na všetkých podperách na hrncových ložiskách umiestnených na betónových podstavcoch. Nad krajnými oporami sú navrhnuté atypické mostné závery vytvorené z GFRP laminátu. Zábradlie je na okrajoch mosta navrhnuté z oceľových valcových L-profilov. Hydroizolácia mostovky pozostáva z celoplošného izolačného súvrstvia. Odvedenie zrážkových vôd z koľajového žlabu je navrhnuté systémom odvodňovačov a zberného potrubia pod rímso.

accoupled slabs, mouthng to the river at the piers. To allow regular inspections of the bridge bearing structures, there are catwalks under each track line connecting the beams. On the outer side of the steel beams, a grip is designed all along them.

Bridge in Liptovský Mikuláš Railway Station

Relocation of the rail track and station in Liptovský Mikuláš has necessitated a railway bridge carrying the station lines above a 3rd class road to Ploštín and Ilanovo (municipalities). In addition to the road, there also are other obstacles: Ploštinka stream and a cart road to the nearby meadows and pastures. The bridge is situated in urban area.

The bridge concept satisfies the requirements concerning upgraded railway tracks. Out of a plethora of possible construction systems, a three-span RC structure was selected. This option has been preferred mainly due to its simplicity compared to other bearing systems, as well as due to its capital costs. The cross section of the bearing structure features separate slabs under each track line. The headroom under the bridge is 6,25 m above the local road and 4,95 m above the cart road.

The subsoil is made of fluvial pebble containing fine-grained soil ingredients in a narrow strip of Ploštinka stream. There are Paleogenic mudstones and series of mudstone strata there.

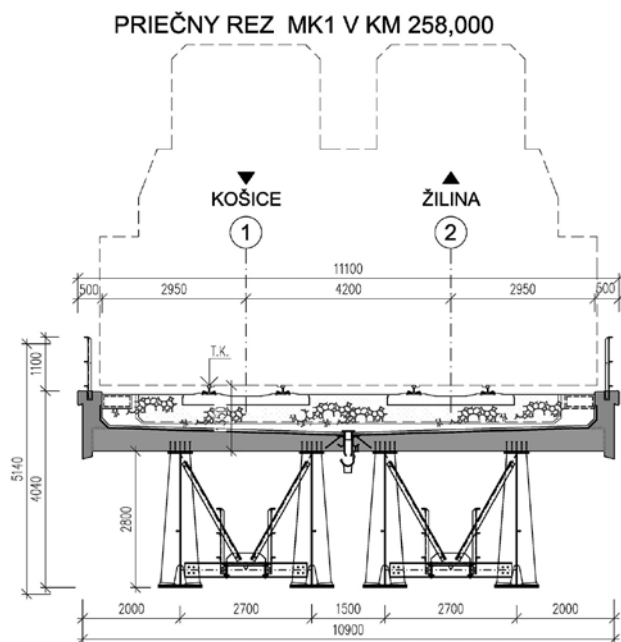
The substructure consists of gravity abutments and piers of concrete class C 30/37. The abutments are erected over shallow foundations built in open excavation pits, under the protection of a sheet-pile wall on the side of an existing road. On the upper level of the shutter wall, a pocket will be made to set the approach slab there. The approach slab will allow a smooth passage from the rail track to the bridge and back. The piers rest over deep foundation and they are themselves of RC and framed.

The bearing structure is a composite three-span 12,75 + 15,75 + 12,75 m. The slabs are designed of equally thick all along. Laterally, the slabs follow a 3 % slope toward their edges, which will allow water to run off from the track channel. The track channel area is enclosed by a monolithic concrete cornice. The individual bearing structures will be cross-wise separated from one another by an expansion joint 20 mm wide. The bearing structure is proposed in concrete class C 35/45.

The bridge bearing structure will rest over pot bearings on concrete pedestals for all supports. Non-standard expanding devices of GFRP laminate are designed over the abutments. The balustrade along the bridge edges is proposed of steel rolled L-sections. The bridge deck is provided with a blanket damp-proofing assembly. Rainwater is drained from the track channel by a drains system and a collector pipe under the cornice.

Bridge over Galovianska Creek

The route of track relocation between Liptovský Mikuláš and Paludza turn-out has resulted in a new railway bridge over Galovianska creek of Liptovská Mara (a water reservoir) near the proposed west portal of Paludza tunnel.



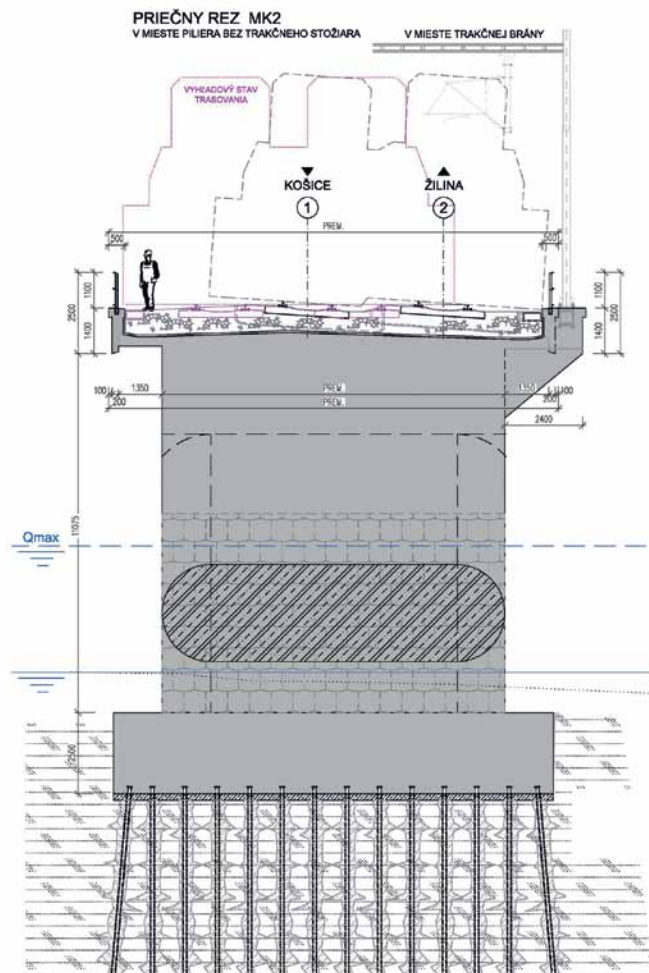
Priečný rez nosnou konštrukciou MK1
Cross section of MK1 bearing structure

Most nad Galovianskou zátokou

Trasovanie preložky trate medzi Liptovským Mikulášom a výhybnou Paludza si vynútilo vybudovať nový železničný most, ktorý premostí Galoviansku zátoku vodnej nádrže Liptovská Mara pri navrhovanom západnom portáli tunela Paludza.

Vzhľadom na smerové a výškové vedenie trasy bolo premostenie navrhnuté ako dve za sebou nasledujúce mostné konštrukcie rôznych typov s označením MK1 a MK2. Prvý je 4-poľový spojitý spriahnutý ocelobetónový most s hornou mostovkou. Nosné konštrukcie sú navrhnuté samostatne na každom koľaji. Prvý most plynule pokračuje druhou mostnou konštrukciou, ktorá je riešená ako spojitý železobetónový rámový most. Táto konštrukcia sa zvolila z dôvodu rešpektovania dvoch možných polôh koľají na moste. Ide o navrhovanú polohu, kde sa nová trasa pripája k existujúcej trati, a takzvanú výhľadovú polohu koľaje, kde sa predpokladá pokračovanie trasy v priamom smere. Most je navrhnutý tak, že horná stavba oboch mostov je s dostatočnou rezervou nad úrovňou maximálnej katastrofickej hladiny vodnej nádrže.

Prvá časť mosta s označením MK1 tvorí spojitá 4-poľová priečne členená konštrukcia s hornou mostovkou s priebežným koľajovým lôžkom. Rozpätia mostných polí sú 31,5 + 40,0 + 40,0 + 31,5 m s celkovým premostením s dĺžkou 140,6 m. Celková dĺžka ocelevej konštrukcie premostenia je 144,6 m, čo je aj dĺžka dilatačného celku v pozdĺžnom smere. Šírka mosta je 11,1 m s dilatačnou stredovou medzerou so šírkou 150 mm s odvodňovacím systémom. Uvažuje sa o pevnom uložení na pilieri P4. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako spriahnutá ocelobetónová konštrukcia v priečnom reze, tvorená dvojicou ocelových celozváraných plnostenných I-nosníkov s výškou 2,8 m, spriahnutých so železobetónovou doskou s premennou hrúbkou. Spriahnutie je zabezpečené pomocou trňov navarených na hornej pásnici nosníkov. Ocelové nosníky budú z ocele S355J2 a sú navrhnuté v osovej vzdialenosti 2,7 m, symetricky po 1,35 m od osí koľají. Nosníky sú navzájom priečne spojené stužovadlami z valcovných profilov. Priečne stužovadlá zabezpečujú tvar nosnej konštrukcie počas betonáže spriahajúcej dosky, ako aj počas prevádzky mosta a sú situované v osových vzdialenostiach 5 000 mm. Spriahajúca železobetónová doska má premennú hrúbku po šírke aj dĺžke kon-



Priečný rez nosnou konštrukciou MK2 nad pilierom
Cross section of MK2 bearing structure above the pier

With regard to the track levelling and lining, the bridge in fact consists of two consecutive structures of two different types, indicated as MK1 and MK2. The first one is a 4-span continuous composite RC deck bridge. Its bearing structures are separate for each track line. The first bridge is immediately followed by another bridge structure, which is a continuous RC frame bridge. Its structure was chosen to allow two positions of the track lines over the bridge, namely the position proposed, where the new route joins the existing track, and the so-called outlook track position, allowing the route run straight. The bridge is designed so as to allow a sufficient margin for the superstructures of both bridges above the level of the water reservoir during floods.

The first bridge part (MK1) is a continuous 4-span deck bridge, articulated laterally, with a continuous body of ballast. The spans are 31,5 + 40,0 + 40,0 + 31,5 m, the total span being 140,6 m. The total length of the steel bridge structure is 144,6 m, which is the dimension of the expansion unit lengthwise. The bridge is 11,1 m wide and its central expansion gap with a draining system is 150 mm wide. Its fixed bearing is foreseen on pier P4. The bearing structure is designed as a composite RC structure, in its cross section made by a couple of steel fully welded full wall beams 2,8 m tall, coupled with a RC slab of variable thickness. The coupling is provided by means of stud connectors welded to upper beam flanges. The steel beams will be of steel class S355J2; they are proposed at a centre distance of 2,7 m, symmetrically 1,35 m from the centre of the track lines. The beams are connected to one other by cross frames of rolled sections. The cross frames provide for the bearing structure shape during the concrete work for the coupling slab and during the bridge operation; they are situated at a centre distance of 5 000 mm. The coupling RC slab is of variable thickness both length- and cross-wise, which is

štruktúrie, čo vyplývalo z navrhnutého spôsobu odvodnenia. Hrúbka dosky je 320 – 475 mm a šírka 5,175 m, pričom sa navrhoval dostredný sklon medzi mosty. Vyrobenie dosky na rímsovú stranu je 1,8 m od osi krajného nosníka a 675 mm do stredu od stredného nosníka. Mostné dosky sú po oboch stranách ukončené rímsami, čím sa vytvorí požadovaný priestor na štrkové lôžko. Na zhotovenie nosnej konštrukcie sa použije betón C 35/45. Nosná konštrukcia je na spodnej stavbe uložená na atypických hrncových ložiskách.

Spodnú stavbu mosta tvoria opora O1 a piliere P1, P2, P3 a P4. Opory aj piliere sú železobetónové, navrhnuté z betónu C 30/37. Opora O1 je založená vo svahu pri západnom portáli tunela Paludza. Je to gravitačná opora so základovým blokom založeným na mikropilótach votknutých do únosnejších vrstiev. Železobetónové piliere P1, P2 a P3 sú riešené jednotne. Sú navrhnuté ako stenové stojky v hornej časti s úložným prahom, založené na mikropilótach. Všetky základy pilierov majú rozmery $7,0 \times 12,4$ m a hrúbku 2,5 m. Základy sa zriaďa do štetovnicovej ohrádzky, ktorá bude okolo základov trvalo zabudovaná ako ochrana pred účinkami vody. Pilier P4 je spoločný pre konštrukciu MK1 aj MK2. Na uloženie konštrukcie mosta MK1 slúži ako opora a zároveň tvorí súčasť nosného systému mosta MK2 (spojitý rám).

Druhú časť mosta (MK2) predstavuje spojitá rámová konštrukcia so 7 poľami so svetlosťou 15 m. Celková dĺžka premostenia je 123,0 m. Keďže je nosná konštrukcia navrhovaná pre dve rôzne polohy kola je na moste, je po celej šírke bez priečného členenia. Most sa od začiatku po koniec rozšíri o 4,8 m, z hodnoty 11,2 na hodnotu 16,0 m na konci krídel. V pozdĺžnom smere má rámová doska nábehy kružnicového tvaru votknuté do zvislých pilierov. V styku dosky a pilierov je tuhý rámový roh, čo v spojení všetkých poľí vytvára spojitý rám. Pilieri sú kolmé na navrhovanú trať. V priečnom smere je doska rámu riešená s vyložením konzol v rímsových častiach. Na okraji konzol na oboch stranách je vyťahnutá rímsová stena, ktorá je ukončená rímsoou so zábradlím. Odvodnenie je riešené priečnym strechovitým sklonom hornej plochy dosky v rozsahu 3 %. Pilieri spodnej stavby tvoria stojky spojitého rámu. Pilieri P5 až P10 sú riešené jednotne, mení sa však ich dĺžka a výška v závislosti od polohy v ráme a od úrovne ich založenia. Sú riešené ako stenové s hrúbkou 3,0 m a so zaoblením na obidvoch koncoch. Zakladanie je na mikropilótach. Most sa končí oporou O2, ktorá je tiež rámovou stojkou. V hornej časti rámu je vynechaný ozub na osadenie prechodovej dosky za mostom. Do stojky sú votknuté zavesené rovnobežné svahové krídla. Vyrobenie krídla je 4,9 m a hrúbka je 1,5 m. Všetky piliere, opory a krídla, kde sa predpokladá styk s vodou z nádrže, budú obložené kamenným andezitovým obkladom po úroveň 1,0 m nad katastrofickou hladinou vody.

due to the proposed draining. The slab is 320 – 475 mm thick and 5,175 m wide; with a weathered slope to the centre between the bridges. On its cornice side, the slab projects 1,8 m from the centre of the outer beam and 675 mm to the centre of the central beam. On both their sides, the bridge slabs are rimmed by cornices which provide the necessary room for the body of ballast. The bearing structure will be made of concrete class C 35/45. The bearing structure rests over the substructure on non-standard pot bearings.

The bridge substructure consists of abutment O1 and piers P1, P2, P3 and P4. Both the abutment and the piers are proposed of reinforced concrete (class C 30/37). The O1 abutment is founded in the slope at the west portal of Paludza tunnel. It is a gravity abutment with block foundation over micropiles fixed in strata of higher ultimate bearing value. The reinforced concrete piers P1, P2 and P3 are of the same design. They are wall columns with bearing blocks in their upper part, founded on micropiles. All the pier foundations are $7,0 \times 12,4$ m and 2,5 m deep. The foundations will be cast in a sheet-pile enclosure, which will be left in place around the foundations to protect them from water. P4 is shared by both structures MK1 and MK2. It serves as abutment to MK1 and makes part of the MK2 bearing system (continuous frame).

The other part of the bridge (MK2) is made by a continuous frame structure consisting of 7 spans with a headroom of 15 m. The total bridging length is 123,0 m. As the structure is designed for two different positions of the track line over the bridge, the bearing structure has no lateral articulation all along. From its beginning to the end, the bridge width increases by 4,8 m from 11,2 m to 16,0 m at the end of its wings. Longwise, the frame slab has circular haunches fixed in vertical piers. The slab and the piers meet in rigid knees which form a continuous frame connecting all spans. The piers are normal to the designed track. Longwise, the frame slab beams project in cornice parts. There is a cornice wall terminated by a cornice with a balustrade on both sides of beam edges. Draining is allowed for by cross roof-shaped weathering of the upper slab surface at 3 %. The substructure piers are made by vertical supporting legs. Piers P5 to P10 are of the same design yet of different lengths and heights, depending on their position in the frame and on the level of their foundation. They are wall piers 3,0 m thick, rounded on both their ends. They are founded on micropiles. The bridge is terminated by O2 abutment which is a vertical supporting leg, too. In the upper part of the frame, there is a claw to fix the approach slab behind the bridge. Parallel right-angled walls are fixed in the leg. The wing projects 4,9 m and is 1,5 m thick. All piers, abutments and wings supposed to come in touch with the reservoir water will be dressed by andesite stone reaching 1,0 m above flood water level.

Juraj Kopčák – Marek Semančík – Vladimír Suchár



Mosty na diaľnici D1 Prešov, západ – Prešov, juh

Bridges on the D1 Motorway Section Prešov, West – Prešov, South

Diaľnica D1 v úseku Prešov, západ – Prešov, juh je jedným z nevybudovaných úsekov hlavného diaľničného Ťahu D1 na Slovensku, patriaceho do siete multimodálneho dopravného systému TEN-T medzi dvoma najväčšími mestami Slovenska – Bratislavou a Košicami. Tento úsek diaľnice situovaný vo východnej časti Slovenska, dlhý 7,9 km, je chýbajúcim spojením už vybudovaných úsekov D1 Svinia – Prešov, západ a D1 Prešov – Budimír.

Na predmetnom úseku diaľnice je navrhnutých 18 mostných objektov. Najväčší počet mostných objektov sa sústreďuje na pomerne malej ploche v križovatke Prešov, západ, kde je situovaný aj začiatok diaľničného úseku. V križovatke Prešov, západ sú vzájomne prepojené diaľnica D1, rýchlostná cesta R4, cesta I. triedy a cesta II. triedy. V rámci tejto stavby je v križovatke navrhnutých osem mostných objektov. V prvej etape výstavby križovatky (ešte v rámci stavby diaľnice D1 Prešov – Svinia) sa už postavili tri mosty. Spolu to teda bude križovatka s jedenástimi mostnými objektmi. Mosty zabezpečia kríženie a vzájomné prepojenie vetiev križovatky v troch výškových úrovniach. Vyplyvajú z potreby premostenia množstva prekážok a zo vzájomných krížení vetiev, sa vytvoril priestor na vznik zaujímavých mostných konštrukcií. Dominantu križovatky tvorí diaľničný most 201, ktorého nosná konštrukcia bude zavesená na predpínacích kábloch typu extradosed. Druhým najväčším mostom križovatky na vetve spájajúcej diaľnicu s rýchlostnou cestou bude most 208, ktorého predpínacie káble budú vedené mimo prierezu nosnej konštrukcie pod jej spodnou hranou v strede troch polí a takto bude konštrukčne nadväzovať na už existujúci most nad okružnou križovatkou, ktorý je tvorený vzperadlovou sústavou. Pestrosť konštrukčných riešení mostov v tejto križovatke potvrdzuje aj mostný objekt 213. Ide o troj-

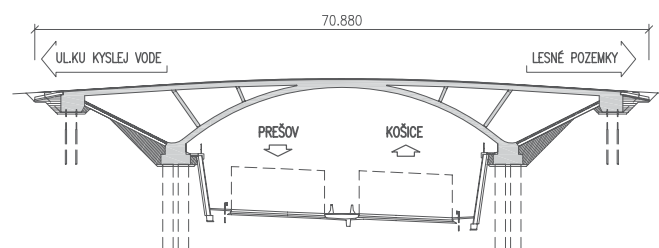
The D1 motorway in section Prešov, West – Prešov, South is one of yet uncompleted sections of the Slovak major motorway route D1 belonging to the TEN/T multimodal transport system network between two largest cities of the Slovak Republic - Bratislava and Košice. This 7.9 km long motorway section situated in Slovakia's eastern part represents the missing link between already completed D1 motorway sections Svinia – Prešov, West and Prešov – Budimír.

There are 18 bridges to be constructed within this motorway section. The largest number of them is concentrated on rather small area at the Prešov, West interchange where the motorway section begins. At the Prešov, West interchange, the D1 motorway, the R4 expressway, the Class I and Class II road are interconnected. There are eight bridges designed at the interchange within the scope of this project. Three bridges have already been completed in Stage 1 of this interchange construction (within the scope of the D1 Prešov – Svinia). That means, when completed it will be an interchange with eleven bridges. The bridges will provide for crossing and interconnection of interchange ramps at three levels. The need of bridging a number of obstacles and grade-separated crossings of ramps resulted in design of interesting bridge structures. The extradosed bridge 201 is a dominant structure of the interchange. The second largest bridge of the interchange (on the ramp connecting the D1 motorway with the R4 expressway) will be the bridge 208, the prestressing cables of which will be situated outside its superstructure cross section, under the soffit, in the middle of three spans. In this way it will be connected to already existing flyover formed by a system of brace struts over roundabout. The variety of bridge designs at this interchange confirms also the bridge 213. It is to be constructed as a three-span bridge which, because of the vertical limitations, has been designed as a parapet superstructure integrated with the substructure. Other bridges will be constructed on supporting scaffolding, alternatively erected of precast prestressed concrete girders.

Beyond the Prešov, West interchange the motorway runs farther to the south. It crosses the valley of Malkovský potok by the bridge

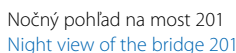
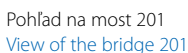


Pohľad na most 213
View of the bridge 213



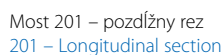
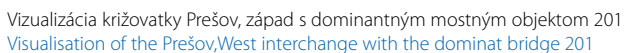
Most 204 – pozdĺžny rez
204 – Longitudinal section

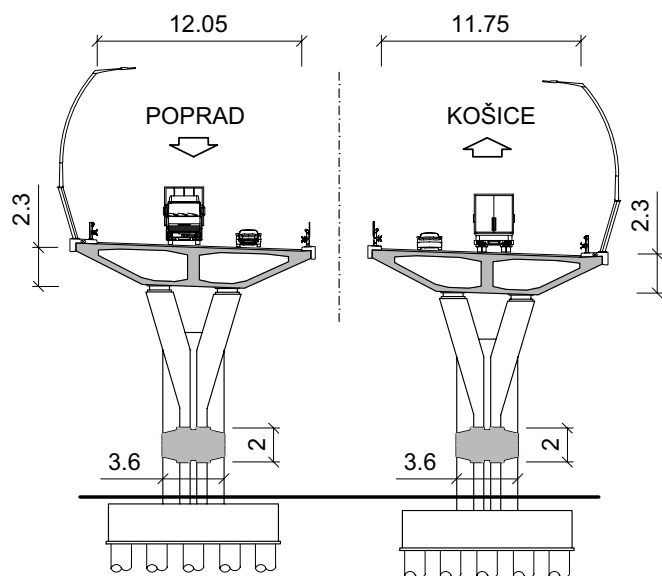
Juraj Kopčák, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 14, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562819, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk
Marek Semančík, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 14, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562812, e-mail: semancik@dopravoprojekt.sk
Vladimír Suchár, DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 14, 080 01 Prešov, tel.: +421 51 7562819, e-mail: suchar@dopravoprojekt.sk



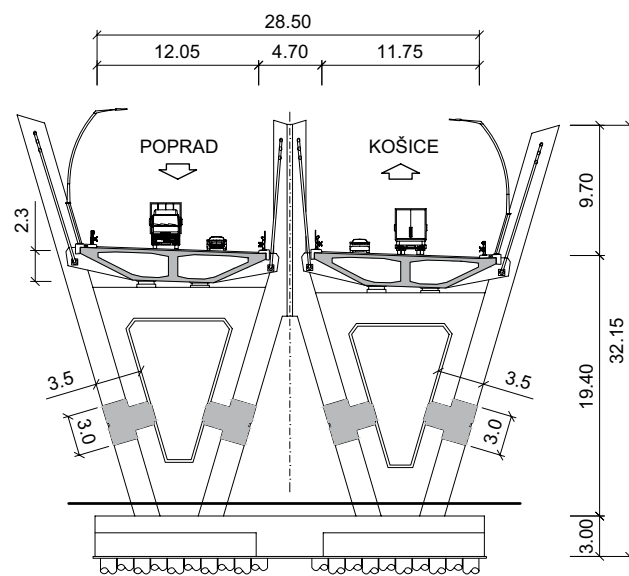
Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 550 m. Tento most je 12-poľový s rozpätiami poľí 27 až 74 m. Tvoria ho dve samostatné nosné kon-

The motorway is connected to the existing D1 motorway section Prešov – Budimír at the interchange Prešov, South with two cast-in-place ramp bridges to be constructed on falsework.





Most 201 – priečný rez
201 – Cross section



Most 201 – priečný rez mostom v mieste podpory č. 8
201 – Bridge cross section at pier 8

štruktúry, ktoré sú navrhnuté ako dvojkomôrkové so sklonenými vonkajšími stenami.

V poliach č. 7 a 8 je situovaný najväčší počet vetiev križovatky. Výškov a smerovo sú vedené tak, že je nevyhnutné premostiť ich dvoma poľami s dĺžkou 74 m pri výške nosnej konštrukcie maximálne 2,3 m. Predmetné polia premostujú tieto prekážky pomocou externých predpínacích káblov typu extradosed, ktoré budú deviované cez podporu č. 8 vo výške asi 10 m nad úrovňou nosnej konštrukcie.

Káble typu extradosed sa ukotvia do šikmých rebier na nosnej konštrukcii. Rebrá sú zošíkmené voči osi nosnej konštrukcie na 50 gon tak, aby sa zabezpečil plynulý prenos síl z káblov typu extradosed do nosnej konštrukcie. Rebrá budú zároveň priečne predopnuté. Takýmto riešením sa nielenže dosiahne účel premostenia, ale sa aj zvýrazní dominantnosť mostného objektu. Mostný objekt bude iluminovaný.

Spodná stavba pozostáva z dvoch krajných opôr a jedenástich medziľahlých podpier. Opory sú navrhnuté ako úložné prahy založené na veľkopiomerových pilótach. Medziľahlé podpory sú navrhnuté v tvare písmena V, čo ďalej rozvíja trojuholníkový motív použitý v križovatke Prešov, západ. Podpera č. 8 (spoločná pre obe nosné konštrukcie) bude tvoriť výrazný prvok, a to svojím tvarovaním (v tvare písmena W), ale najmä svojimi rozmermi. Je vysoká necelých 30 m a v jej hornej časti sú cez ňu deviované káble typu extradosed.

Most 208 na vetvách č. 8 a č. 10 nad cestou I. triedy

Mostný objekt sa nachádza na dvoch vetvách križovatky Prešov, západ. Zabezpečuje napojenie z diaľnice D1 na rýchlostnú cestu R4 v dopravných smeroch Poprad – Svidník a Košice – Svidník. Premosťuje šesť vetiev križovatky Prešov, západ, cestu I. triedy a potok Vydu-manec. Mostný objekt je pôdorysne rozvetvený, pričom k mostu na vetve č. 8 (12-polový most s dĺžkou nosnej konštrukcie 530 m) sa pripája most na vetve č. 10 (3-polový most s dĺžkou 101 m).

Most na vetve č. 8 má 12 polí s rozpätiami 29,0 až 65,0 m. Voľná šírka komunikácie na moste je 13,4 m – trojpruhová jednosmer-

Structure 201 – Bridge on the D1 Motorway over the Prešov, West Interchange Ramps

Since the bridge is situated at the highest level of the interchange, it will form its dominant. At the same time it is also the longest bridge at the interchange. There are bridges on the ramps of the D1 motorway, the R4 expressway and the Class I and II roads situated under it.

The overall length of the bridge 12-span superstructure is 550 metres with spans from 27 to 74 m long. The bridge is formed by two parallel double cell box girder superstructures.

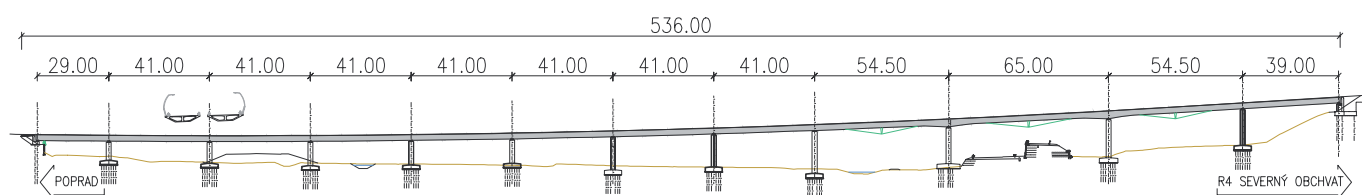
The highest number of interchange ramps is situated in spans 7 and 8. From the vertical and horizontal alignment point of view they are situated so that it is necessary to cross them by two 74 m long spans, at the maximum superstructure depth of 2.3 m.

The spans in question cross these obstacles by means of 'extradosed' type of external prestressing tendons which will be deviated through the pier 8 in the height of about 10 m above the bridge carriageway.

The 'extradosed' cables will be anchored into skew ribs on bridge superstructure. The ribs are skewed to 50 gon towards the superstructure centre line so that a continuous transfer of forces from 'extradosed' cables into bridge superstructure would be ensured. The ribs will be prestressed in transverse direction.

By this design not only the purpose of bridging will be achieved, but the bridge dominance will be highlighted as well. The bridge will be illuminated.

The bridge substructure consists of two abutments and eleven piers. The abutments are designed as bearing seats resting on large-diameter piles. The piers are designed to be V-shaped, which further develop the triangular motif used at the Prešov, West interchange. Pier 8 (common for both superstructures) presents an outstanding member not only by its shape (W-shaped form) but in particular by its size. It is nearly 30 m high with 'extradosed' cables deviated through it in its upper part.



Most 208 – pozdĺžny rez
208 – Longitudinal section



Pohľad na mosty v križovatke Prešov, západ, v popredí most 208
View of bridges at the Prešov, West interchange, bridge 208 in the foreground

ná vetva. Nosná konštrukcia mostného objektu je monolitická, spojená, z dodatočne predpätého betónu. Šírka nosnej konštrukcie je 15,20 m. V priečnom smere je nosná konštrukcia navrhnutá ako dvojtrámová s obojstrannými konzolami.

Na zachovanie rovnakého typu nosnej konštrukcie pri pomerne veľkom rozpätí polí je dvojtrámová nosná konštrukcia v troch najdlhších poliach vzoprená externými káblami, vedenými cez oceľový deviátor. Externé káble sú vedené v strede polí 2,5 m pod spodným okrajom nosnej konštrukcie a budú pôsobiť ako vzperadlová sústava. Konštrukčná výška dvojtrámovej nosnej konštrukcie je konštantná, 2,30 m s nábehmi nad podperami najdlhších polí, pričom výška nosnej konštrukcie v nábehu je 3,1 m. Na zvýšenie tuhosti v krútení je nad týmito podperami navrhnuté uzavretie dvojtrámového priečneho rezu spodnou doskou.

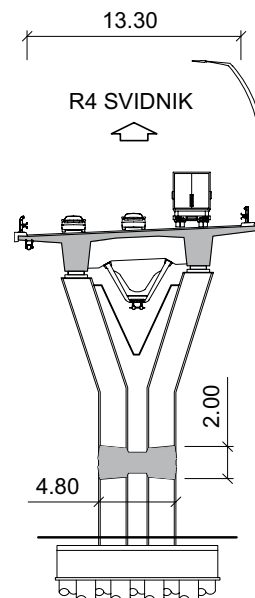
Most na vetve č. 10 má tri polia s rozpätiami 24,0 až 41,0 m. Voľná šírka komunikácie na moste je 9,65 m, čo zodpovedá dvojpruhovej jednosmernej vetve. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako monolitická, spojená z dodatočne predpätého betónu. V priečnom smere je nosná konštrukcia navrhnutá ako jednotrámová so šírkou 11,55 m, s obojstrannými konzolami. Konštrukčná výška je konštantná, 2,30 m. Jednotrámová nosná konštrukcia sa plynulo pripojí k pravému trámu dvojtrámovej nosnej konštrukcie.

Nosná konštrukcia bude predpínaná 19-lanovými súdržnými predpínacími káblami. Po dobudovaní nosnej konštrukcie sa na most osadia oceľové deviátory ukotvené do priečnikov v strede najdlhších polí a nosná konštrukcia sa predopne externe vedenými káblami, ktoré budú kotvené za nadpodperovými priečnikmi v hornej doske nosnej konštrukcie.

Spodná stavba pozostáva z troch krajných opôr a trinástich medziľahlých podpier. Krajné opory sú navrhnuté ako úložné prahy založené na veľkopriemerových pilótach. Medziľahlé podpory na moste sú navrhnuté ako stĺpové a v hornej časti sa drienky podpery rozdeľuje na dve samostatné časti v tvare písmena V, čo zodpovedá trojuholníkovému motívu použitému v celej križovatke. Zakladanie podpier je vzhľadom na geologické pomery navrhnuté ako hlbinné na veľkopriemerových pilótach.

Most 203 cez údolie Malkovského potoka

Mostný objekt sa nachádza na diaľnici D1 a jeho účelom je zabezpečiť premostenie údolia Malkovského potoka. Pozostáva z dvoch nosných konštrukcií na ľavý a pravý pás diaľnice, z ktorých každá je staticky, funkčne a technologicky samostatná. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako monolitická z predpätého betónu, s komôrkovým priečnym rezom s konštantnou výškou 3,5 m. Predpätie je tvorené systémom interných a externých predpínacích káblov vedených



Most 208 – priečny rez
208 – Cross section

Structure 208 – Bridge on Ramps 8 and 10 over the Class I Road

The bridge is situated on two ramps of the Prešov, West interchange. It enables junction of D1 motorway to R4 expressway in traffic directions Poprad – Svidník and Košice – Svidník. It crosses over six ramps of the Prešov, West interchange, the Class I road and the Vydumanec Creek.

In plan the bridge at the end is divided into the bridge on ramp 8 of 530 m long superstructure and into the bridge on ramp 10 of 101 m long superstructure.

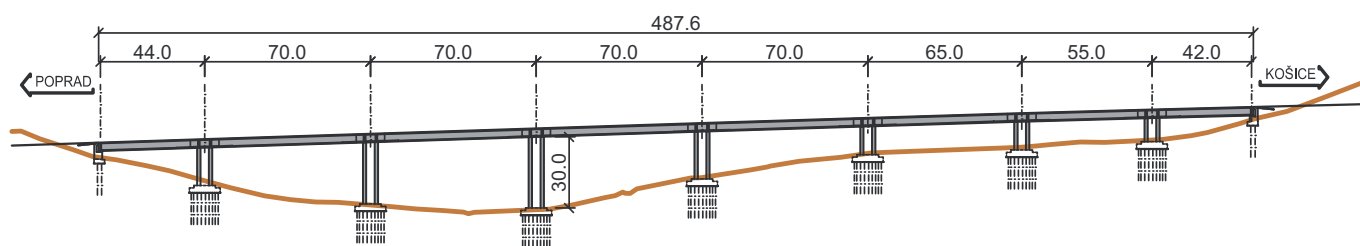
The bridge on ramp 8 has 12 spans with the length from 29.0 m to 65.0 m. The effective width of the road on the bridge is 13.4 m – a three-lane one-way slip road. The bridge superstructure is a continuous girder of post-tensioned cast-in-place concrete. The superstructure width is 15.20 m. In cross section the superstructure is a double-T girder with overhanging cantilevers on both sides.

In order to retain the same type of bridge superstructure at rather large span length variability, the double-T girder superstructure is strutted, at three longest spans, by means of external tendons passing through steel deviator. External tendons are positioned in the middle of the three spans, 2.5 m under the superstructure soffit, and will act as a strutting system. The overall depth of double-T girder superstructure is constant, 2.30 m, with haunches above piers of the longest spans, when the superstructure depth at the haunch is 3.1 m. In order to increase the torsional stiffness of the structure a bottom slab between the two T-girders is designed above these piers.

The bridge on ramp 10 has three spans from 24.0 m to 41.0 m. The effective width of the road on the bridge is 9.65 m which corresponds to a two-lane one-way slip road. The bridge superstructure is a continuous beam of post-tensioned cast-in-place concrete. The cross section of the superstructure is 11.55 m wide single-girder with overhanging cantilevers on both sides with constant depth



Vizualizácia mosta 203 nad údolím Malkovského potoka
Visualisation of the bridge 203 over the valley of Malkovský potok



Most 203 – pozdĺžny rez
203 – Longitudinal section

vnútri komôrky. Vzhľadom na trasovanie vysoko nad údolím a členitosť terénu bude nosná konštrukcia v celej dĺžke budovaná technológiou letmej betonáže.

Nosná konštrukcia ľavého mosta má dĺžku 432 m a pravého mosta 488 m. Ľavý most je 7-polový a pravý most 8-polový. Rozpätia polí sú 42 až 70 m. Nosná konštrukcia je uložená na medziľahlé podpory prostredníctvom vrubových kĺbov. Na oporách je uložená na hrncových ložiskách.

Piliere mosta sú navrhnuté ako dvojice štíhlych vysokých stien, ktoré sú dostatočne poddajné pri pozdĺžnych deformáciách, ale zároveň zaisťujú dostatočnú ohybovú tuhosť mostnej konštrukcie. Počas výstavby bude dvojica stien slúžiť aj na stabilizáciu vahadla. Štíhlosť stien pilierov bude počas výstavby redukovaná osadením dočasných medziľahlých priehradových stužení, ktoré sa aktivujú pomocou predpínacích tyčí. Po zmonolitnení nosnej konštrukcie sa tieto stuženia odstránia. Dvojice stien pilierov krajných polí, ktoré sú nižšie a tým aj tuhšie, sú navrhnuté ako kývavé stojky s tenkým vrubovým kĺbom aj nad základovou doskou.

Záver

Diaľnica D1 v úseku Prešov, západ – Prešov, juh s celkovou dĺžkou 7,9 km je jedným z posledných pripravovaných úsekov diaľnice D1 medzi mestami Bratislava a Košice a bude tvoriť juhozápadný obchvat tretieho najväčšieho mesta na Slovensku. Jeho výstavba vytvorí predpoklady na dobudovanie uceleného diaľničného ťahu s predpokladaným priaznivým vplyvom na odľahčenie tranzitnej dopravy komunikačného systému mesta Prešov.



Pohľad na most 203
View of the bridge 203

of 2.30 m. The single-girder superstructure will be continuously connected to the right girder of double-T girder superstructure.

The superstructure will be prestressed by bonded 19-strand prestressing cables. Upon completion of superstructure, steel deviators anchored in transverse beams in the middle of the longest spans will be erected and the superstructure will be prestressed by external cables anchored at over-pier transverse beams in the slab of bridge superstructure.

The bridge substructure consists of three abutments and thirteen piers. The abutments are designed as bearing seats resting on large-diameter piles. The bridge piers are columns. The upper part of column is split into two separate V-shaped supports to correspond to a triangular motif used at this interchange. Because of the underground conditions the piers foundations are designed as large-diameter piles.

Structure 203 – Bridge over the valley of Malkovský potok

The bridge is situated on the D1 motorway and its purpose is to overspan the valley of creek Malkovský potok. The bridge consists of two superstructures, for the left and the right motorway carriageways, of which each represents (from the statics, function and technology points of view) a separate structure. The superstructure is designed as a single-cell box girder of cast-in-place prestressed concrete with a constant depth of 3.5 m. The prestressing will be provided by a system of internal and external prestressing tendons. Due to the bridge vertical alignment, high above the valley, and the terrain ruggedness, the superstructure will be constructed in its entire length by the "balanced cantilever" construction method.

The 7-span left bridge has superstructure of 432 m long. The 8-span right bridge has superstructure of 488 m long. The length of spans varies from 42 m to 70 m.

The superstructure is seated on piers by means of concrete hinges. On abutments it rests on pot bearings.

The bridge piers are designed as pairs of slender high walls which are sufficiently yielding for longitudinal distortion, but at the same time provide for sufficient flexural rigidity of the bridge structure. In the course of construction the pair of walls will serve for the stabilisation of balanced cantilever. During construction works the slenderness of piers walls will be reduced by mounting of temporary intermediate truss bracings which will be activated by means of prestressing bars. After interlocking of superstructure into one unit by in-situ concreting these bracings will be removed. Pairs of pier walls of end spans which are lower and thus more rigid are designed as rocking piers with a thin concrete hinge also over the pile cap.

Conclusion

The D1 motorway in section Prešov, West – Prešov, South with overall length of 7.9 km is one of the last planned D1 motorway sections between the cities of Bratislava and Košice. It will form the south-west bypass of the third largest city in the Slovak Republic. Its construction will create preconditions for the completion of the whole motorway route with an expected positive influence on relieving of transit transport of road network of the city of Prešov.



Juraj Bilčík

Dodatočné zvýšenie šmykovej odolnosti bezprievlakových stropných dosiek

Additional Enhancing the Punching Shear Resistance of Flat Slabs

Zlyhanie jedného nosného prvku môže spôsobiť porušenie ďalších nosných elementov a lokálna porucha vyvolá náhle (reťazové) zrútenie veľkej časti, respektíve celej konštrukcie. Skúsenosti z posledných rokov preukázali, že vplyvom chýb v projekte, pri zhotovovaní konštrukcie alebo účinkami mimoriadneho zaťaženia došlo k viacerým náhlým zrúteniam doma aj v zahraničí. Prvou stratégiou proti náhlému zrúteniu konštrukcie je zväčšenie lokálnej odolnosti (robustnosti) kritických prvkov konštrukcie. V príspevku sa uvádzajú a hodnotia metódy na dodatočné zvýšenie lokálnej odolnosti bezprievlakových betónových stropných dosiek proti pretlačeniu.

U investorov aj architektov si získali veľkú obľubu bezprievlakové stropné dosky. Tento systém stropných dosiek spĺňa zvýšené architektonické predstavy – veľkú voľnosť pri plánovaní pôdorysu a požiadavkách na technické riešenie stropov. Preto sú bezprievlakové stropné dosky najviac používaným nosným systémom v obytných a administratívnych budovách. Pri návrhu bezprievlakových stropných dosiek je kritickou oblasťou styk dosky so stĺpom, kde dochádza ku koncentrácii veľkých nadpodperových momentov a šmykových síl. Vplyvom chýb v projekte, počas zhotovovania alebo účinkami mimoriadneho zaťaženia došlo k viacerým náhlým zrúteniam bezprievlakových stropných dosiek na Slovensku aj v zahraničí. Jednou z metód na zvýšenie robustnosti bezprievlakových stropných dosiek proti náhlému zrúteniu je aj dodatočné zvýšenie ich šmykovej odolnosti proti pretlačeniu.

Stratégie na zvýšenie robustnosti konštrukcií

Strategickou výzvou pre nové aj existujúce významné stavby je požiadavka umožniť užívateľom bezpečný únik aj pri mimoriadnom zaťažení. To znamená, že nosné konštrukcie by mali byť menej citlivé na zaťaženia spôsobujúce náhle zrútenie (angl. progressive collapse). Tak sa označuje rýchle šírenie lokálnej poruchy od prvku k prvku, spôsobujúce zrútenie celej konštrukcie alebo jej neproporcionálne veľkej časti.

Na zníženie citlivosti nosných konštrukcií na náhle zrútenie možno použiť tieto metódy [1]:

- metóda zvýšenia lokálnej odolnosti kritických prvkov (oblastí),
- metóda alternatívnych dráh zaťaženia,
- metóda izolácie rozdelením na úseky.

Metódy zvýšenia lokálnej odolnosti kritických prvkov

Prvou stratégiou na zvýšenie robustnosti konštrukcie je zväčšenie odolnosti kritických prvkov (key elements). To sa dá docieľiť ich návrhom zohľadňujúcim účinky tých mimoriadnych zaťažení, ktorých výskyt je pre danú stavbu najreálnejší.

Failure of one structural element may result in the damage of another supporting member and local failure causes a progressive (chain) collapse of the part or all of the structure. Experiences of recent years have shown that the deficiencies during design and execution or the effects of accidental actions have been the reason for several progressive collapses in Slovakia and abroad. The first strategy to prevent progressive collapse of the structures is to increase the local resistance (robustness) of critical elements of the structure. The paper presents and evaluates several methods for further increase of local resistance in flat slabs against punching shear.

For investors and architects flat slabs have gained great popularity. This kind of floor slabs meets the increased architectural imaginations - great freedom in planning of plan view and requirements for technical solutions of floors. Therefore flat slabs are the most widely used load bearing systems in residential and office buildings. When designing flat slabs, the slab-column connection is the critical area, where a concentration of large support moments and shear forces is. The methods to increase resistance of the connection are useful in the design phase. Due to design or construction errors or the effects of accidental loads, many progressive collapses were observed in structures with flat slabs in Slovakia and abroad. One of the methods to increase the robustness of flat slab structures against collapse is an additional increase in the shear punching resistance.

Strategies to increase the robustness of structures

Strategic challenge for important new and existing structures is the requirement to allow users to safely escape even under accidental load. This means that the supporting structures should be less sensitive to load causing a progressive collapse. It is what refers to the rapid spread of a local failure from element to element, causing the collapse of the entire structure or a disproportionately large part.

Desensitizing of supporting structures to progressive collapse can be achieved by these methods [1]:

- increased local resistance of key elements,
- alternative load paths,
- isolation by segmentation.

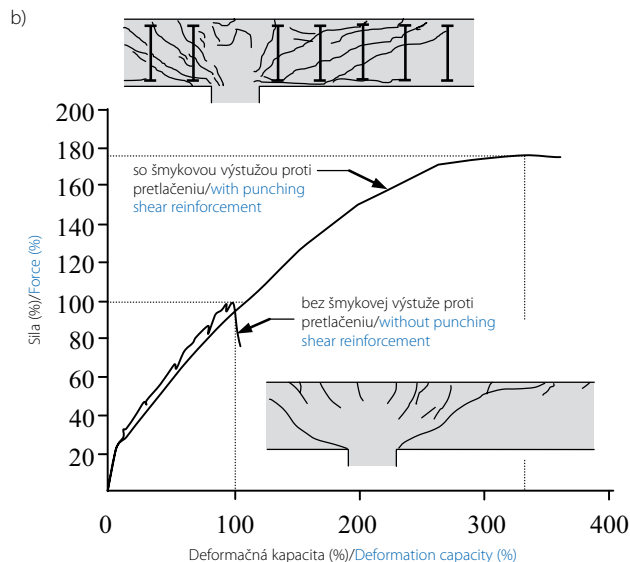
Methods for increasing the local resistance of key elements

The first design strategy for increasing the robustness of structure is increasing the local resistance of key elements. This can be achieved by designing to those effects of accidental actions, the occurrence of which is the most realistic for the structure. Although an increase in local resistance does not offer absolute reliability against progressive



Obr. 1/ Fig. 1

a) pretlačenie dosky, b) účinok šmykovej výstuže proti pretlačeniu [2]/a) the slab punched around one column, b) effect of punching shear reinforcement [2]



Aj keď zvýšenie lokálnej odolnosti neposkytuje absolútne spoľahlivú ochranu proti náhlemu zrúteniu, je vhodné pri nie veľmi významných stavbách a tam, kde sú ostatné metódy nepoužiteľné. Predpokladom úspešnosti tejto metódy je úplná a jednoznačná identifikácia kritických oblastí (prvkov).

Zvýšenie lokálnej odolnosti bezprievlakových stropov

Významné množstvo existujúcich bezprievlakových stropov si z viacerých dôvodov (zlý návrh, zvýšenie zaťažiteľnosti, degradácia materiálov a podobne) vyžaduje zvýšenie odolnosti proti pretlačeniu.

Šmyková výstuž proti pretlačeniu

Ak sa v oblasti styku dosky so stĺpom nenachádza šmyková výstuž, zlyhanie pretlačením nastane pomerne ľahko (obr. 1a). Šmyková výstuž zvyšuje odolnosť dosky proti pretlačeniu, ako aj jej deformačnú kapacitu (obr. 1b).

Dodatočné zvýšenie šmykovej odolnosti pri pretlačení

Metódy na zvýšenie šmykovej odolnosti sú založené na zväčšení styčnej plochy (vytvorenie hlavice, zväčšenie rozmerov stĺpa), pridaní ohybovej výstuže (nadbetonovanie spriahnutej dosky, nalepenie výstuže) alebo vložení šmykovej výstuže (obr. 2).

collapse, it is suitable for not very important buildings, and where other resistance increasing methods are useless. Precondition for the success of this method is a complete and unequivocal identification of critical areas (key elements).

Increasing the local resistance of flat slabs

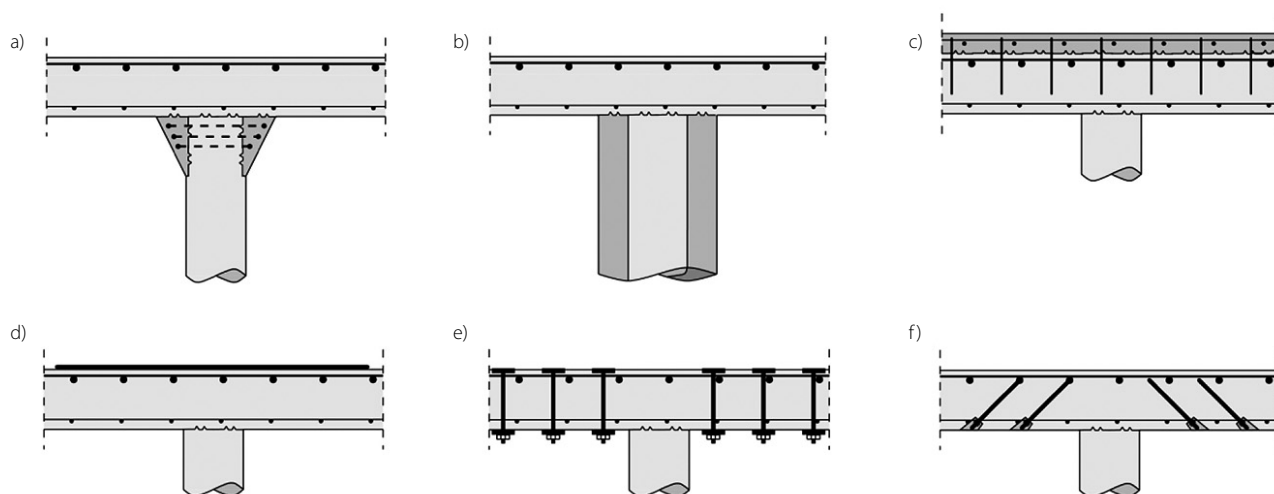
For several reasons (poor design, higher live loads, degradation of materials, etc.) a significant number of existing flat slabs currently require strengthening against punching shear for safety reasons.

Shear reinforcement against punching

If around the slab-column connection there is no punching shear reinforcement the punching brittle failure mode may be expected (Fig. 1a). Punching shear reinforcement increases punching resistance of the slab, as well as the deformation capacity (Fig. 1b).

Additional increase in punching shear resistance

Methods for increase the punching shear resistance are based on additional enlargement of contact area (by addition of column capital or widening the column), strengthening of the flexural reinforcement (by casting a concrete topping or gluing reinforcement), or inserting shear reinforcement (Fig. 2).



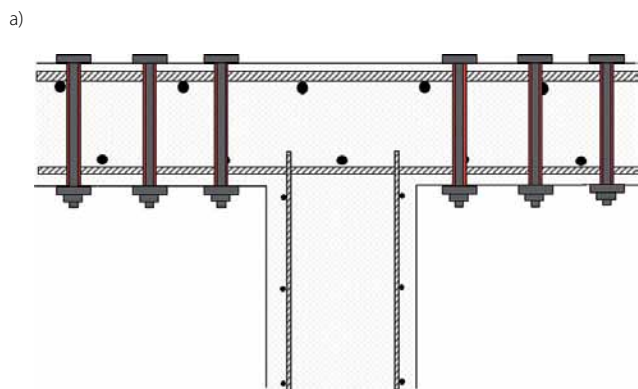
Obr. 2 Metódy na zvýšenie odolnosti proti pretlačeniu

Fig. 2 Methods for reinforcing of existing flat slabs against punching shear

a) dobetónovanie alebo pripnutie betónovej alebo ocelevej hlavice, b) zväčšenie rozmerov stĺpa, c) nadbetónovanie spriahnutej dosky, d) pridanie ohybovej výstuže,

e) vloženie svorníkov, f) vlepenie šikmých kotiev [3]

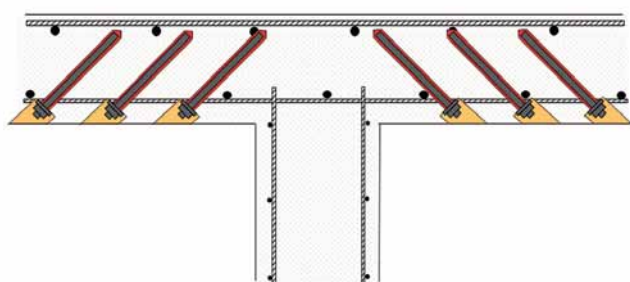
a) concreting or installing concrete or steel capital, b) widening of column, c) addition of upper concrete layer, d) addition of glued flexural reinforcement, e) post-installed shear bolts, f) post-installed inclined anchors [3]



Obr. 3 Umiestnenie šmykových svorníkov v bezprievlakovej stropnej doske

Fig. 3 Layout pattern of shear bolts in the flat slab

a) v reze, b) v pôdoryse/a) section view, b) plan view



Obr. 4 Umiestnenie šikmých šmykových kotiev v bezprievlakovej stropnej doske [4]

Fig. 4 Post-installed inclined shear anchors in the flat slab [4]

Metódy na obr. 2a až 2d môžu byť z viacerých dôvodov nepraktické – vyžadujú si zväčšenie nosných prvkov v podhláde, respektíve sprístupnenie horného povrchu dosky. Zvyšujú odolnosť bezprievlakových stropov proti pretlačeniu, ale výraznejšie nezvyšujú ich deformačnú kapacitu. Z viacerých hľadísk je účinnejšie vloženie svorníkov (obr. 2e), vlepene šikmých kotiev (obr. 2f) alebo vloženie šmykových skrutkovacích kotiev (obr. 5). Tieto metódy výrazne zvyšujú nielen odolnosť proti pretlačeniu, ale aj deformačnú kapacitu styku (redistribúcia vnútorných síl bráni náhlemu zrúteniu). Tieto systémy sa jednoducho aktivujú stiahnutím vlozenej výstuže.

Vloženie zvislých šmykových svorníkov

Šmykové svorníky sa vkladajú do zvislých dier vyvrtaných v betónovej doske okolo stĺpa. Svorníky prechádzajú cez potenciálnu šikmú šmykovú trhlinu, čím bránia pretlačeniu dosky (obr. 3a). Na obr. 3b je ortogonálne a radiálne rozmiestnenie svorníkov v pôdoryse. Nevýhodou metódy je potreba prístupnosti a obnaženia horného povrchu zosilňovanej stropnej dosky.

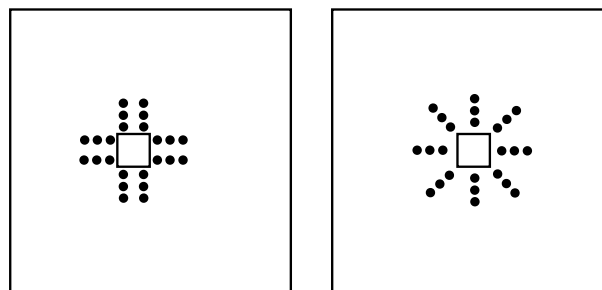
Vloženie šikmých lepených šmykových kotiev

Špeciálne kotvy v kombinácii s polymérnou maltou sa používajú ako vložená šmyková výstuž. Šikmá šmyková výstuž je približne v smere hlavných ťahových napätí, čo je zo statického hľadiska najúčinnnejšia poloha. Čiastočným nedostatkom metódy je pokles pevnostných vlastností polymérnej malty pri teplotách nad 80 °C.

Vloženie šmykových skrutkovacích kotiev

V posledných rokoch sa na kotvenie síl v betóne používa nový kotviaci prvok, takzvaná skrutkovacia kotva. Kotva si pri skrutkovaní vyreže v betóne vlastný závit. Pri porovnaní s chemickými alebo rozpernými kotvami majú skrutkovacie kotvy pri rovnakej kotevnej dĺžke vyššiu únosnosť. Vykonal sa pilotné skúšky na overenie možnosti zvýšenia šmykovej odolnosti proti pretlačeniu 200 mm hrubých železobetónových stropných dosiek skrutkovacími kotvami TSM B16 a TSM B22 [6]. Skrutkovacie kotvy boli pri experimente umiestnené vo zvislej polohe a porovnávalo sa kotvenie iba skrutkovaním a kom-

b)



The methods in Fig. 2a to 2d can, however, be impractical in many situations, as they require enlarging the support region, or accessing the upper face. They increase the punching shear resistance of flat slabs but not significantly their deformation capacity. For several reasons it is more effective to insert shear bolts (Fig. 2e), inclined anchors (Fig. 2f) or concrete screws (Fig. 5). These methods significantly increase in both the punching shear resistance (ensuring sufficient strength) and the deformation capacity (allowing redistribution of internal forces to avoid progressive collapse). Activation of this systems is simple by tighten the post-installed shear reinforcement.

Post-installation of vertical shear bolts

The shear bolts are installed vertically through the holes drilled in the concrete slabs around the columns. The bolts intersect with the potential punching shear crack, holding the outer part of concrete slab from punching (Fig. 3a). Fig. 3b shows the possible pattern: orthogonal and radial layout of bolts in the concrete slab. The method requires accessing the upper face of the slab which is usually covered by floor or soil.

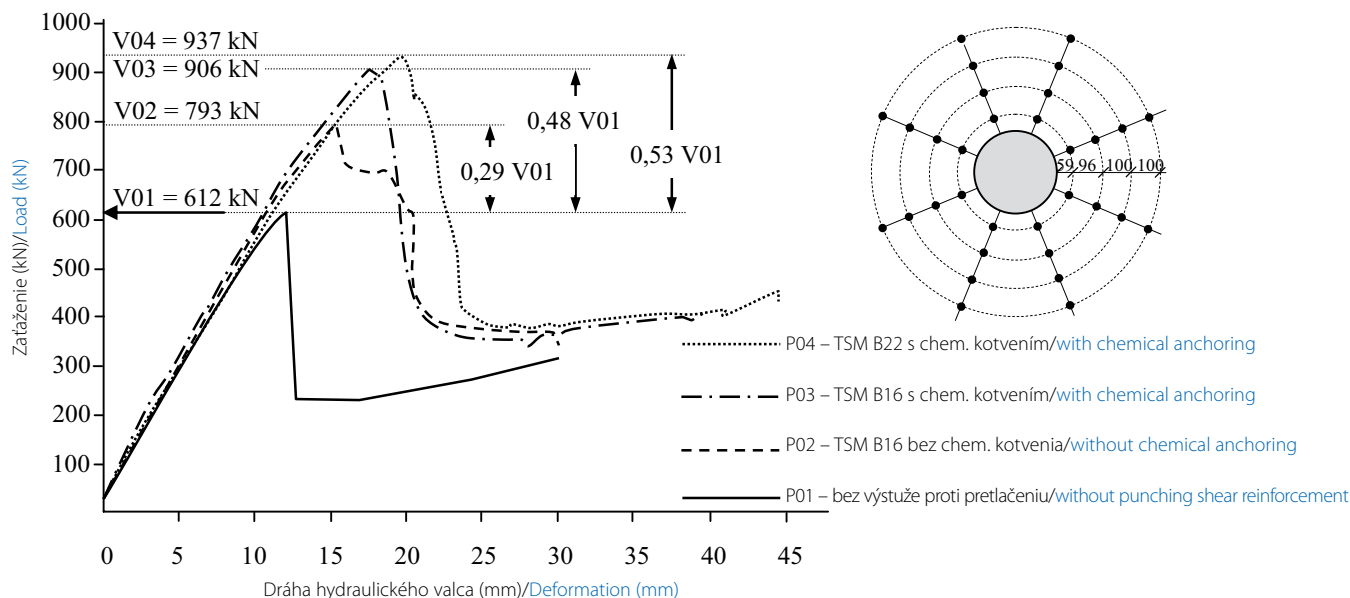
Post-installation of inclined glued shear anchors

Special anchors in combination with an adhesive mortar are used as additional punching shear reinforcement. Inclined shear reinforcement is approximately in the direction of the main tensile stress, which is the most effective position in terms of static. Partial disadvantage of this method is a decrease in strength properties of polymeric mortar at temperatures above 80 °C.

Post-installation of shear concrete screws

In the recent years, quite new anchoring element, a so called concrete screw, is increasingly used to transfer loads to hardened concrete. When screwing, the anchor recesses its own thread in the bore. Compared with chemical or wedge anchors, screw anchors with the same anchorage length have greater resistance. Pilot tests were conducted to verify the possibility of increasing the punching shear resistance of 200 mm thick reinforced concrete slabs with TSM B16 and TSM B22 concrete screw anchors [10]. In experimental investigation, concrete screws were placed in vertical position and anchoring none but by screwing or by its combination with chemical anchoring was compared. In Fig. 5, there are shown diagrams of punching shear resistance of slabs with various applications of concrete screws. From the diagrams it is clear that:

- addition of screw anchors increased the punching shear resistance (612, respectively 793 kN),
- enlarge the diameter of the anchor from 16 to 22 mm had no significant effect (906, respectively 937 kN),
- chemical anchoring significantly increased the punching shear resistance (793, respectively 906 kN).



Obr. 5/ Fig. 5

a) diagramy zaťaženia – posunutie pri skúške šmykovej odolnosti dosiek proti pretlačeniu, b) pôdorysné usporiadanie dodatočne vložených skrutkových kotiev [5]
 a) load-deformation-curves of the shear punching test, b) position of the post-installed concrete screws [5]

bináciou skrutkovania a chemického kotvenia. Na obr. 5 sú diagramy šmykovej odolnosti dosiek s rôznou aplikáciou skrutkových kotiev. Z diagramov je zrejmé, že:

- pridanie skrutkových kotiev zvýšilo odolnosť proti pretlačeniu (612, respektíve 793 kN),
- zväčšenie priemeru kotiev z 16 na 22 mm nemalo výraznejší vplyv (906, respektíve 937 kN),
- použitie chemickej kotvy významne zvýšilo odolnosť proti pretlačeniu (793, respektíve 906 kN).

Záver

V príspevku sa uvádzajú metódy na dodatočné zvýšenia lokálnej odolnosti dosiek proti pretlačeniu. Podrobnejšie sa hodnotia metódy založené na pridaní šmykovej výstuže vo forme zvislých svorníkov, šikmých vlepových kotiev alebo zvislých skrutkových kotiev. Tieto metódy majú výhodu jednoduchej aktivácie vlozenej šmykovej výstuže a významne zvyšujú odolnosť dosiek proti pretlačeniu a ich duktilné post kritické správanie. Rozdiely sú najmä z hľadiska potreby obnaženia horného povrchu dosky, respektíve poklesu odolnosti pri požiari. Pri zvýšenom riziku požiaru treba uprednostniť mechanické kotvenie pomocou zvislých svorníkov alebo skrutkových kotiev. Ak je problémom obnaženie horného povrchu dosky, je výhodnejšie aplikovať skrutkové kotvy, v prípade potreby aj v kombinácii s chemickým kotvením (napríklad v oblastiach s trhlinami).

Literatúra

- [1] Starossek, U.: Progressiver Kollaps von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 4/2005, s. 305 – 317.
- [2] Muttoni, A.: A physical model for design and retrofitting of reinforced concrete slabs against punching. École Polytechnique Fédérale de Lausanne – Suïça.
- [3] Ruiz, M. F. – Muttoni, A. – Kunz, J.: Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement. In: ACI Structural Journal 4/2010, s. 434 – 442.
- [4] Kunz, J. – Ruiz, M. F. – Muttoni, A.: Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement. In: Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds). Londýn: Taylor & Francis Group, 2008, s. 679 – 684.
- [5] Feix, J. – Wörle, P. – Gerhard, A.: Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Durchstanztragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. Bauingenieur April 2012, s. 149 – 155.

Conclusions

The paper presents methods for further increase in local resistance of slabs against punching shear. More detailed evaluation of methods based on post-installation of shear reinforcement in the form of vertical bolts, inclined glued anchors or concrete screws is done. These methods have the advantage in simple activation of the inserted shear reinforcement and significantly increase the punching shear resistance and post critical behaviour of slabs. The differences occur mainly with the needs for accessing the upper slab face, respectively resistance decrease in the event of fire. Mechanical anchoring by vertical bolts or concrete screws should be preferred at increased risk of fire. If accessing the upper face of the slab is the problem, it is preferable to apply the concrete screws, if necessary in combination with chemical anchoring (e.g. at cracked areas).

References

- [1] Starossek, U.: Progressiver Kollaps von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 4/2005, s. 305 – 317.
- [2] Muttoni, A.: A physical model for design and retrofitting of reinforced concrete slabs against punching. École Polytechnique Fédérale de Lausanne – Suïça.
- [3] Ruiz, M. F., Muttoni, A., Kunz, J.: Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement. ACI Structural Journal 4/2010, pp. 434 – 442.
- [4] Kunz, J., Ruiz, M. F., Muttoni, A.: Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement. Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds) © 2008 Taylor & Francis Group, London, pp. 679 – 684.
- [5] Feix, J., Wörle, P., Gerhard, A.: Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Durchstanztragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. Bauingenieur April 2012, s. 149 – 155.



Experimentálne overovanie betónových prvkov zosilňovaných CFRP materiálmi

Full-Scale Testing of Concrete Elements Strengthened with CFRP

Čoraz náročnejšie požiadavky na zvýšenie odolnosti existujúcich stavebných konštrukcií budov, ale aj dopravnej infraštruktúry si vyžadujú overenie najefektívnejších možností zosilňovania týchto konštrukcií. Na tieto účely sa v poslednom období dostáva do popredia použitie kompozitných materiálov. Možnosti ich využitia a správanie sa pri rôznych kombináciách namáhání nie sú doposiaľ dostatočne experimentálne overené. Aj vzhľadom na tento fakt je časť výskumu na Katedre betónových konštrukcií a mostov na Stavebnej fakulte STU v Bratislave zameraná na túto oblasť.

Increasingly challenging requirements to increase the resistance of existing structures of buildings but also transportation infrastructure require verification of the most effective strengthening technique possibilities. For this purpose, recently the use of composite materials comes to the fore. Their applicability and behavior in different combinations of actions are not sufficiently experimentally verified yet. Also due to this fact, a part of the research at the Department of concrete structures and bridges at the Faculty of Civil Engineering of Slovak University of Technology in Bratislava is focused this way.



Obr. 1 Skúšobná zostava krátkych stĺpov (nezosilnený a zosilnený stĺp)
Fig. 1 Test setup for short columns (non-strengthened and strengthened column)

Fiber Reinforced Polymers (FRP) owe for the extension of their use particularly the high tensile capacity in a small cross-sectional area, low weight and corrosion resistance. For structural strengthening of load-bearing structures the most common one is the combination of reinforcing carbon fibers and epoxy resin.

The two most used methods of strengthening with fiber reinforced polymers are bonding of strips to the surface or near the surface (NSMR) of structural element and the sheet (in one or in two directions woven) laminated to the epoxy resin on the site. Method of bonding polymer strips to the surface of structural elements is used for strengthening both the horizontal and vertical structural elements; lamination of sheet in the form of wrapping is applied to columns or shear strengthening of beams [1].

The experimental research

Experimental research on possibilities of CFRP strengthening of concrete structures started at the Department of Concrete Structures and Bridges at the Faculty of Civil Engineering of the Slovak University of Technology in Bratislava in 2006. Short and slender reinforced concrete columns loaded statically and reinforced concrete beams to the dynamic effects of impact load were the subjects of research. The aim was to verify the strengthening efficiency and capacity utilization of CFRP materials for various structural elements and stress ways.

In a series of short columns, 12 specimens (cross-section of 250 × 250 mm, length of 1.5 m) were tested in four groups: non-strengthened reference specimens, specimens strengthened with CFRP strips in grooves, confinement by CFRP sheet and combination of these two methods. Columns were loaded by vertical axial force of a constant value and by a horizontal force the value of which increased to column failure and changed alternately from tensile to compressive forces (Fig. 1) [2].

In second series, 8 full-scale slender columns were tested (cross-section of 150 × 210 mm, length of 4 m). The specimens of this series were divided to same groups like mentioned before. The behavior of specimens at gradually increasing compressive force acting at initial end eccentricity 40 mm was monitored (Fig. 2) [3].

Polyméry vystužené vláknami (Fiber Reinforced Polymers = FRP) vďaka za rozšírenie svojho použitia najmä vysokej ťahovej kapacity pri malej prierezovej ploche, nízkej hmotnosti a koróznej odolnosti. Pri statickom zosilňovaní nosných konštrukcií je najpoužívanejšia kombinácia výstužných uhlíkových vlákien a epoxidovej živice.

Dve najpoužívanejšie metódy zosilňovania polymérmi vystuženými vláknami sú lepenie lamiel na povrch alebo blízko povrchu (Near Surface Mounted Reinforcement = NSMR) konštrukčného prvku a lepenie tkaniny, respektíve rohože (tkanej v jednom, respektíve oboch smeroch), ktorá je laminovaná priamo na mieste do laminačnej epoxidovej živice. Spôsob lepenia polymérnych lamiel na povrch konštrukčných prvkov sa využíva pri zosilňovaní vodorovných aj zvislých nosných prvkov, laminácia tkaniny sa formou ovinutia aplikuje najmä na stĺpy, prípadne šmykové zosilnenie nosníkov [1].

Realizovaný experimentálny výskum

Experimentálny program zameraný na skúmanie možností využitia CFRP materiálov na zosilňovanie betónových konštrukcií sa na Katedre betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave začal v roku 2006. Predmetom skúmania boli krátke a štíhle železobetónové stĺpy zaťažované staticky a železobetónové nosníky testované na dynamické účinky nárazového zaťaženia. Cieľom bolo preveriť účinnosť zosilňovania a využiť kapacitu CFRP materiálov na rôzne nosné prvky a spôsoby namáhania.

V sérii krátkych stĺpov sa odskúšalo 12 vzoriek (prierez 250×250 mm, dĺžka 1,5 m) v štyroch podskupinách – referenčné nezosilnené vzorky, vzorky zosilnené CFRP lamelami v drážkach, ovinutím CFRP tkaninou a kombináciou týchto dvoch metód. Stĺpy boli namáhané zvislou normálovou silou s konštantnou hodnotou a vodorovnou silou, ktorej hodnota postupne narastala až do porušenia stĺpa a menila sa striedavo z tlakovej sily na ťahovú (obr. 1) [2].

V druhej sérii sa skúšalo osem štíhlych stĺpov v reálnej veľkosti (prierez 150×210 mm, dĺžka 4 m). Aj vzorky tejto série boli rozdelené na rovnaké podskupiny, ako je uvedené vyššie. Sledovalo sa správanie vzoriek pri postupnom zvyšovaní tlakovej sily, pôsobiacej na počiatkovej excentricite 40 mm (obr. 2) [3].

In the last series, completed in the first half of 2013, 10 beams were tested (cross-section of 200×200 mm, length of 2.2 m) to the impact load simulated by fall of weight of a weight of 118 kg from heights 0.15 to 2.4 m (Fig. 3) [4].

In each series of specimens the deflection of element and strains in materials were measured during loading. Based on the measured values, the resistance of specimens and so the strengthening effects were determined. Beyond the determination of the basic increase in resistance it was possible to evaluate the rate of utilization of CFRP materials in reinforced cross-sections.

Numerical analysis

The results of experimental measurements were compared with the results of theoretical and numerical analysis on which it is possible to determine the most appropriate models offsetting the effects of strengthening usable in everyday design practice.

The strengthening with CFRP strips in grooves can be considered as additional reinforcement with corresponding characteristics and diagram $\sigma-\epsilon$, and it must be taken into account that at the time of strengthening the cross-section is already loaded on the certain load level. When strengthening, it is recommended for the structure to be maximally unloaded for better strips activation.

Strengthening with CFRP sheet confinement in transverse direction can be assumed by increased concrete strength in tri-axial state of stress and by change of diagram $\sigma-\epsilon$.

For structures subjected to dynamic effects of impact load is also necessary to modify the material properties of the basic materials (concrete, reinforcement), whereas they show greater strength than under static load. This effect can be taken into account by Dynamic Increase Factor (DIF), which can be expressed in terms of the expected rate of change of strain at a dynamic action. The values of strengths of materials are then multiplied by DIF factor. Limit strains do not change. For usual dynamic actions, like impacts are, the values of DIF factors are of about 1.2 [5].



Obr. 2 Skúšobná zostava štíhlych stĺpov (nezosilnený a zosilnený stĺp)

Fig. 2 Test setup for slender columns (non-strengthened and strengthened column)



Obr. 3 Skúšobná zostava nosníkov zatažených nárazovým zatažením (nezosilnený a zosilnený nosník)
Fig. 3 Test setup for beams under impact load (non-strengthened and strengthened beam)

V poslednej sérii ukončenej v prvej polovici roka 2013 sa odskúšalo 10 nosníkov (prierez 200×200 mm, dĺžka 2,2 m) na účinky nárazového zataženia simulovaného pádom závažia s hmotnosťou 118 kg z výšky 0,15 až 2,4 m (obr. 3) [4].

V každej sérii vzoriek sa merali deformácie prvku a pomerné pretvorenia materiálov pri zaťažovaní. Na základe nameraných hodnôt bola stanovená odolnosť jednotlivých vzoriek a tým efekt zosilnenia. Okrem stanovenia základného zvýšenia odolnosti bolo možné vyhodnotiť aj mieru využitia CFRP materiálov v zosilnených prierezoch.

Výpočtová analýza

Výsledky experimentálnych meraní sa porovnávali s výsledkami teoretickej a numerickej analýzy, na základe ktorých možno stanoviť najvhodnejšie modely započítavania účinkov zosilnenia použiteľné v bežnej projekčnej praxi.

Zosilnenie CFRP lamelami v drážkach v smere osi zosilňovaného prvku môže byť pri výpočte odolnosti uvažované ako prídavná výstuž s príslušnými vlastnosťami a diagramom $\sigma - \varepsilon$, pričom sa musí vziať do úvahy, že prierez je v čase zosilňovania už zatažený na istú hladinu zataženia. Z dôvodu lepšej aktivácie lamiel sa pri zosilňovaní odporúča maximálne odľahčenie konštrukcie.

Zosilnenie ovinutím CFRP tkaninou v priečnom smere môže byť pri výpočte uvažované zvýšením pevnosti betónu v trojosovom stave namáhania a zmenou diagramu $\sigma - \varepsilon$.

Pri konštrukciách namáhaných dynamickými účinkami nárazového zataženia je navyše potrebné upraviť materiálové vlastnosti základných materiálov (betón, výstuž), keďže vykazujú väčšiu pevnosť ako pri statickom zaťažení. Tento efekt sa dá zohľadniť zvyšujúcim sa dynamickým faktorom (Dynamic Increase Factor = DIF), ktorý možno vyjadriť na základe predpokladanej rýchlosti zmeny pomerného pretvorenia pri dynamickom deji. Súčiniteľom DIF sa potom vynásobia hodnoty pevnosti jednotlivých materiálov. Medzné pomerné pretvorenia sa nemenia. Pri bežných dynamických dejoch, akými sú nárazy, sú hodnoty súčiniteľov DIF okolo 1,2 [5].

Výsledky meraní

Z výsledkov experimentálnych meraní podložených teoretickou štúdiou jednoznačne vyplýva rozdiel v účinku CFRP materiálov pri jednotlivých nosných prvkoch v závislosti od prevládajúceho spôsobu namáhania. Pri statickom namáhaní stĺpov sa zistilo, že účinok priečneho ovinutia CFRP tkaninou je najvýraznejší pri prevažne tlakovom namáhaní krátkych stĺpov. Prírastok na odolnosti bol 16 % – pri krátkom stĺpe (štíhlosť = 21) pri konštantnej tlakovej sile na úrovni 40 % tlakovej odolnosti a 10 % pri sile na úrovni 16 % tlakovej odolnosti. Pri prevažne ohybovom namáhaní štíhleho stĺpa (štíhlosť = 94) s tlakovou silou na úrovni 20 % tlakovej odolnosti sa odolnosť stĺpa zvýšila o 2 % pri ovinutí CFRP tkaninou a 13 % pri zosilnení CFRP lamela-

Experimental results

The results of experimental measurements confirmed by the theoretical study clearly show the difference in the effect of CFRP materials in various structural elements depending on the prevailing way of stress. For columns subjected to static loading, it was found, that the effect of transverse CFRP sheet wrapping is the most significant one in predominantly compressive loading of short columns. The increase in resistance was 16 % for short column (slenderness = 21) at the constant compressive force at the level of 40 % of axial resistance and 10 % at the force at the level of 16 % of axial resistance. In predominantly bending stress of slender columns (slenderness = 94) with compressive force at 20 % axial resistance, the increase in column resistance was 2 % in the case of strengthening by CFRP sheet confinement and 13 % for strengthening with CFRP strips representing reinforcement ratio of 0.3 %. CFRP strips bonded into the grooves in concrete cover along the axis of the element are more effective in the tensile area, thus in predominantly bending stress of the cross-section.

At the dynamic effects of impact load on beams, the greatest effect on increasing in resistance, found out by theoretical analysis and confirmed by experiment, was achieved by adding CFRP strips into grooves. CFRP sheet confinement had a relatively small effect on the increase in resistance, but it had a more significant effect on the resistance to crushing of concrete at the impact load. Compared to specimens without wrapping, concrete under impact remained solid even though it was probably exceeded the limit strain of concrete in compression. Resistance of the beam has increased by 21 % at the strengthening by CFRP strips in grooves (with a reinforcement ratio of 0.2 %) and by 30 % at combination of strips with CFRP sheet wrapping in two layers.

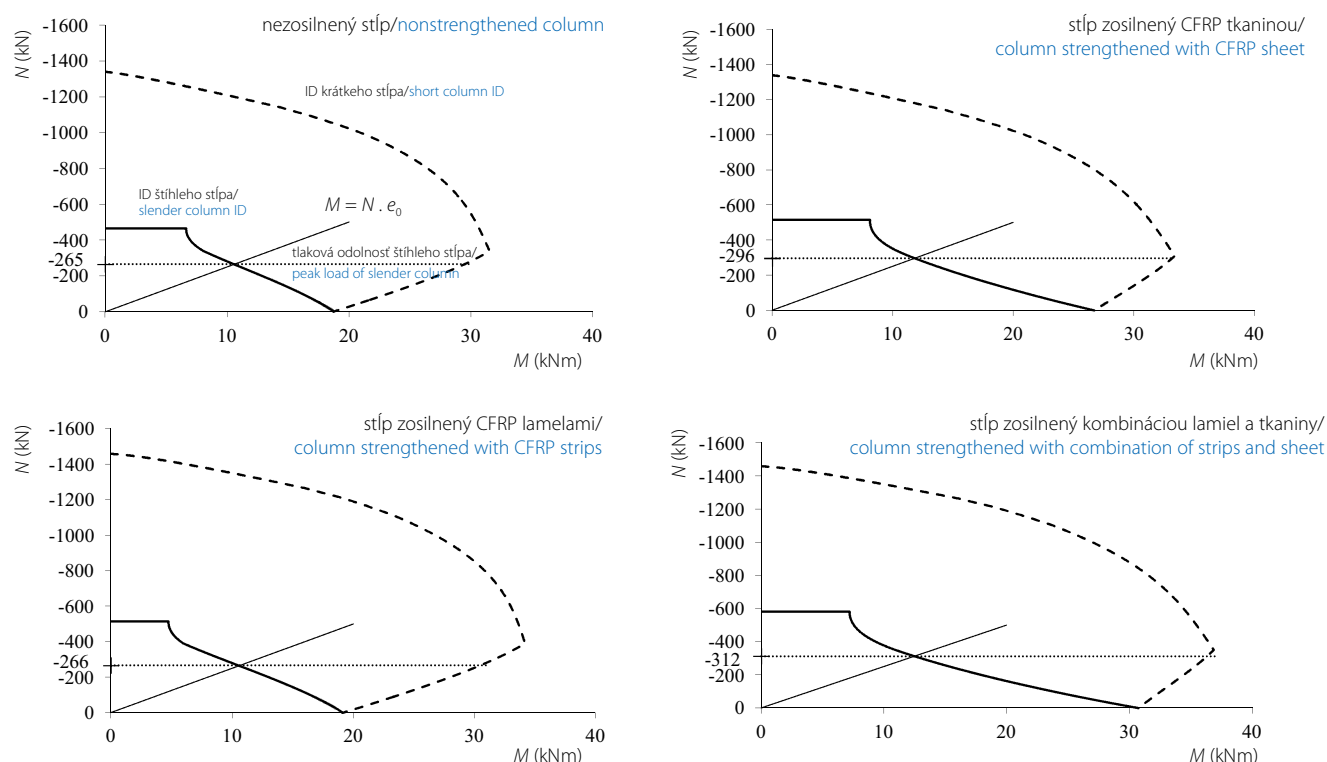
Full use of CFRP materials was demonstrated only under dynamic effects of impact loads. Neither in slender nor in short columns the strains at rupture of CFRP strips reached the values from tension test. The ratio of strains at rupture to the ultimate strain in the uniaxial tests was about 0.2 for loading by normal force at the level of about 20 % of axial resistance in slender columns and 0.4 for lower loading levels (16 %) in short columns.

In beams under impact load the strain levels from tension test were achieved. This may be due to pure bending stress (without compressive force) but also to dynamic action.

Conclusions

The effectiveness of CFRP materials is largely dependent on type of stress of strengthened element.

Short columns are loaded by predominant compressive stress. Confinement effect of a transverse CFRP sheet is most active than adding CFRP strips into grooves in concrete cover along the column



Obr. 4 Porovnanie výsledkov (interakčných diagramov) teoretickej analýzy stĺpov
Fig. 4 Comparison of results (interaction diagrams) of theoretical analysis of columns

mi, ktoré predstavovali stupeň vystuženia 0,3 %. CFRP lamely lepené do drážok v betónovej krycej vrstve pozdĺž osi prvku sú účinnejšie v ťahanej oblasti, teda pri prevažne ohybovom namáhaní prierezu.

Pri dynamických účinkoch nárazového zaťaženia nosníkov sa najväčší účinok na zvýšenie odolnosti, zistený teoretickou analýzou a potvrdený aj experimentom, dosiahol pridaním CFRP lamiel v drážkach. Ovinutie vzoriek CFRP tkaninou malo pomerne malý účinok na zvýšenie odolnosti, malo však významnejší účinok na odolnosť vzoriek proti rozdrveniu betónu pri nárazovom zaťažení. Oproti vzorkám nezosilneným ovinutím zostal betón pri náraze celistvý, aj keď bolo pravdepodobne prekročené medzné pretvorenie betónu v tlaku. Odolnosť nosníka sa pri zosilnení CFRP lamelami v drážkach (so stupňom vystuženia 0,2 %) zvýšila o 21 % a pri kombinácii lamiel s ovinutím CFRP tkaninou vo dvoch vrstvách o 30 %.

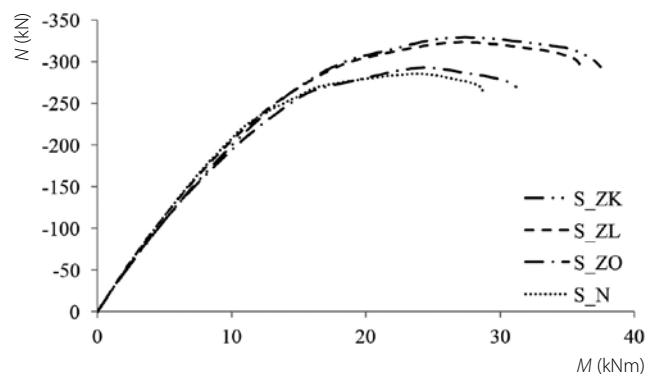
Plné využitie CFRP materiálov sa preukázalo len pri dynamických účinkoch nárazového zaťaženia. Pomerné pretvorenia CFRP lamiel pri porušení nedosahovali pevnosť v ťahu získanú z ťahovej skúšky pri statickom namáhaní krátkych ani štíhlych stĺpov. Pomer pretvorenia pri porušení k limitným pretvoreniam z ťahovej skúšky bol 0,2 pri zaťažovaní osovou tlakovou silou na úrovni 20 % tlakovej odolnosti pri štíhlych stĺpoch a 0,4 pri nižších úrovniach tlakového namáhania (16 %) pri krátkych stĺpoch.

Pri nosníkoch sa pri nárazovom zaťažení dosiahli hodnoty pomerných pretvorení ako pri ťahovej skúške. Môže to byť dôsledkom čistého ohybového namáhania (bez tlakovej sily), ale aj dynamického deja.

Záver

Účinnosť využitia CFRP materiálov je vo veľkej miere závislá od spôsobu namáhania zosilňovaného prvku.

Krátke stĺpy sú namáhané v oblasti prevládajúceho tlaku. Zvýšenie odolnosti priečnym ovinutím CFRP tkaninou je preto účinnejšie ako pridanie CFRP lamiel do drážok v betónovej krycej vrstve v smere osi stĺpa. Účinky druhého rádu pri štíhlych stĺpoch spôsobujú zvýšenie ohybového momentu pri určitej hodnote tlakovej sily. Spôsob namáhania sa presúva do ohybovej oblasti – väčší efekt na zvýšenie odolnosti štíhlych stĺpov má preto pridanie pozdĺžnych CFRP lamiel v drážkach. Rovnako výraznejší účinok CFRP lamiel sa zistil aj pri nos-

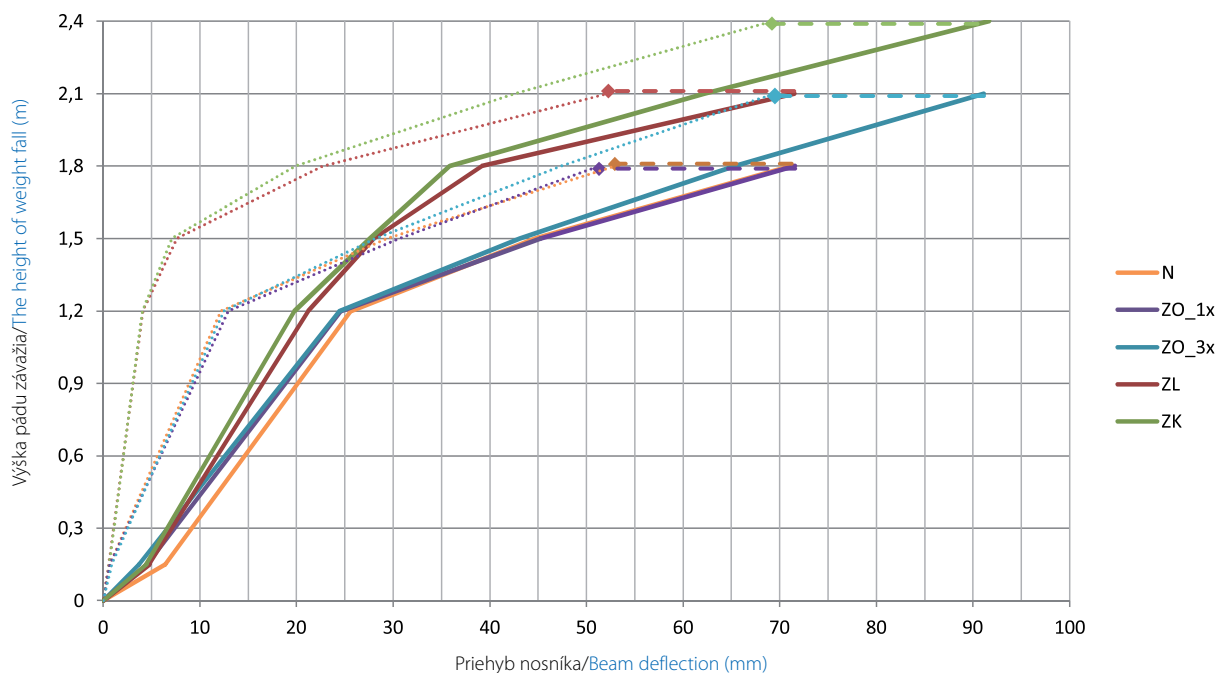


Obr. 5 Zvýšenie odolnosti štíhlych stĺpov – výsledky experimentu
Fig. 5 Increase in resistance in slender columns – experimental results
S_ZK – stĺp zosilnený kombináciou lamiel a tkaniny, S_ZL – stĺp zosilnený CFRP lamelami, S_ZO – stĺp zosilnený ovinutím, S_N – nezosilnený stĺp
S_ZK – column strengthened with combination of strips and sheet, S_ZL – column strengthened with CFRP strips, S_ZO – column strengthened with confinement, S_N – non-strengthened column

axis. Second-order effects at slender columns cause an increase in bending moment at the same value of the compressive force. The type of stress moves to bending part – significant effect on slender columns resistance increase is achieved by NSM CFRP strips mounted longitudinally along the column axis. Equally significant effect of CFRP strips was observed even in beams subjected to bending under dynamic effects of impact loads.

Measured values of CFRP strip strains at rupture during static loading are of about 2.5- to 5-times lower than ultimate strains from uniaxial tension test. This reduction is attributed to the combined loading by compressive force and bending moment.

Under dynamic effects of impact load the full capacity utilization of CFRP strips was observed, therefore it is possible to recom-



Obr. 6 Porovnanie účinkov zosilnenia na nosníky

Fig. 6 Comparison of strengthening effect on beams

N – nezosilnený stĺp, ZO_1x – stĺp zosilnený ovinutím v jednej vrstve, ZO_3x – stĺp zosilnený ovinutím v troch vrstvách, ZL – stĺp zosilnený CFRP lamelami, ZK – stĺp zosilnený kombináciou lamiel a tkaniny

plná čiara – maximálny priehyb

čiarkovaná čiara – zostatkový priehyb

N – non-strengthened column, ZO_1x – column strengthened with confinement in one layer, ZO_3x – column strengthened with confinement in three layers, ZL – column strengthened with CFRP strips, ZK – column strengthened with combination of strips and sheet
continuous line applies for maximal deflection, dashed for residual deflection

níkok namáhaných ohybom pri dynamických účinkoch nárazového zaťaženia.

Namerané hodnoty pomerných pretvorení CFRP lamiel pri porušení boli pri statickom namáhaní 2,5- až 5-krát nižšie ako limitné hodnoty zistené pri ťahovej skúške. Táto redukcia je pripisovaná kombinovanému zaťažovaniu tlakovou silou a ohybovým momentom.

Pri dynamických účinkoch nárazového zaťaženia sa preukázalo plné využitie CFRP lamiel, preto ich možno v plnej miere odporučiť na využitie zosilňovania odolnosti proti nárazovým zaťaženiám. Využitie CFRP tkaniny zabezpečí lepšie spolupôsobenie a celistvosť priezov a možno ju odporučiť najmä na zvýšenie odolnosti a deformačnej kapacity prvkov namáhaných prevažne tlakom.

Tento článok vznikol v rámci a s podporou výskumného projektu VEGA č. 1/0784/12 „Holistické navrhovanie a overovanie betónových konštrukcií“ a projektu „Analýza využitia kapacity CFRP lamiel v železobetónovom priereze“ v rámci Programu na podporu mladých výskumníkov na STU v Bratislave.

Literatúra

- [1] Bilčík, J. – Gajdošová, K. – Brondoš, J.: Zosilnenie stĺpov FRP materiálmi. In: SANACE 2013 : Sborník přednášek XXIII. mezinárodní symposium, Brno, ČR, 15. – 17. 5. 2013. Brno: Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, 2013, s. 30 – 35 (dostupné v slovenčine).
- [2] Olivová, K.: Zosilňovanie betónových stĺpov lamelami a tkaninou z uhlíkových vláken. Dizertačná práca. Bratislava, 2007, 207 s.
- [3] Gajdošová, K.: Zosilňovanie štíhlych železobetónových stĺpov použitím polymérov vystužených vláknami. Dizertačná práca. Bratislava, 2010, 115 s.
- [4] Brondoš, J.: Zosilňovanie betónových prvkov CFRP materiálmi na nárazové zaťaženie. Dizertačná práca. Bratislava, 2013, 91 s.
- [5] Kishi, N. – Mikami, H.: Empirical Formulas for Designing Reinforced Concrete Beams under Impact Loading. In: ACI Structural Journal, ročník 109, 2012, č. 4, s. 509 – 520.

mend them fully for use in strengthening to the effects of impact load. The use of CFRP sheet ensures better interaction and integrity of cross-sections and can be recommend especially to the increase in strength and deformation capacity of elements subjected to predominant compression.

The research described in this paper was developed within and with the support of research project VEGA No. 1/0784/12 "Holistic design and verification of concrete structures" and a research project "Analysis of capacity utilization of CFRP strips in reinforced concrete cross-section" within the Program to support young researchers at Slovak University of Technology in Bratislava.

References

- [1] Bilčík, J. – Gajdošová, K. – Brondoš, J.: Strengthening of columns by FRP materials. In: SANACE 2013 : Proceeding XXIII. international symposium, Brno, Czech Republic, 15. – 17. 5. 2013. Brno : Association for rehabilitation of concrete structures, 2013, p. 30 – 35. (in Slovak)
- [2] Olivová, K.: Strengthening of concrete columns by strips and sheet from carbon fibers : Dissertation thesis. Bratislava, 2007, 207 pp. (in Slovak)
- [3] Gajdošová, K.: Strengthening of slender concrete columns with the use of fiber reinforced polymers : Dissertation thesis. Bratislava, 2010, 115 pp. (in Slovak)
- [4] Brondoš, J.: CFRP materials strengthening of concrete members under impact load : Dissertation thesis. Bratislava, 2013, 91 pp. (in Slovak)
- [5] Kishi, N. – Mikami, H.: Empirical Formulas for Designing Reinforced Concrete Beams under Impact Loading. In: ACI Structural Journal, volume 109, 2012, issue 4, p. 509 – 520.



Jaroslav Halvoník – Juraj Dolnák

Dlhodobé straty predpätia v prvkoch vyrobených z vysokohodnotného betónu

Longterm Prestress Losses in Pretensioned Members Cast from HPC

Príspevok je venovaný výsledkom experimentálneho programu, ktorý bol zameraný na monitorovanie strát predpätia v nosníkoch vyrobených z betónu pevnostnej triedy C 40/50 a vysokohodnotného betónu C 70/85. Všetky experimentálne nosníky boli predopnuté rovnakou predpínacou silou dosiahnutou štyrmi vopred predpätými lanami. Na meranie predpínacej sily sa použili elastomagnetické snímače osadené priamo na predpínacie láná. Pomerné pretvorenia betónu sa merali citlivými strunovými tenzometrami zabetonovanými v nosníkoch. Nosníky boli umiestnené na skládke na otvorenom priestore, aby sa simulovali teplotné a vlhkostné podmienky podobné podmienkam konštrukcií betónových mostov. Získané výsledky meraní sa potom porovnali s výsledkami z teoretických analýz, pri ktorých sa použili tri rôzne reologické modely na predikciu dotvarovania a zmršťovania betónu prevzaté z EC2 a Model Codu 2010.



Obr. 1 Mostná estakáda na diaľnici D1 pri meste Poprad z predpätých nosníkov DPS-VP-I04

Fig. 1 Motorway D1 multi-span slab-on-girder bridge at Poprad

Použitie vysokohodnotného betónu na Slovensku je stále veľmi obmedzené, a to najmä z dôvodu vyššej ceny v porovnaní s obyčajným betónom. Sústreďuje sa hlavne na výrobu niektorých prefabrikovaných prvkov, ktoré sú buď silne namáhané, alebo sú vystavené veľmi nepriaznivým podmienkam prostredia, napríklad kontajnery na uloženie rádioaktívneho odpadu z jadrových elektrární. Zatiaľ najširšie uplatnenie vysokohodnotného betónu (ďalej VHB) v praxi bolo spojené s výstavbou mostných estakád z predpätých prefabrikovaných nosníkov spriahnutých so železobetónovou doskou (obr. 1). Predpäté prefabrikované nosníky sa vyrábali z betónu pevnostnej triedy C 55/67, nie však z dôvodu uplatnenia vlastností VHB, ale urýchlenia výroby, keďže umožňovali vnesenie predpätia už po 18 hodinách po betonáži, kým nosníky navrhnuté pôvodne z betónu C 45/55 umožnili vnesenie predpätia až 36 hodín po betonáži.

S cieľom overiť možnosti použitia VHB na výrobu prefabrikovaných mostných nosníkov sa uskutočnil experimentálny program zameraný na pôsobenie predpätých prvkov vyrobených z VHB. Pôsobenie prvkov z VHB sa porovnávalo s pôsobením nosníkov vyrobených z obyčajného betónu, ktorý sa používa bežne na výrobu predpätých prvkov. Získané výsledky meraní sa použili aj na overenie výpočtových modelov na predikciu strát predpätia, ktoré sú v normách EN 1992-1-1, EN 1992-2 a Model Code 2010.

This paper deals with results of experimental program which is focused on the monitoring of prestress losses in experimental beams cast with normal concrete C 40/50 and high performance concrete C 70/85. All beams were subjected to the same prestressing force initiated by four pre-tensioned strands. Experimental beams were equipped by elastomagnetic sensors which were embedded on the strands for measuring of prestressing forces. Concrete strains were measured by sensitive strain gauges embedded in the beams. Beams were placed outside the facility in order to simulate similar weather conditions as precast girders used for construction of concrete bridges have. Obtained results of measurements were compared to theoretical values predicted by three different rheological models introduced in Eurocode 2 and Model Code 2010.

Application of high performance concrete in Slovakia is still limited particularly due to its price compared with a normal concrete. It concentrates mainly on manufacturing of some precast structural elements subjected to high loading level or to the extreme exposure conditions, e.g. containments for nuclear power plant waste.

The largest application of HPC in Slovakia was connected with the construction of motorway bridges composed of prestressed precast beams with reinforced concrete topping (slab-on-girder bridges) (Fig. 1). However, precast beams were not cast from HPC to employ its excellent properties like high strength or outstanding durability here but for the acceleration of manufacturing processes. Pre-tensioned bridge beams were originally designed from normal concrete C 45/55 which allowed prestress transfer 36 hours after beam casting. Using of high performance concrete C 55/67 enabled prestress transfer just 18 hours after casting.

In order to promote applications with HPC for manufacturing of prestressed precast bridge girders in larger scale an experimental program focused on the behavior of structural elements cast from normal and high performance concrete subjected to prestressing forces was carried out. Obtained measurements were also used for verification of models for prediction of prestress losses which are introduced in Eurocode 2 and Model Code 2010.

Description of the experimental program

Precast beams

Testing specimens consist of 8 pre-tensioned precast beams. Four beams were cast from normal concrete C 40/50 and four other ones from high-performance concrete C 70/85 (Fig. 2). Beams were subjected to the same prestressing force at prestress transfer. Prestressing was initiated by four low-relaxation strands $\varnothing$ Ls12.5 mm/1770 MPa. The length of the beams is 2.5 m in order to ensure full transfer of prestressing force into the beams at mid-span section. The cross-section is a rectangle with dimensions of 180 × 140 mm. The applied



Obr. 2 Predpäté prefabrikované nosníky na skládke
Fig. 2 Prestressed beams at the storage yard

force was nearly 500 kN at prestress transfer and compressive stresses in concrete reached 18 MPa, which is the common value in currently used bridge girders. Prestressed transfer was scheduled 5 days after casting.

Concrete specimens

Together with beams many different specimens were cast for investigation of the relevant material properties. Cubes $150 \times 150 \times 150$ mm and cylinders 150×300 mm were cast for measuring compressive strength and prisms $100 \times 100 \times 400$ mm for measuring Young's modulus of elasticity. In order to determine rheological properties 12 prism specimens were cast having the same cross-section as prestressed beams. Six specimens were used for measuring shrinkage (three for each concrete type) and six specimens for measuring creep. The specimens for creep investigation were subjected to controlled axial load maintained by four rigid springs, see set-up in Fig. 3. Specimens were loaded by 380 kN axial load which is the value close to the level of prestressing force in the beams after prestress loss due to elastic shortening of concrete. Set-ups for both NC and HPC were then located next to the prestressed beams.

Measuring devices

One elastomagnetic sensor PSS16 for monitoring prestressing forces was installed in each beam at mid-span section (Fig. 4). It means each strand was equipped with two sensors. Strain gauges of type EDS-20V-E were used in four beams at mid-span for monitoring concrete strains. Other four strain gauges were installed in the specimens used for measuring concrete rheology.

Concrete strains were also measured by removable deformeters with a length of the base of 400 mm. Each prestressed beam and each specimen for measuring concrete rheology has four bases.

Ambient weather conditions are being monitored with DTHL HydrologgPro device where relative humidity and temperature of air have been recorded from the time of beam casting till now (the



Obr. 3 Zostava na meranie dotvarovania betónu
Fig. 3 Set-up for measuring creep



Opis experimentálneho programu

Prefabrikované nosníky

Skúšobné prvky tvorilo spolu osem dodatočne predpätých prefabrikovaných nosníkov. Štyri nosníky boli vyrobené z obyčajného betónu C 40/50 a štyri nosníky z vysokohodnotného betónu C 70/85 (obr. 2). Nosníky boli predpäté štyrmi lanami $\varnothing$ Ls12,5 mm/1770 MPa, každé lano malo prierezovú plochu 91,3 mm². Dĺžka nosníkov (2,5 m) bola navrhnutá tak, aby sa zaistilo plné vnesenie predpínacej sily súdržnosťou. Pričný rez nosníkov je obdĺžnikový s rozmermi 180 × 140 mm. Veľkosť vnesenej predpínacej sily bola 500 kN, pričom tlakové normálové napätie v priereze nosníka dosiahlo hodnotu 18 MPa. Ide o hodnotu napätia, ktorá je bežná pri predpätých mostných nosníkoch používaných v súčasnosti. Predpätie bolo vnesené 5 dní po betonáži nosníkov.

Betónové vzorky

Spolu s nosníkmi boli vybetónované ďalšie betónové vzorky slúžiace na overenie materiálových vlastností použitých typov betónu. Na účely zistenia pevnosti betónu boli vyrobené kocky 150 × 150 × 150 mm a valce 150 × 300 mm, na zistenie modulov pružnosti hranoly 100 × 100 × 400 mm. Reologické vlastnosti betónu sa zisťovali na 12 hranoloch, ktoré mali rovnaký pričný rez a vystuženie ako predpäté nosníky. Šesť vzoriek sa použilo na meranie zmršťovania, tri na každý typ betónu a šesť vzoriek na meranie dotvarovania betónu. Vzorky na dotvarovanie boli zaťažené kontrolovanou osovou silou 380 kN, ktorá bola v sústave udržiavaná štyrmi tuhými pružinami (obr. 3). Aplikovaná osová sila mala hodnotu blízku úrovni predpínacej sily po prebehnutí straty z pružného pretvorenia betónu. Všetky vzorky sa potom umiestnili v blízkosti predpätých nosníkov.

Meracie prostriedky

Jeden elastomagnetický snímač PSS16 bol vždy umiestnený v jednom nosníku v strede rozpätia (obr. 4). To znamená, že na každé lano boli osadené dva snímače. Pomerné pretvorenia betónu v strede rozpätia sa merali strunovými tenzometrami EDS-20V-E. Použili sa štyri tenzometre umiestnené v dvoch nosníkoch z betónu C 40/50 a v dvoch z betónu C 70/85. Ďalšie dva tenzometre boli umiestnené vo vzorkách na meranie dotvarovania a dva na meranie zmršťovania.

Pomerné pretvorenia betónu sa merali aj prílohným deformetrom s dĺžkou základne 400 mm. Na každom nosníku boli vytvorené tri a na vzorkách štyri meracie základne. Relatívna vlhkosť a teplota prostredia sa merali zariadením DTHL HydrologgPro, ktoré kontinuálne zaznamenáva tieto údaje. Teplota betónu sa snímala pomocou EM snímačov a tenzometrov.

Výsledky meraní

Materiálové vlastnosti betónu

Vlastnosti betónu sa testovali z hľadiska pevnosti betónu v tlaku, modulu pružnosti, dotvarovania a zmršťovania. Kocková pevnosť betónu v čase transferu predpätia bola 40 MPa v prípade obyčajného a 68 MPa v prípade VHB. Pevnostné a deformačné vlastnosti betónu po 28 dňoch sú zhrnuté v tab. 1. Na základe štatistického vyhodnotenia bola charakteristická hodnota kockovej pevnosti 52,6 MPa pre obyčajný a 86,2 MPa pre VHB.

Tab. 1 Materiálové vlastnosti použitých typov betónu

Tab. 1 Material properties of used concrete

Vzorka/ Specimen	C 40/50		C 70/85	
	Kocková pevnosť/ Cube strength	Modul pružnosti/ Modulus	Kocková pevnosť/ Cube strength	Modul pružnosti/ Modulus
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
#1	53,0	31,920	94,5	40,780
#2	53,5	34,827	97,5	39,959
#3	53,0	33,954	89,5	40,032
Priemer/Average	53,2	33,568	93,8	40,256



Obr. 4 EM snímač a strunový tenzometer vložený do nosníka

Fig. 4 Elastomagnetic sensor and strain gauge embedded in a beam

measurements are ongoing). Temperature of the concrete is measured by strain gauges embedded in the beams.

Obtained results

Material properties

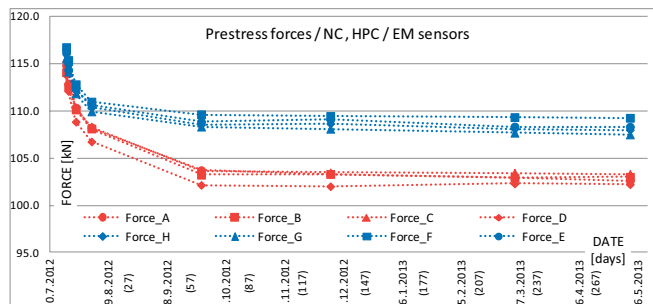
The material properties tested for concrete were compressive strength, modulus of elasticity, creep and shrinkage. Cube strength of concrete at time of prestress transfer was 40 MPa for normal concrete and 68 MPa for HPC. Measured properties of concrete at the age of 28 days are summarized in Tab. 1. Based on statistical evaluation characteristic cube compressive strength was 52.6 MPa for normal concrete and 86.2 MPa for high strength concrete.

Prestress losses

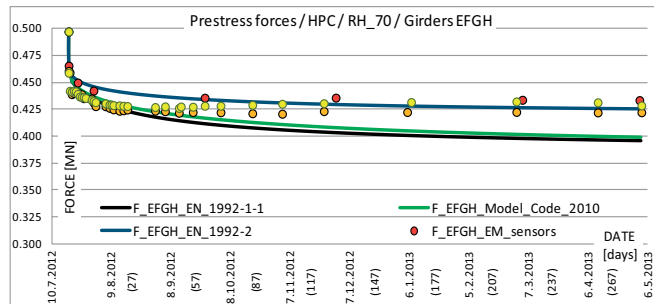
Changes of prestressing force were measured in each strand by EM sensors since their stressing at prestressing bed until now. Strain gauges embedded in beams enable to measure prestress losses indirectly, based on the assumption of deformation compatibility between concrete and prestressing tendon. Development of prestressing force in individual strands measured by EM sensors for both NC and HPC concrete is shown in Fig. 5.

NC concrete is shown by red polyline and HPC by blue polyline. Average prestress losses at time of the latest measurement related to the prestressing forces at time of prestress transfer were 17.9 % in NC and 12.8 % in HPC. The changes of prestressing force include immediate losses due to elastic shortening of concrete (8.5 % for NC and 6.4 % for HPC) and long-term losses due to relaxation of the prestressing steel, creep and shrinkage of concrete (9.4 % for NC and 6.4 % for HPC).

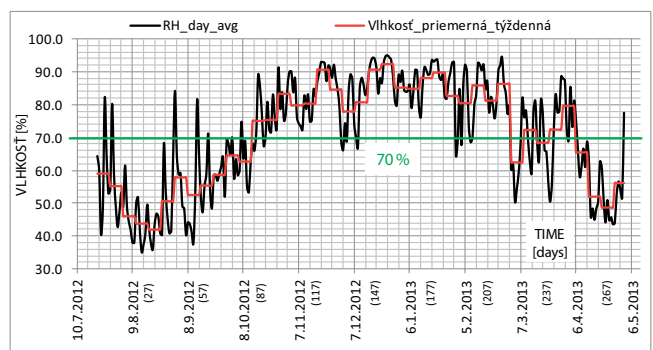
The comparison of measured and predicted prestressing forces for NC is shown in Fig. 7 and for HPC in Fig. 8. Three different models for the prediction of creep and shrinkage were used in assessment. The



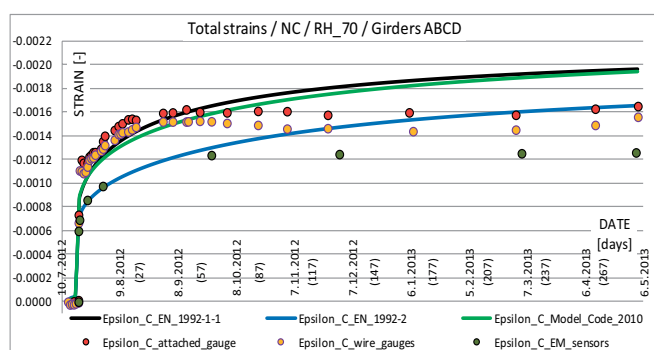
Obr. 5 Vývoj predpínacej sily v jednotlivých lanách meraných EM snímačmi
Fig. 5 Development of prestressing force in individual strands measured by EM sensors



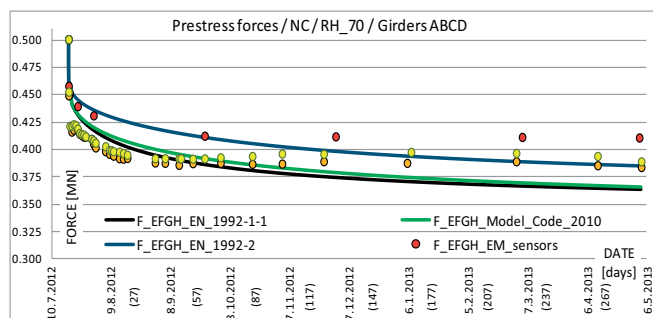
Obr. 8 Porovnanie vývoja predpínacej sily, meranie verus predikcia pre VHB
Fig. 8 Development of prestressing force in the beams cast from HPC



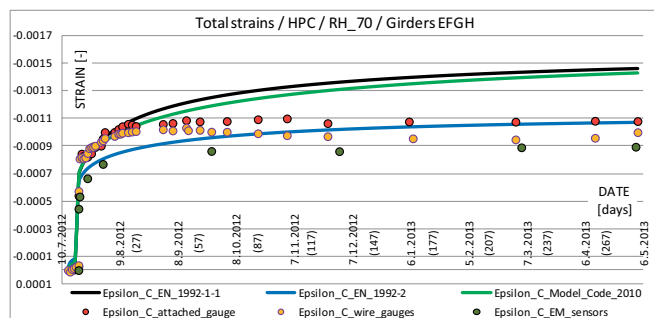
Obr. 6 Relatívna vlhkosť prostredia na skládke
Fig. 6 Development of relative humidity of environment at storage yard



Obr. 9 Vývoj celkových pomerných pretvorení v strede nosníkov z OB
Fig. 9 Development of total strains in the beams cast from NC



Obr. 7 Porovnanie vývoja predpínacej sily meranie verus predikcia pre OB
Fig. 7 Development of prestressing force in the beams cast from NC



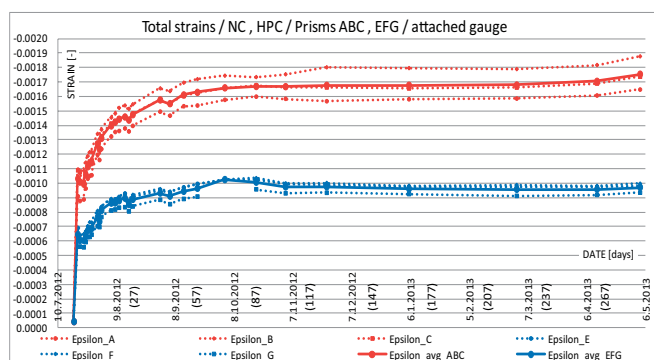
Obr. 10 Vývoj celkových pomerných pretvorení v strede nosníkov z VHB
Fig. 10 Development of total strains in the beams cast from HPC

Straty predpätia

Zmeny predpínacej sily sú monitorované od napnutia každého lana v predpínacom stende až do dnešných dní. Priebeh zmeny predpínacej sily v čase, zaznamenaný pomocou EM snímačov pri obidvoch typoch betónu, je na obr. 5.

V prípade obyčajného betónu (OB) je zmena sily na obr. 5 naznačená červenou čiarou a pri VHB modrou čiarou. Priemerná hodnota straty predpätia zistená v čase posledného merania a vztiahnutá na predpínaciu silu v čase transferu bola 17,9 % pri nosníkoch z OB a 12,8 % pri nosníkoch z VHB. Zmena predpínacej sily zahŕňala okamžité straty predpätia z pružného pretvorenia betónu (8,5 % pri OB a 6,4 % pri VHB) a dlhodobú stratu predpätia od relaxácie, dotvarovania a zmršťovania (9,4 % pri OB a 6,4 % pri VHB).

Porovnanie nameraných a vypočítaných strát predpätia pre OB betón je na obr. 7 a VHB na obr. 8. Na výpočet strát sa použili tri modely na predikciu dotvarovania a zmršťovania betónu. Prvý model (čierna čiara) predstavuje model EN1992-1-1 Príloha B, druhý model (modrá farba) model EN1992-2 a tretí model (zelená farba) Model Code 2010. Modely na predikciu relaxácie výstuže boli prevzaté z rovnakých predpisov. Pri výpočte strát predpätia sa uvažovala relatívna vlhkosť prostredia 70 %, čo bola priemerná hodnota vlhkosti zistená za uvažované obdobie.



Obr. 11 Vývoj pomerných pretvorení na vzorkách v zostave na meranie dotvarovania betónu
Fig. 11 Development of total strains in the spring set-up

first model, indicated by the black line, is introduced in EN1992-1-1 Annex B, model indicated by the blue line in EN1992-2 and the green line represents model from Model Code 2010. All lines also include prestress losses due to relaxation of prestressing steel. Models

Namerané hodnoty predpínacej sily sú zobrazené farebnými bodmi. Červené body predstavujú silu meranú priamo pomocou EM snímačov. Sila zistená nepriamo na základe zmeny pomerného pretvorenia betónu je zobrazená pomocou žltých (tenzometre) a oranžových bodov (deformetre). Porovnanie ukazuje pomerne dobrú zhodu medzi nameranou a vypočítanou hodnotou predpínacej sily v uvažovanom časovom intervale.

Na začiatku boli namerané straty predpätia väčšie ako vypočítané, postupne sa ale tento rozdiel zmenšoval, pričom na konci už boli straty menšie ako uvádzala predikcia. Rýchlejší rast strát predpätia na začiatku prisudzujeme podmienkam, keď priemerná teplota prostredia bola vyššia ako 20 °C a relatívna vlhkosť sa pohybovala okolo 40 % (letné obdobie). V zimnom období boli teploty naopak blízke nule a vlhkosť bola okolo 85 %.

Zatiaľ najlepšie výsledky z hľadiska predikcie strát predpätia poskytuje model EN1992-2, ktorý umožňuje zohľadniť aj prítomnosť kremičitého úletu v betóne.

Pomerné pretvorenia betónu

Porovnanie teoretických a nameraných hodnôt celkových pomerných pretvorení betónu je na obr. 9 a 10. Na grafoch je detailnejšie zobrazený gradient zmeny pomerných pretvorení v strede nosníkov v porovnaní s grafmi na obr. 7 a obr. 8, kde sú zobrazené zmeny predpínacej sily získané na základe nameranej zmeny pomerných pretvorení betónu. Priemerne pružné pomerné skrátenie nosníkov z OB bolo 690 mikrostrainov, kým pri nosníkoch z VHB to bolo 550 mikrostrainov (80 % z hodnoty pre OB). Prírastok pretvorení nameraných strunovými tenzometrami v čase posledného merania bol 860 mikrostrainov pri OB a 430 mikrostrainov pri VHB (50 % z hodnoty pre OB).

Celkové pomerné pretvorenia (dotvarovanie a zmršťovanie) získané zo zostavy na meranie dotvarovania betónu sú na obr. 11. Červená čiara predstavuje deformácie vzoriek z OB a modrá čiara z VHB. Tieto merania reologických pretvorení potvrdili pozorovania získané na skúšobných predpätých nosníkoch.

Záver

Merania potvrdili, že materiálové vlastnosti VHB, ktoré majú vplyv na straty predpätia z pružného pretvorenia betónu, zmršťovania a dotvarovania, sú oveľa lepšie v porovnaní s kvalitnými obyčajnými typmi betónu. Priemerné straty predpätia v čase posledného merania vzťahnuté na predpínaciu silu v čase transferu boli 17,9 % pri OB a 12,8 % pri VHB, čo znamená, že straty predpätia v nosníkoch z VHB bola len 71,5 % z hodnoty straty v nosníkoch z OB.

Overovanie reologických modelov, ktoré sa používajú na predikciu strát predpätia, naznačilo, že všetky modely v danom časovom intervale nadhodnocovali veľkosť strát predpätia. Zatiaľ najlepšie približenie k nameraným hodnotám poskytol model EN 1992-2.

Príspevok vznikol s finančnou pomocou Vedeckej grantovej agentúry Ministerstva školstva Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied VEGA No. 1/0690/13 a s pomocou firmy ZIPP Bratislava, spol. s r. o., člena skupiny Strabag SE, ktorá finančne podporila a zaistila výrobu nosníkov.

Literatúra

- [1] Chandoga, M. – Halvonik, J. – Pritula, A.: Short and long time deflections of pre and post-tensioned bridge beams, Proceeding of fib Symposium, Engineering a Concrete Future, Tel Aviv, 22. – 24. apríl 2013.
- [2] Moravčík, M. – Cavojcová, A.: Some design aspects of the new precast girder highway bridge In: Proceeding of fib Symposium Engineering a Concrete Future, Tel Aviv, 22. – 24. apríl 2013.
- [3] Model Code 2010, Bulletin 55, 56, apríl 2010.
- [4] EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN European Committee for Standardization, apríl 2003.
- [5] EN 1992-2: Design of Concrete Structures, Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules, CEN European Committee for Standardization, december 2004.

for prediction of steel relaxation were taken from the same codes. The average relative humidity of 70 % was used in the assessment. The value of RH was derived from recording which is shown in Fig. 6.

Colored dots in Fig. 7 and Fig. 8 indicate measurements carried out by three different devices. Red dots represent direct measurements of prestressing force by EM sensors, yellow and orange dots were obtained from changes of concrete strains measured by strain gauges.

The comparison indicates quite good prediction of prestress losses. The measured values were higher than predicted ones at the beginning for both types of concrete. Later, it has changed and measurements approached the predicted values. The difference at the beginning was caused by low humidity of ambient environment at that time (Fig. 6). The best results agreement was obtained with models for prediction of creep and shrinkage introduced in EN1992-2, blue line. The model was developed for HPC concrete with silica-fume, however it has also been used for the prediction of creep and shrinkage of the NC of consideration.

Concrete strains

The comparison of predicted and measured total concrete strains in the beams is illustrated in Fig. 9 and Fig. 10. The charts show a gradient of strain changes in a more detailed view than charts with development of prestressing force. Average elastic shortening was approximately 690 microstrains in case of NC and 550 microstrains in case of HPC (80 % of NC). Increment of strains measured by strain gauges between the last recorded data and time of prestress transfer was 860 microstrains for NC and 430 microstrains for HPC (50 % of NC).

Total strains (creep + shrinkage) obtained from spring set-ups are shown in Fig. 11. The red line indicates NC and the blue line HPC. Measurements confirmed rheological properties of concrete which were observed in the prestressed beams.

Conclusions

The measurements confirmed that material properties affecting the prestress losses due to elastic shortening, creep and shrinkage of concrete were much better for HPC compared to the high quality NC. The average prestress losses at time of the latest measurement related to the prestressing force at prestress transfer are 17.9 % in NC and 12.8 % in HPC, it means that the value obtained in HPC represents only 71.5 % of the value in NC.

Testing of the models for prediction of concrete rheology which has significant influence on the precision of prestress losses assessment in structural elements has shown that all three models overestimate prestress losses in the testing beams. The best approximation to measured values was obtained for rheological model introduced in EN 1992-2.

Authors gratefully acknowledge Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences VEGA No. 1/0690/13 and company ZIPP Bratislava Ltd. member of Strabag SE for financing and manufacturing of all testing specimens.

References

- [1] Chandoga, M. – Halvonik, J. – Pritula, A.: Short and long time deflections of pre and post-tensioned bridge beams, Proceeding of fib Symposium, Engineering a Concrete Future, Tel-Aviv, 22-24 April 2013.
- [2] Moravcik, M. – Cavojcova, A.: Some design aspects of the new precast girder highway bridge, Proceeding of fib Symposium, Engineering a Concrete Future, Tel-Aviv, 22-24 April 2013.
- [3] Model Code 2010, Bulletin 55, 56, April, 2010.
- [4] EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN European Committee for Standardization, April 2003.
- [5] EN 1992-2: Design of Concrete Structures, Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules, CEN European Committee for Standardization, december 2004.

Martin Križma – Martin Moravčík – Jaromír Petržala – František Bahleda



Odolnosť a charakteristiky použiteľnosti zosilnených betónových lineárnych prvkov

Resistance and serviceability characteristics of strengthened linear concrete elements

Zmena histórie zaťaženia objektov pozemného staviteľstva a zvýšenie objemu dopravy na mostných konštrukciách sú častými a relevantnými dôvodmi zosilňovania nosných konštrukcií. Ide hlavne o lineárne betónové nosné prvky. Príspevok sa zaoberá teoreticko-experimentálnou analýzou odolnosti a charakteristík definujúcich medzné stavy použiteľnosti poškodených a následne zosilnených konštrukčných prvkov. Stav poškodenia zodpovedá hladine zaťaženia $g = 0,75$. Vo výskumnom programe sa zosilňovanie poškodených prvkov realizuje alternatívnymi postupmi – pomocou nadbetónovanej spriahovacej dosky, respektíve kombináciou spriahovacej dosky a aplikácie zosilňujúcich tkanín na báze sklenených vlákien – bežne sú označované ako GFRP. Ďalším relevantným problémom pri zosilňovaní je druh kontaktu – poškodený prvok/spriahovacia doska a jeho vplyv na odolnosť a charakteristiky použiteľnosti. Zaťažovanie prvkov sa realizovalo v mäkkom režime – stupňovito rastúce zaťaženie, respektíve simulované pohyblivé zaťaženie. Pri porovnávaní priehybov sa použila metodika vyhodnotení podľa Williot – Mohrových analógií v numerickej forme. Pri niektorých relevantných prípadoch sa výsledky z experimentov porovnávali s metódami FEM.

Témou zosilňovania lineárnych betónových prvkov sa na Ústave stavebníctva a architektúry SAV v Bratislave zaoberáme od roku 2008. Ide o teoreticko-experimentálny program v spolupráci so Stavebnou fakultou Žilinskej univerzity v Žiline. Program bol zameraný najmä na poškodené prefabrikované prvky, ktoré sa aplikujú napríklad v mostnom staviteľstve. Prefabrikácia lineárnych mostných prvkov má racionálne opodstatnenie z dôvodu zrýchlenia a cenovej degradácie výstavby. Prefabrikácia úzko súvisí s technológiou spriahovania ako účinnou metódou spájania prevažne tyčových prefabrikátov s monoliticky zhotovenou doskou. Analogická technológia sa výrazne využíva pri sanácii poškodených konštrukcií. Nadbetónovaná doska v spojení so sanovanými prefabrikátmi a spriahovacími prvkami prináša aj výrazný efekt zosilnenia. Problematika sanácie a použitia spevňovacích prvkov sa rozširuje aj o druh kontaktu poškodený prvok/spriahovacia doska. V príspevku sa zameriame na problematiku interakcie poškodených železobetónových nosníkov so zosilňujúcimi prvkami pri krátkodobom zaťažovaní. Problematika je rozdelená na dve časti:

- vplyv spôsobu zosilnenia poškodených nosníkov na medzné stavy odolnosti a použiteľnosti sanovaných nosníkov,
- vplyv typu kontaktu poškodený nosník/spriahovacia doska na oba medzné stavy sanovaných nosníkov.

Spolu sa odskúšalo 12 nosníkov, skúšky sa realizovali po dvojiciach. Ich označenie je takéto:

A loading history change of civil engineering objects and also an enhancement of traffic volume on bridge constructions are the frequent and relevant reasons for bearing structures strengthening. It concerns mainly linear concrete bearing elements. The paper deals with the theoretic-experimental analysis of resistance and characteristics which define the serviceability limit states for damaged and consequently strengthened structural elements. The state of damage corresponds to the load level $g = 0.75$. Within the research program, the strengthening of the damaged elements is performed by two alternative ways – using of an overconcreted coupling slab or combination of a coupling slab and an application of strengthening fabrics on basis of glass fibres (commonly denoted as GFRP). Another relevant problem at the strengthening is an influence of a type of the contact – a damage element and a coupling slab – on the resistance and the serviceability characteristics. Loading of the elements was performed in the soft regime – a gradually increasing static eventually simulated moving load. At comparison of the deflections we used the method of evaluations according to the Williot-Mohr analogies in a numerical form. For some relevant cases the results were also compared with numerical simulations on FEM basis.

We deal with the issue of strengthening of linear concrete elements since 2008 in the Institute of Construction and Architecture SAS in Bratislava. It concerns a theoretic-experimental program in cooperation with the Faculty of Civil Engineering University of Žilina. The program has been focused mainly on damaged prefabricated elements which are applied, e.g., in bridge construction. Prefabrication of linear bridge elements has a rational justification from the reason of fast and economically convenient construction. The prefabrication is closely related to the technology of coupling, which is an effective method of connection of mainly beam prefabricated elements with a monolithically manufactured slab. An analogical technology is widely used at repair of damaged structures. An overconcreted slab together with coupling members significantly fulfils also a function of strengthening of repaired prefabricated elements. The issue of utilization of the strengthening members is broadened also by a type of the contact damaged element/strengthening slab. In the paper, we will focus on interaction of damaged reinforced-concrete beams with the strengthening members at short-term loading. The issue is divided into two parts:

- an influence of a way of strengthening of damaged beams on ultimate and serviceability limit states of repaired beams,
- an influence of a type of the contact damaged beam/strengthening slab on the both limit states of repaired beams.

Ing. Martin Križma, PhD., ÚSTARCH SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: +421 2 59309228, e-mail: martin.krizma@savba.sk

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., ŽU v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135658, e-mail: martin.moravcik@fsv.uniza.sk

Mgr. Jaromír Petržala, PhD., ÚSTARCH SAV, Dúbravská cesta 9, 845 03, tel.: +421 2 59309227, e-mail: j.petrzala@savba.sk

Ing. František Bahleda, ŽU v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135672, e-mail: frantisek.bahleda@fsv.uniza.sk

- ST – poškodené nosníky zosilnené doskou a spriahovacími prvkami,
- GFRP1 – nosníky zosilnené ako v prípade ST a doplnené GRRP tkaninami v extrémne namáhaných šmykových častiach,
- GFRP1/1 – nosníky zosilnené ako v prípade GRRP1, ukončenie tkanín sa realizovalo v dolnom páse (v príspevku ich neuvažujeme),
- GFRP2 – nosníky zosilnené ako v prípade ST a doplnené GFRP tkaninami po celej dĺžke, ukončenie ako v prípade GFRP1/1,
- OZ – nosníky zosilnené iba doskou, zazubený kontakt podľa [1],
- ZP – nosníky zosilnené iba doskou, zdrsnený kontakt podľa [1].

Výsledky experimentálnej časti nezosilnených nosníkov sú uvedené napríklad v [2].

Experimentálny program

Geometrické a vystužovacie charakteristiky nespevnených a spevnených nosníkov typu ST a GFRP1 so spriahovacími prvkami sú znázornené na obr. 1.

Pracovné charakteristiky betónu uvedených nosníkov sú v tab. 1. Pracovné charakteristiky zosilňovacej GFRP tkaniny a lepidla zodpovedajú predpisu [6]. Použitá výstuž je definovaná takto: medza klzu $f_{st} = 577$ MPa, medza pevnosti $f_{su} = 724$ MPa, modul pružnosti $E_s = 200$ GPa.

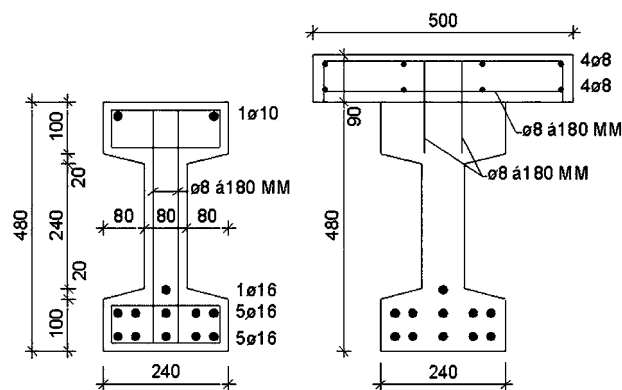
Priemerná maximálna experimentálna hodnota pri nezosilnených nosníkoch bola asi $F_{max} = 500$ kN. Konštatovanie platí pri nosníkoch namáhaných stacionárne aj simulovaným pohyblivým zaťažením. Simulované pohyblivé zaťaženie má relevantný vplyv na charakteristiky použiteľnosti. Spôsob porušenia pri nespevnených nosníkoch a spevnených nosníkoch typu ST, GFRP1 a GFRP2 je zrejmý z obr. 2. Spôsob porušenia nosníkov typu ST a výsledky numerickej predikcie porušenia podľa [7] a [8] tvorili podklady na lokálne vystuženie GFRP tkaninami. Porovnanie experimentálneho porušenia a numerickeho modelovania je na obr. 3.

Spevnenie sanovaného nosníka doskou so spriahovacími prvkami [2] zvyšuje odolnosť o asi 35 až 38 %. Pri nosníkoch GFRP1 sa odolnosť zvýšila o približne 48 %. Pri nosníkoch GFRP2 sa neprejavil efekt aplikácie tkanín po celej dĺžke so zvýšenou mierou kotvenia. Pri charakteristikách použiteľnosti (najmä pri priehyboch) majú relevantný vplyv na výsledné hodnoty tieto údaje: spriahovacia 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 $\alpha = 6,2$, $\chi = 2,173$.

Zmena zodpovedá aj zmena pomeru $\beta = a(sh)/a(tot)$, kde $a(sh)$ je priehyb od účinku priečnych síl a $a(tot)$ – celkový priehyb.

Pri hladine zaťaženia $\gamma = 0,5$ je pri nespevnených nosníkoch $\beta = 0,24$, pri spevnených $\beta = 0,43$.

Pri spevnených nosníkoch bez spriahovacej výstuže sa problematika rozširuje o druh kontaktu medzi sanovaným nosníkom a spriahovacou doskou. Program sme zamerali na zazubený kontakt – nosníky OZ – a zdrsnený kontakt – nosníky ZP. Spôsob zaťažovania a etapy zaťažovania sú rovnaké ako pri nosníkoch GFRP1 a GFRP2. Výsledný stav porušenia je na obr. 5.



Obr. 1 Geometrické a vystužovacie charakteristiky nespevnených a spevnených skúšobných nosníkov

Fig. 1 Geometric and reinforcing characteristics of the non-strengthened and strengthened trial beams

Overall, we tested 12 beams; the tests were performed in pairs. A designation of the beams was following:

- ST – the damaged beams strengthened by the slab together with coupling members,
- GFRP1 – the beams strengthened as in the above case and supplemented by GFRP sheets in extremely loaded shear zones,
- GFRP1/1 – the beams strengthened as the GFRP1 ones; the sheets extended to the lower flanges (this case is not included in the paper),
- GFRP2 – the beams strengthened as in the case ST and supplemented by GRRP sheets along a whole length of the beams including the lower flanges,
- OZ – the beams strengthened just by the slab, the indented contact according to [1],
- ZP – the beams strengthened just by the slab, the rough contact according to [1].

Results of tests of the non-strengthened beams are presented, e.g. in [2].

Experimental program

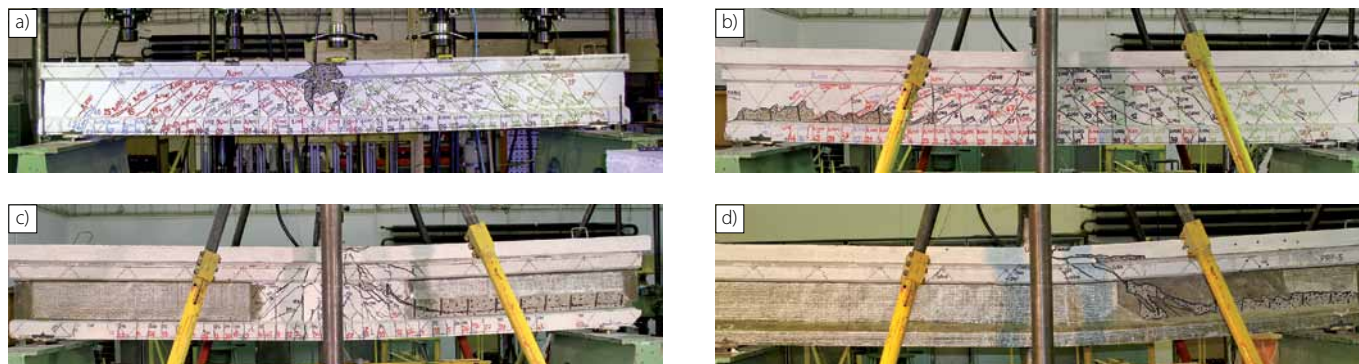
Geometric and reinforcing characteristics of the non-strengthened beams and the ST and GFRP1 type strengthened beams with reinforcing members are depicted in Fig. 1.

Working characteristics of concrete of the introduced beams are in Tab. 1. Working characteristics of the strengthening GFRP sheets correspond to the recommendation [6]. The used steel reinforcement has the following features – yield strength $f_{st} = 577$ MPa, ultimate strength $f_{su} = 724$ MPa, elasticity modulus $E_s = 200$ GPa.

An average value of the experimentally achieved maximum forces for the non-strengthened beams was circa $F_{max} = 500$ kN. This holds for the beams loaded stationary as well as for the beams loaded by simulated moving load. The simulated moving load has a relevant

Tab. 1 Priemerná kocková pevnosť f_{cc} , pevnosť v ťahu pri ohybe $f_{ct,f}$, statický modul pružnosti E_c , maximálna skúšobná sila F_{max}
Tab. 1 Average values of the cube strength f_{cc} , flexural strength $f_{ct,f}$, Young's modulus of elasticity E_c , maximum test force F_{max}

Označenie nosníkov/ Designation of beams	Nosník/Beam			Zosilňujúca doska/Strengthened slab			F_{max} (kN)
	f_{cc} (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	E_c (GPa)	f_{cc} (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	E_c (GPa)	
ST	59,87	5,98	39,26	61,22	6,00	41,13	680
	62,47	6,72	39,73	61,44	6,83	40,00	670
GFRP1	59,13	5,71	38,72	63,34	5,82	44,60	730
	54,70	4,66	39,65	67,63	5,58	41,76	750
GFRP2	56,84	5,91	36,23	50,22	4,29	36,13	715
	59,64	4,80	37,22	58,21	5,91	38,87	685
OZ	62,42	5,67	39,73	58,90	6,59	40,00	654
	63,23	5,90	39,70	57,80	5,86	41,00	635
ZP	58,25	5,22	35,40	59,53	4,78	37,73	665
	58,12	5,43	36,03	59,14	4,82	37,70	695



Obr. 2 Typ porušenia

Fig. 2 Failure mode

a) nespevnený nosník, b) spevnený nosník ST, c) spevnený nosník GFRP1, d) spevnený nosník GFRP2

Fig. 2 Failure mode

a) non-strengthened beam, b) strengthened beam ST, c) strengthened beam GFRP1, d) strengthened beam GFRP2

Spôsob porušenia a maximálne hodnoty zatažovacej sily $F_{\max}$ sú uvedené v tab. 2. Na komplexné overenie správania sa spriahnutých nosníkov ST, OZ a ZP sa aplikovala numerická analýza pomocou programu Atena 3D [7], [8]. Na nelineárnu analýzu sa zvolil materiál 3D Nonlinear Cementitious pre betón, ktorý dovoľuje podrobne zadať potrebné vstupné charakteristiky betónu. Pracovný diagram betónu je vytvorený na základe laboratórnych skúšok týkajúcich sa celej oblasti získaných výsledkov. Výstuž bola vytvorená pomocou prvkov Reinforcement s využitím bilineárneho diagramu so stúpajúcou vetvou. Numerické výsledky z Ateny sú v tab. 2. Teoretické hodnoty odolnosti boli získané podľa [1]. Z tab. 2 je zrejmé, že hodnoty odolnosti sa podľa numerickej analýzy približovali k experimentálnym nosníkom so spriahovacou výstužou – ST. Hodnota $V_{r, \max}$ predstavuje priečnu silu, pri ktorej dôjde k šmykovému zlyhaniu v spriahnutí a hodnota $F_{\exp, \max}$ predstavuje zodpovedajúcu zatažovaciu silu. V prípade ostatných povrchových úprav boli rozdiely v dobrej zhode, ale s vyššou odchýlkou (~ 5 až 20 %). Toto možno prisúdiť tomu, že parametre súdržnosti sú odhadnuté s pomerne väčším rozptylom a sú značne závislé od technológie výroby povrchu nosníka na rozdiel od výstuže s pomerne stabilnými pracovnými charakteristikami. V prípade nosníka ZP nedošlo k vzájomnému sklzu na úrovni kontaktnej plochy, ale v mieste zdravého monolitického betónu, teda akoby súdržnosť kontaktnej plochy bola väčšia ako vzájomná súdržnosť monolitického betónu, čo možno vysvetliť mimoriadne

influence on serviceability characteristics. A way of failure of the non-strengthened and strengthened beams of the type ST, GFRP1 and GFRP2 is evident from Fig. 2. The observed failure mode of the ST beams together with the failure mode obtained by numerical simulations formed the basis for the local reinforcement by GFRP sheets. A comparison of the experimental and the simulated failure mode is in Fig. 3.

Strengthening of the beam by the slab with coupling members [2] increases the resistance about circa (35 – 38) %. At the GFRP1 beams, the resistance increased about circa 48 %. At the GFRP2 beams, there was no effect of the sheets application along the whole length with an enhanced anchorage measure. At serviceability characteristics (mainly at deflections), the following facts have a relevant influence on the resultant values - the coupling slab increases a value of the shape coefficient χ and simultaneously the span-to-height ratio α is changing. For the non-strengthened beams, it holds $\alpha = 7.5$ and $\chi = 1.875$; for the strengthened ones, $\alpha = 6.2$ and $\chi = 2.173$. This reflects also in a change of the ratio $\beta = a(\text{sh})/a(\text{tot})$, where $a(\text{sh})$ is a deflection of the beam corresponding to the shear forces effect and $a(\text{tot})$ is its total deflection. At the load level $\gamma = 0.5$, this ratio is $\beta = 0.24$ for the non-strengthened beams and $\beta = 0.43$ for the strengthened ones.

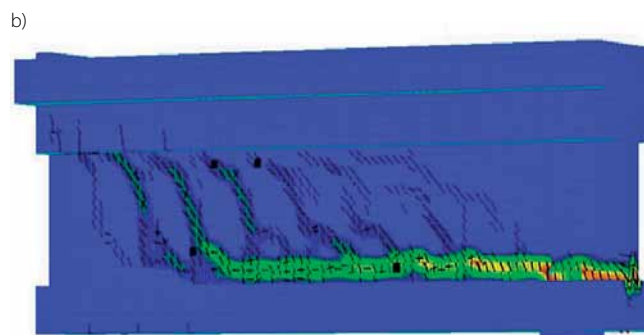
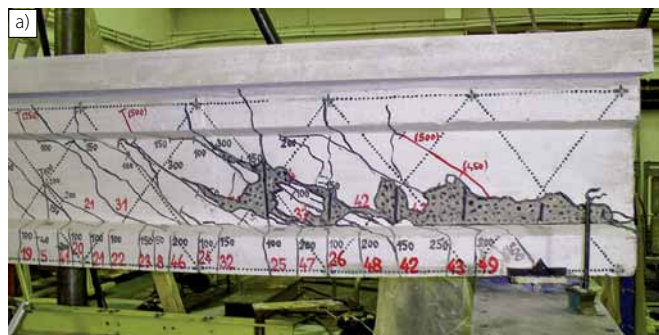
At the strengthened beams without the coupling reinforcement, the issue is broadened by a type of the contact repaired beam/coupling slab. We pay an attention to the indented contact – beams OZ

Tab. 2 Návrhová, numerická a experimentálna odolnosť zosilnených nosníkov

Tab. 2 The design, numerical and experimental resistances of the coupled beams

Typ povrchu/ Type of surface	EN 1992 1-1, Eurokód 2/EN 1992 1-1, Eurocode 2					
	Ohyb/Flexure	Zosilnenie/Coupling				
	$F_{fl, \max}$ (kN)	c	μ	ρ_{sl} (%)	$V_{r, \max}$ (kN)	$F_{sh, \max}$ (kN)
ST	706,4	0,45	0,7	0,18	472,7	945,4
	707,8	0,45	0,7	0,18	490,9	981,8
OZ	702,2	0,50	0,9	0	326,2	652,4
	708,1	0,50	0,9	0	331,4	662,8
ZP	706,1	0,45	0,7	0	288,1	576,2
	706,2	0,45	0,7	0	292,5	585,0

Typ povrchu/ Type of surface	ATENA 3D – výsledky/ATENA 3D – results			Experimentálne výsledky/Experimental results		
	F_{num} (kN)	F_{num}/F_{exp} (%)	Poškodenie/Type of failure	F_{exp} (kN)	F_{des}/F_{exp} (%)	Poškodenie/Type of failure
ST	652	95,9	Šmyk/Shear	680	103,7	Šmyk/Shear
	674	100,6	Šmyk/Shear	670	94,7	Šmyk/Shear
OZ	556	84,6	Šmyk/Kontakt/Shear/Contact	657	99,3	Šmyk/Kontakt/Shear/Contact
	549	82,8	Šmyk/Kontakt/Shear/Contact	635	104,4	Šmyk/Kontakt/Shear/Contact
ZP	561	84,1	Kontakt/Contact	665	86,6	Šmyk/Kontakt/Shear/Contact
	556	80,0	Kontakt/Contact	695	84,1	Kontakt/Contact

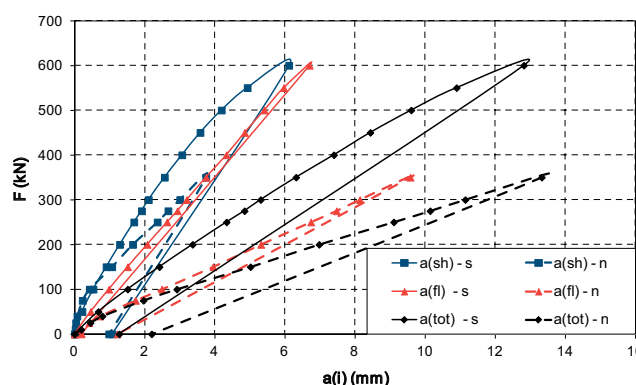
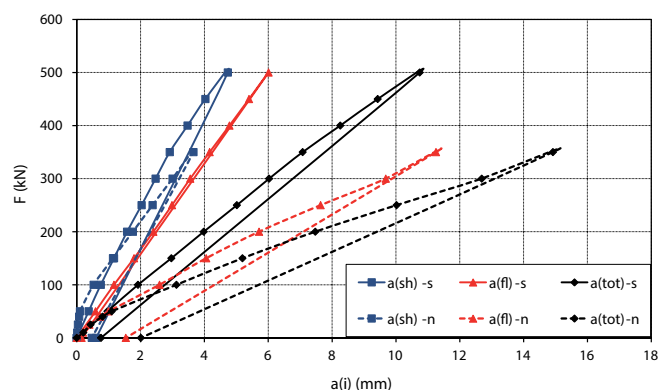


Obr. 3 Porušenie ST nosníkov

a) výsledky z experimentu, b) numerická predikcia porušenia

Fig. 3 Failure mode of the ST beams

a) experimental result, b) numerical simulation



Obr. 4 Pracovné diagramy – zaťažovacia sila verus stredový priebeh – pri nezosilnených a zosilnených nosníkoch typu ST a GFRP1

Fig. 4 Working diagrams – loading force vs midspan deflection – for the non-strengthened and the strengthened beams of the ST and GFRP1 type

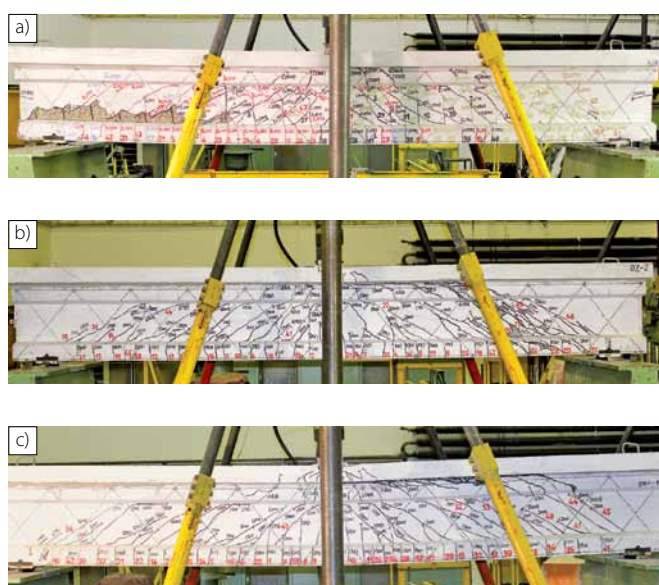
rozvinutou schopnosťou previazania betónov jednotlivých prvkov. Normové [1], numerické a experimentálne vzťahy – zaťažovacia sila F verus stredový priebeh a pre celú oblasť zaťažovania spriahnutých nosníkov ST, OZ a ZP sa uvádzajú v práci [4].

Výsledné vzťahy týkajúce sa experimentálnych, numerických a normatívnych závislostí sú uvedené na obr. 6.

– and the rough contact – beams ZP. The loading mode and the loading stages are the same as in the case of the beams GFRP1 and GFRP2. The resultant failure states are depicted in Fig. 5.

The ways of failure and the maximum values of loading force F_{max} are presented in Tab. 2. For the complex verification of behaviour of the coupled beams ST, OZ and ZP, a numerical analysis by software ATENA 3D ([7], [8]) was performed. For a non-linear analysis of concrete, the material "3D Nonlinear Cementitious" was chosen as its model. It enables to enter necessary input features of concrete. A work diagram of the concrete was made on basis of laboratory tests for a whole range of obtained results. The reinforcement was modelled by elements "Reinforcement" using a bilinear diagram with an increasing branch. The results obtained from the simulations by ATENA are presented in Tab. 2. There are also corresponding design resistances achieved according to [1]. It can be seen from Tab. 2, that the resistance values according to the numerical analysis are in the best compliance with the experimental ones in the case of the reference beams ST with the coupling reinforcement. $V_{r,max}$ represents the transversal force at which the shear failure in the contact will appear and $F_{exp,max}$ represents the shear failure loading force. For the other types of coupling, the resistances were also in good compliance but with higher deviations ($\sim 5 - 20\%$). It can be imputed to the fact that the cohesion parameters are estimated with a relatively bigger dispersion and they are significantly dependent on a production technology of the beam surface contrary to the reinforcement with relatively stable working characteristics. In the case of the beam ZP with the rough surface, the mutual slip did not appear at the contact surface level but in the domain of the "healthy" monolithic concrete. As if the contact surface cohesion was higher than the mutual cohesion of the monolithic concrete, what can be explained by exceedingly developed ability of binding of the particular members concretes.

The graphs of the numerically and experimentally obtained relations loading force vs. central deflection, together with the corresponding design resistances, are in Fig. 6.

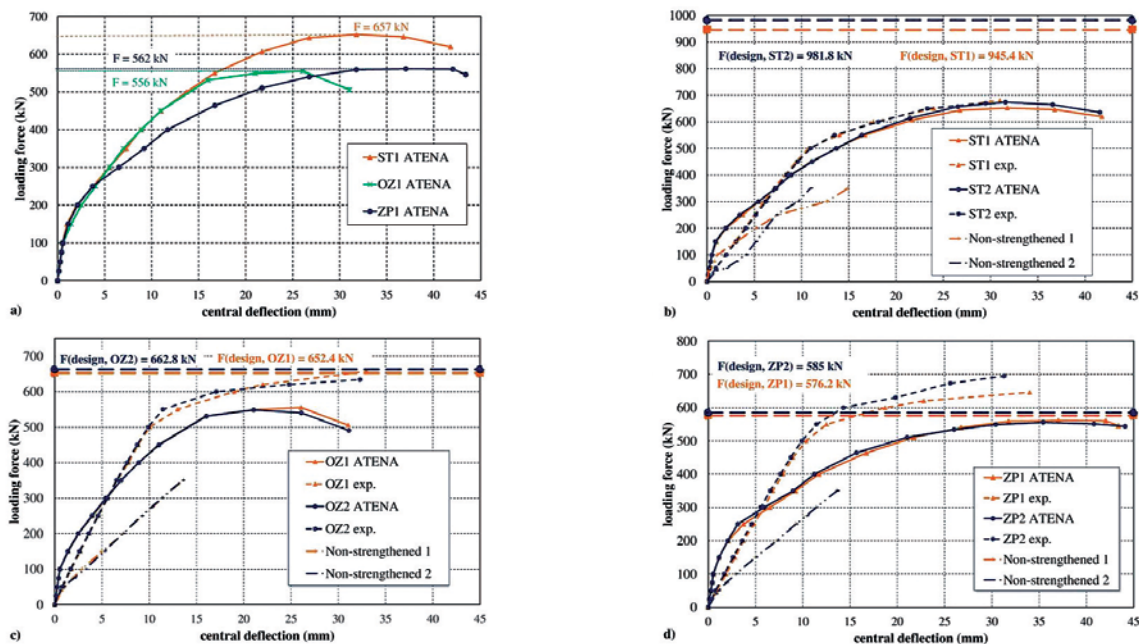


Obr. 5 Typ porušenia

a) nosník ST so spriahovacou výstužou, b) nosník OZ bez spriahovacej výstuže, c) nosník ZP bez spriahovacej výstuže

Fig. 5 Failure type

a) the ST beam with the coupling reinforcement, b) the OZ beam without the coupling reinforcement, c) the ZP beam without the coupling reinforcement



Obr. 6 Pracovné diagramy pre vzťahy – zaťažovacia sila versus stredový priehyb
Fig. 6 Working diagrams for the relations loading force vs. central deflection

Závery

Spevnenie sanovaného nosníka doskou so spriahovacími prvkami [2] zvyšuje odolnosť o asi 35 až 38 %. Pri nespevnených nosníkoch dochádza k porušovaniu horného pásu v tlaku pri ohybe. Pri spevnených nosníkoch dochádza k porušovaniu steny približne v strede šmykového rozpätia. Pri nosníkoch GFRP1 a GFRP2 sa odolnosť zvýšila o asi 48 %. Rozdiely odolností nosníkov série GFRP1 a GFRP2 nie sú relevantné.

Pomer priehybov je pri nespevnených nosníkoch $a(sh)/a(tot) = 0,24$, pri spevnených nosníkoch $a(sh)/a(tot) = 0,43$. Hodnota súčiniteľa tvaru $\chi = 1,875$ sa nadbetónovaním dosky mení pri sanovaných nosníkoch na $\chi = 2,173$, zvyšuje sa tiež vplyv stenového účinku pri sanovaných nosníkoch.

Aplikácia zmeny kontaktu nosník/doska podľa [1] mení charakter porušenia sanovaných nosníkov typu OZ a ZP v porovnaní s nosníkmi ST so spriahovacími prvkami. Pomer η experimentálnych odolností je takýto: $\eta = F_{max}(OZ)/F_{max}(ST) = 0,98$, $\eta = F_{max}(ZP)/F_{max}(ST) = 1,01$. Vzhľadom na počet odskúšaných prvkov ide o orientačné výsledky. V súčasnosti končíme experimenty pri krátkodobom zaťažovaní. Pripravujú sa skúšky pri opakovanom zaťažení, výsledky uvedieme v samostatnom príspevku.

Článok bol čiastočne podporovaný grantovou agentúrou VEGA (MŠ a SAV), (grant No. 2/0143/12).

Literatúra

- [1] STN EN 1992 1-1: Eurokód 2, Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, 2004.
- [2] Križma, M. – Moravčík, M. – Petržala, J. – Bahleda, F.: Carrying Capacity and Serviceability Characteristics of Strengthened Reinforced Concrete Linear Elements. In: Proceedings, „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, 2. – 3. 10. 2012, FS VUT v Brně, s. 69 – 76.
- [3] Kovačovic, M. – Križma, M. – Petržala, J.: Resistance between Concrete Surfaces. In: Proceedings of 10th European Conference of Young Researchers Scientists, Section 7 „Civil Engineering“, 24 – 26 June 2013, Žilina, s. 133 – 136.
- [4] Križma, M. – Petržala, J. – Kovačovic, M.: Resistance between concrete surfaces. In: Building Research Journal, 2013 (v tlači).
- [5] Križma, M. – Petržala, J. – Kovačovic, M.: Interaction study of damaged reinforced concrete beams with strengthening members at short-term loading. In: Proceedings, „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, 1. – 2. 10. 2013, FS VUT v Brně (v tlači).
- [6] Technological instruction for application of composite fabrics, Strengthening system Betosan Tyfo, Betosan, s. r. o., Praha, Czech Republic (dostupné v češtine).
- [7] Kabele, P. – Červenka, V. – Červenka, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Praha, Czech Republic, 2005.
- [8] Červenka, V. – Červenka, J.: User's Manual for ATENA 3D, Praha, Czech Republic, 2009.

Conclusions

The strengthening of the repaired beam by the slab with the coupling members [2] increases its resistance about circa (35 – 38) %. At the non-strengthened beams, the failure of their upper flanges in flexural compression occurs. At the strengthened beams, the failure of the web occurs roughly in the middle of the shear span. At the beams GFRP1 and GFRP2, the resistance increased about circa 48 %. The resistance differences of the beams GFRP1 and GFRP2 are not relevant.

The shear-to-total deflection ratio $a(sh)/a(tot) = 0,24$ for the non-strengthened beams and $a(sh)/a(tot) = 0,43$ for the strengthened ones. The original value of the beam shape coefficient $\chi = 1,875$ is enhanced by overconcreting of the slab to the value $\chi = 2,173$. Also an influence of the web action increases for the repaired beams.

The application of the contact beam/slab modification according to [1] changes the failure nature of the repaired beams OZ and ZP in comparison with the beams ST containing the coupling members. The ratios of their experimental resistances are $\eta = F_{max}(OZ)/F_{max}(ST) = 0,96$ and $\eta = F_{max}(ZP)/F_{max}(ST) = 1,01$. With regard to the number of the tested specimens, these results are just informative.

At the present time, we are finishing the short-term loading experiments. Tests at repeated loading are being prepared. Their results will be introduced in a separate contribution.

The paper was partially supported by the grant agency VEGA (Ministry of Education and SAS), (grant No. 2/0143/12).

References

- [1] STN EN 1992 1-1: Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [2] Križma, M. – Moravčík, M. – Petržala, J. – Bahleda, F.: Carrying Capacity and Serviceability Characteristics of Strengthened Reinforced Concrete Linear Elements. In: Proceedings, „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, 2. – 3. 10. 2012, FS VUT v Brně, pp. 69 – 76.
- [3] Kovačovic, M. – Križma, M. – Petržala, J.: Resistance between Concrete Surfaces. In: Proceedings of 10-th European Conference of Young Researchers Scientists, Section 7 „Civil Engineering“, 24 – 26 June 2013, Žilina, pp. 133 – 136.
- [4] Križma, M. – Petržala, J. – Kovačovic, M.: Resistance between concrete surfaces. In: Building Research Journal, 2013 (in print).
- [5] Križma, M. – Petržala, J. – Kovačovic, M.: Interaction study of damaged reinforced concrete beams with strengthening members at short-term loading. In: Proceedings, „Zkoušení a jakost ve stavebnictví“, 1. – 2. 10. 2013, FS VUT v Brně, (in print).
- [6] Technological instruction for application of composite fabrics, Strengthening system Betosan Tyfo, Betosan, s. r. o. Prague, Czech Republic (in Czech).
- [7] Kabele, P. – Červenka, V. – Červenka, J.: Example Manual. ATENA Engineering, Prague, Czech Republic, 2005.
- [8] Červenka, V. – Červenka, J.: User's Manual for ATENA 3D, Prague, Czech Republic, 2009.

Nové riešenie tradičného dláždenia

Pôvab historických námestí je veľakrát daný rustikálnou dlažbou. Často ide o prírodný kameň v malých formátoch položený vo forme oblúkov, ktoré vytvárajú štýlový vzhľad. Semmelrock ponúka na trhu unikátne riešenie, ktoré umožňuje aj pri použití betónovej dlažby zachovať historický vzhľad – ARTE staromestská dlažba.



ARTE staromestská dlažba je inovatívny výrobok s patentovaným systémom Einstein®, inšpirovaný klasickou maloformátovou dlažbou z prírodného kameňa. Opticky táto dlažba pôsobí, akoby sa skladala z množstva malých prvkov. V skutočnosti sa však skladá len z desiatich rôznych prvkov.

Tento vzhľad sa docieľi tak, že niekoľko na seba nadväzujúcich dielov sa oddelí dostatočne hlbokou, tzv. jalovou (nepravou) škárou. Strieškovou geometriou škáry je zabezpečený aj odvod vody, ktorá sa tak nehromadí na povrchu. ARTE staromestská dlažba sa skladá z oblúkov – A-oblúk a B-oblúk, pričom každý oblúk je tvorený štyrmi menšími segmentmi, z rohových prvkov, ktoré sú tiež tvorené A-prvkom a B-prvkom, a z doplnko-

vého prvku. Prostredníctvom týchto prvkov je možné vytvoriť vzory so schematickým rozložením škár alebo so zmiešaným rozložením škár, pričom je možné vyskladať aj rôzne zákruty. Dlažba sa dodáva v hrúbke 10 cm a v troch farbách: antracitovej melírovanej, sivo-čiernej melírovanej a lávovo-červenej melírovanej. Vďaka tomu, že farby sú melírované, dostávajú plochy zaujímavý charakter.

Okrem zvyšovania odolnosti dlažieb stála pred tímom pracovníkov firmy Semmelrock aj výzva na získanie systému, ktorý by zabezpečil dlažbové tvarovky proti posunu. Tak vznikol Einstein, patentovaný betónový dlažbový systém na plochy s extrémnym a trvalým namáhaním. Systém, ktorého názov vznikol z nemeckého „ein stein“, čiže „jeden

kameň“, je pevnou súčasťou produktov firmy Semmelrock od roku 2004 a na trhu spôsobil prevratné zmeny.

Dlažba sa vyznačuje patentovaným systémom fixačných prvkov a špeciálnych dištančných výstupkov. Tento systém tak zabezpečuje optimálny tvar škár s minimálnym dotykom tvaroviek a účinné a optimálne vyplnenie škár na každom mieste.

Už štvrtá generácia betónových zámkových dlažieb s patentovaným zámkovým systémom zabezpečenia proti posunu v každej pozícii uloženia prináša vyššiu presnosť a rýchlosť kladenia, pričom v prípade potreby možno jednotlivé tvarovky veľmi jednoducho vymeniť. Podstatne sa predlžuje životnosť krytu komunikácií, čím sa dosahujú úspory nákladov na častú obnovu vplyvom extrémneho namáhania. Ani po dlhodobom a trvalom zaťažovaní sa spevnené plochy nemenia a systém vykazuje vynikajúcu odolnosť proti deformáciám.

Inovatívna ARTE staromestská dlažba tak spája tradičný vzhľad s výhodami modernej dlažby. Umožňuje výrazné stvárnenie plôch s vysokou zaťažiteľnosťou a zároveň presvedča svojimi širokými možnosťami použitia a rýchlym a jednoduchým kladením. S touto dlažbou je možné uchovať pôvodný charakter historických častí miest pri zohľadnení súčasných požiadaviek na dopravné zaťaženie a hospodárskych faktorov.

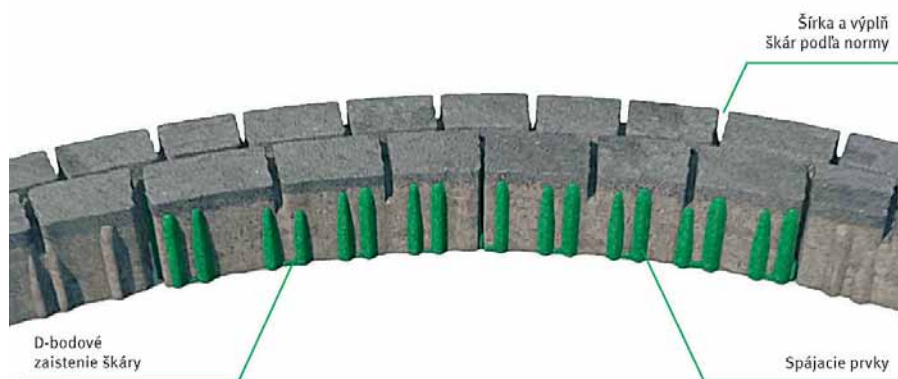
ARTE staromestská dlažba je tak mimoriadne vhodná na revitalizácie historických a pamiatkovo chránených historických častí miest, ale aj na vytvorenie kontrastu s modernou architektúrou.

Viac o novej ARTE staromestskej dlažbe a EINSTEIN systéme sa dozviete na www.semmelrock.sk.

SEMMELOCK STEIN+DESIGN Dlažby s. r. o.
Trnavská č. 3728, 926 01 Sered'
Tel.: 031/789 12 01, www.semmelrock.sk



Semmelrock
stein+design®





Konstrukce s postupně budovaným příčným řezem Bridges with Progressively Erected Cross Section

Statická analýza a sledování mostů tvořených páteřním komorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami je popsána. Mostovka je vytvářena postupně; nejdříve byl v bednění zavěšeném na speciální výsuvné skruži s takzvaným organickým předpětím, které eliminuje deformaci skruže, vybetonován páteřní nosník; potom byly osazeny vzpěry a byla vybetonována mostovková deska. Mosty celkové délky 2 170 m mají rozpětí délek až 69 m, jejich šířka je až 28,70 m.

A static analysis and monitoring of the bridges formed by spine box girders with large overhangs are presented. The deck is being erected progressively; at first the spine girder is cast in a formwork suspended on a special overhead gantry with 'organic' prestressing system (OPS) that eliminates deflection of the gantry; after that the struts are erected and the deck slab is cast. The bridges of total length 2,170 m have span lengths up to 69 m, their widths are up to 28.70 m.



Obr. 1 Montáž mostu přes Labe u Poděbrad

Fig. 1 Erection of the bridge across the Elbe river near Pödebrady

Před třiceti lety byl u Poděbrad postaven zavěšený most přes Labe (obr. 1) [1]. Jeho 31,80 m široká mostovka byla tvořena páteřním nosníkem s velmi vyloženými konzolami podporovanými vzájemně nespojenými prefabrikovanými vzpěrami deskového průřezu. Jednokomorový nosník sestavený z prefabrikovaných segmentů byl postaven nejdříve, potom byly smontovány prefabrikované vzpěry a následně byly vybetonovány konzoly do bednění, které bylo podporované těmito vzpěrami. Podobné uspořádání bylo užito při stavbě zavěšeného mostu v Praze Vršovcích a u několika mostů projektovaných jinými projektanty.

Nedávno byl podobný postup užit u staveb několika dlouhých viaduktů, které se nyní stavějí na Slovensku (obr. 2). Tyto mosty mají rozpětí délek až 69 m, jejich šířka je až 28,70 m (obr. 3 a 4). Páteřní nosník je betonován po polích v bednění zavěšeném na speciální výsuvné skruži s takzvaným organickým předpětím (OPS), které eliminuje deformaci skruže. S ohledem na co možná největší redukci váhy páteřního nosníku je nosník velmi úzký. Proto je příčné vyložení konzol až 11,00 m.

Je zřejmé, že toto řešení vyžaduje nejen pečlivou analýzu a řešení detailů, ale také zkušeného zhotovitele. Také stavba a provoz těchto mostů musí být pečlivě kontrolovány a sledovány.

Thirty year ago a cable stayed bridge across the River Elbe near a city of Pödebrady was erected (Fig. 1) [1]. Its 31.80 m wide deck is formed by a spine girder with large overhangs supported by not mutually connected precast slab struts. The one cell box girder assembled from precast segments was constructed first, then the struts were erected and the overhangs were cast in simple formwork that was supported by these struts. After that similar arrangement was used in a construction of the Vršovce cable stayed bridge built in Prague and in several bridges designed by others.

Recently similar approach has been used in construction of several long viaducts that are being built in Slovakia (Fig. 2). These bridges have span lengths up to 69 m, their widths are up to 28.70 m (Fig. 3 and 4). The spine girder is cast span-by span in a formwork suspended on a special overhead gantry with 'organic' prestressing system (OPS) that eliminates deflection of the gantry. To reduce the self weight of the spine girder as much as possible, the girder is very narrow. Therefore the transverse projection of the overhangs is up to 11.00 m.

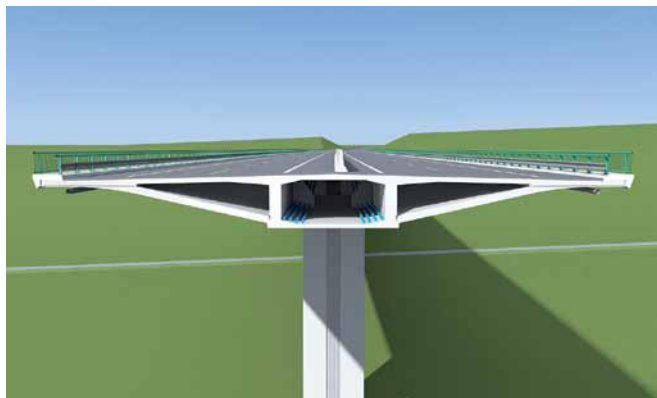
It is evident that this solution requires not only a careful analysis and detailing, but also an experienced contractor. Also the construction and service of these bridges have to be carefully checked and monitored.

Recent Structures

The first structure of this kind is a 975 m long viaduct across the Hostovský Creek built on the Expressway R1 near a city of Nitra (Fig. 3, R1 205). The bridge of the width of 25.66 m has 17 spans of lengths of 33.0 + 42.0 + 45.0 + 48.0 + 9x69.0 + 48.0 + 45.0 + 42.0 + 33.0 m. The depth of the girder varies from 4.00 to 2.60 m. The bridge was opened to traffic in September 2011 [2].

Two bridges of similar arrangement are being built on the section Fričovce – Svinia near a city of Presov on the motorway D1 (Fig. 3, D1 202 and 203). These bridges built across the Lazný and Stefanovský Creek have total lengths of 269 m and 182 m; typical span length is 45 m. Both motorway directions are carried by one bridge of the total width of 29.5 m. The depth of the girder is 2.60 m. The bridge decks that are frame connected with H shaped piers form semi-integral structural systems.

Another two bridges of similar arrangement are also being built on the section Janovce – Jablonov near a city of Levoca on the motorway D1 (Fig. 3, D1 216 and 217). The bridges across the Lodina and Dolianský Creek Valley have total lengths of 367 m and 414 m; typi-

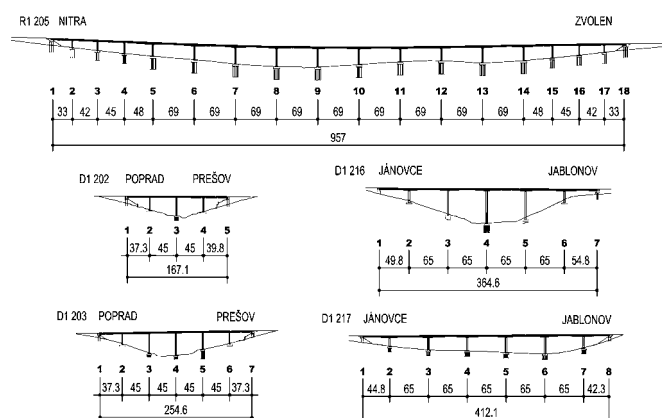


Obr. 2 Konstrukce mostu
Fig. 2 Bridge structure

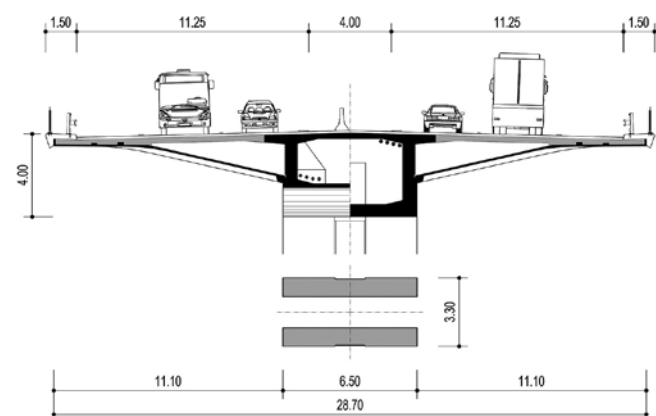
Nové konstrukce

První konstrukcí tohoto systému je 975 m dlouhý viadukt postavený přes údolí Hostovského potoka na Rychlostní komunikaci R1 poblíž Nitry (obr. 3, R1 205). Most šířky 25,66 m má 17 polí délek 42,0 + 45,0 + 48,0 + 9 × 69,0 + 48,0 + 45,0 + 42,0 + 33,0 m. Výška nosníku se mění od 4,00 do 2,60 m. Most byl otevřen v září 2011 [2].

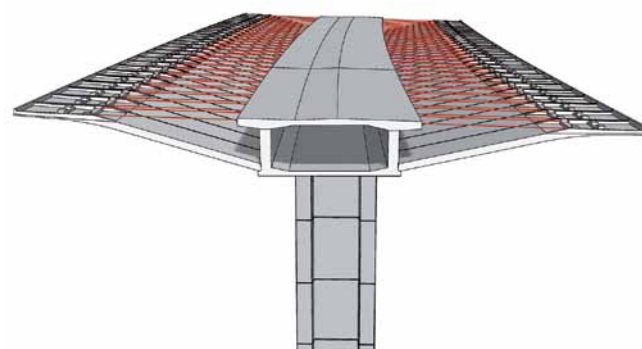
Dva mosty podobného uspořádání se nyní stavějí na úseku Fričovce – Svinia poblíž Prešova na dálnici D1 (obr. 3, D1 202 a 203). Mosty, které se stavějí přes potoky Lazný a Štefanovský, mají celkovou délku 269 a 182 m; rozpětí typického pole je 45 m. Oba směry dálnice jsou vedeny po jednom mostě celkové šířky 29,80 m. Výška nosníků je 2,60 m. Mostovky mostů, které jsou rámově spojeny s pilíři tvaru písmene H, tvoří semi-integrovaný konstrukční systém.



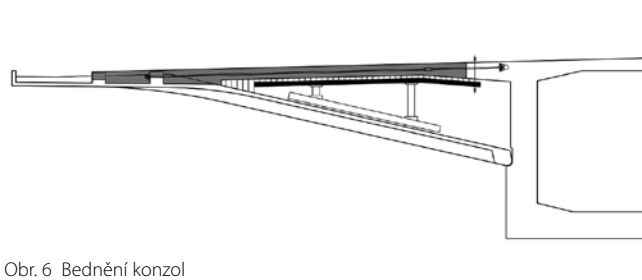
Obr. 3 Podélné řezy
Fig. 3 Elevations



Obr. 4 Příčný řez mostem D1 216
Fig. 4 Cross section of the bridge D1 216
a) uprostřed rozpětí, b) u podpory/a) at mid-span, b) at support



Obr. 5 Zavěšení prefabrikovaných vzpěr
Fig. 5 Suspension of precast struts



Obr. 6 Bednění konzol
Fig. 6 Formwork of the overhangs

cal span length is 65 m. Both motorway directions are carried by one bridge of the total width of 28.70 m. The depth of the girder is from 4.00 to 2.60 m. The bridge decks that are hinge connected with twin piers form semi-integral structural systems.

The spine girder of all bridges is progressively cast span-by-span in the formwork suspended on the overhead gantries. The girders are cast with overhanging cantilever. The decks of all bridges are longitudinally prestressed by internal bonded tendons situated within the basic cross section and by external non-bonded tendons situated inside the central box. The bonded tendons are coupled in each construction joint. External cables are anchored at pier diaphragms and are deviated at pier and span deviators.

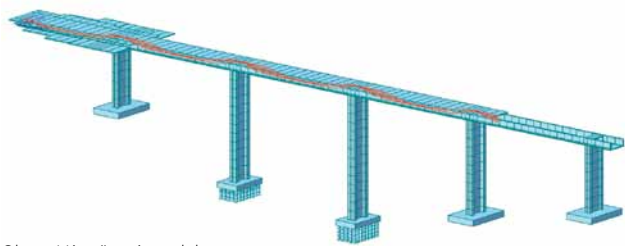
In the transverse direction the deck slab is prestressed by tendon formed by 4 strands lead at flat ducts situated at distance of 1.50 m. During erection the struts are suspended on two prestressing bars anchored at outer cantilevers of the basic cross section.

The struts of a nominal width of 3.00 or 2.50 m are supported by short bottom corbels of the box girder (Fig. 5). The cast-in-place deck slab was cast in the formwork supported by already erected precast struts (Fig. 6). After the transverse prestressing of the deck slab is applied, the longitudinal external cables are post-tensioned.

Static analysis

The structural solution was developed on the basis of very detailed static and dynamic analyses. The structures were analyzed by a MIDAS program system. The bridges were modeled as 3D structures formed by beam elements and a 3D structure assembled of shell and solid elements. A detailed time dependent analysis of the progressively erected structure was also performed (Fig. 7). Also a strut and tie models were used for checking of important details.

The design of the first structure – the Viaduct across the Hostovsky Creek Valley - had been performed according to the Slovakia's standards (STN) valid at the time of design. After that all other viaducts have been designed according to Eurocode. Since all aspects of the analysis are presented in [3], only a special problem of the function of the precast struts (Fig. 8) is discussed here. The results of the analysis are presented for the Bridge across the Lazný Creek (Bridge D1 203).



Obr. 7 Výpočtový model
Fig. 7 Calculation model



Obr. 8 Prefabrikované vzpěry
Fig. 8 Precast struts

Další dva mosty podobného uspořádání se nyní stavějí také na úseku Jánovce – Jabloňov poblíž Levoči na dálnici D1 (obr. 3, D1 216 a 217). Mosty, které se stavějí přes údolí potoků Lodina a Dolianský, mají celkovou délku 367 a 414 m; rozpětí typického pole je 65 m. Oba směry dálnice jsou vedeny po jednom mostě celkové šířky 28,70 m. Výška nosníků je od 4,00 do 2,60 m. Mostovky mostů, které jsou kloubově spojeny s dvojicemi štíhlých podpěr, tvoří semi-integrovaný konstrukční systém.

Páteřní komorový nosník je betonován postupně po polích s přečínající konzolou do bednění zavěšeném na horní výsuvné skruži. Mostovky jsou podélně předepnuty vnitřními soudržnými kabely situovanými v průřezu a vnějšími, nesoudržnými kabely situovanými v komoře. Soudržné kabely jsou spojovány v každé konstrukční spáře. Vnější kabely jsou kotveny v podporových příčnicích a jsou v poli ohýbány v deviátorech.

V příčném směru je mostková deska předepnuta kabely tvořenými čtyřmi lany vedenými v plochých kanálcích situovaných ve vzdálenosti 1,50 m. Během montáže jsou vzpěry zavěšeny na dvě předpínací tyče, které jsou kotveny v konzolách základního průřezu.

Vzpěry nominální šířky 3,00 nebo 2,50 m jsou podporovány krátkými spodními konzolami komorového nosníku (obr. 5). Mostková deska je betonována do bednění podepřeném již smontovanými vzpěrami (obr. 6). Po předepnutí příčných kabelů jsou napnuty podélné kabely.

Statická analýza

Konstrukční řešení bylo vyvinuto na základě velmi detailní statické a dynamické analýzy. Konstrukce byla analyzovaná programovým systémem Midas. Konstrukce byla modelována jako 3D konstrukce sestavená z nosíkových prvků a jako 3D konstrukce sestavená z deskostěnových a prostorových prvků. Detailní časově závislá analýza postupně stavěné konstrukce byla také provedena (obr. 7). Příhradová analogie byla užita pro kontrolu důležitých detailů.

Projekt první konstrukce – viaduktu přes údolí Hošťovského potoka – byl proveden podle Slovenských norem (STN) platných v době projektování. Následně ostatní viadukty byly navrženy podle Eurokódů. Protože všechny aspekty návrhu jsou uvedeny v [3], je zde dis-

The struts have a slab section that is stiffened by ribs at the bottom and side edges. Both, the struts and the corbels are curved (Fig. 9). To guarantee the struts are supported on side edges during their erection, a recess was created in the middle portion of the struts bottom edge. After the casting of the overhangs, the top portion of the joints is filled with epoxy concrete that guarantees joints' watertightness.

Struts – Transverse stresses

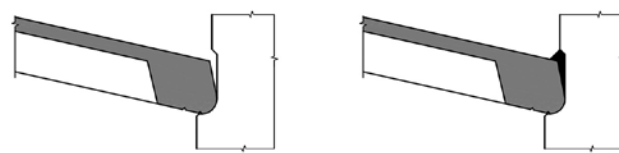
In the transverse direction of the bridge the struts function as structural members that are stressed by normal and shear forces and bending moments. During the erection, the joint between the struts and the corbels acts as an eccentric hinge. Since during service only compressing stresses originate at the joint, it is possible to consider the joint filled with epoxy concrete as a fix connection.

Struts' bending stresses are significant mainly during casting of the overhangs when the struts function as a falsework for a movable formwork (Fig. 10 and 11).

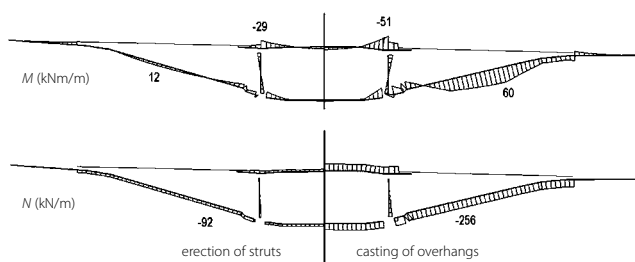
Struts – Longitudinal stresses

Although the outer struts are not mutually connected, they contribute to resistance of the structure both in the bending and torsion. Fig. 12 displays a distribution of normal stresses and so called effective width b_{eff} that originate from the Load LM1 at the top and bottom fibers of the deck at the section situated 2.5 m from the intermediate support. Fig. 13 presents a shear flow due to a characteristic combination of load that creates maximum torsion. The results are presented for conditions:

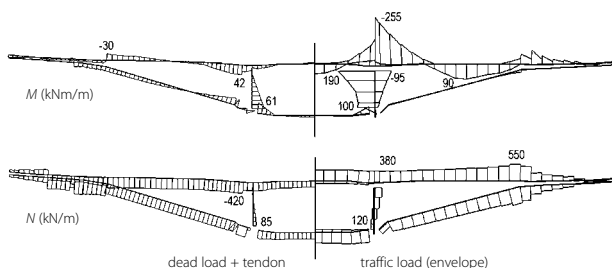
- struts are neglected,
- struts are not mutually connected (Fig. 8),
- struts are mutually connected.



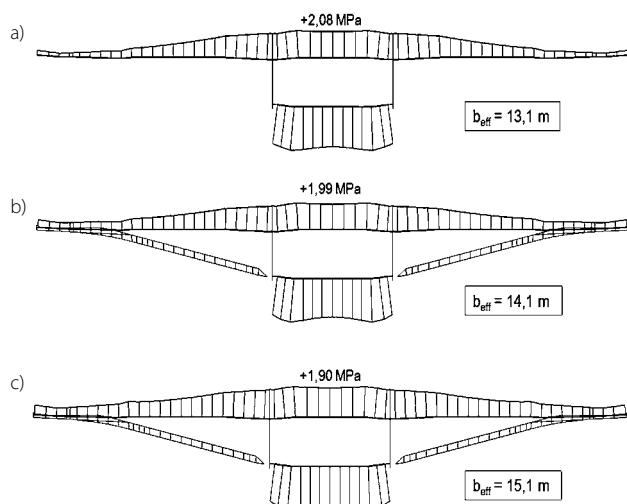
Obr. 9 Spojení vzpěr s komorovým nosníkem
Fig. 9 Connection of the struts with the box girder



Obr. 10 Příčný řez – namáhání při montáži
Fig. 10 Cross section – Erection stresses



Obr. 11 Příčný řez – namáhání za provozu
Fig. 11 Cross section – Service stresses



Obr. 12 Příčný řez – normálové napětí
Fig. 12 Cross section – Normal stresses

kutován pouze speciální problém funkce prefabrikovaných vzpěr (obr. 8). Výsledky analýzy jsou prezentovány pro most přes Lazný potok (Most D1 203).

Vzpěry mají deskový průřez, který je u spodního a bočních okrajů ztužen žebry. Jak vzpěry, tak i podporující konzoly jsou zakřiveny (obr. 9). Aby při montáži byly vzpěry podepřeny jen na krajních okrajích, je střední část dolního okraje navržena s vybráním. Po vybetonování konzol je horní část spáry vyplněna plastbetonem, který garantuje vodotěsnost spáry.

Vzpěry – Příčné namáhání

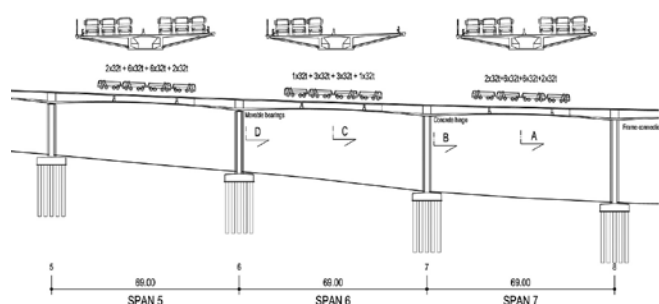
V příčném směru mostu působí vzpěry jako konstrukční prvek, který je namáhán normálovými a smykovými silami a ohybovými momenty. Při stavbě působí spára mezi vzpěrou a podporujícím nálitkem jako mimostřední kloub. Protože za provozu vznikají ve spáře jenom tlaková namáhání, je možné považovat spáru vyplněnou plastbetonem za pevné spojení.

Významné ohybové namáhání vzniká ve vzpěrách hlavně při betonáži vnějších konzol, kdy vzpěry působí jako skruž podporující posuvné bednění (obr. 10 a 11).

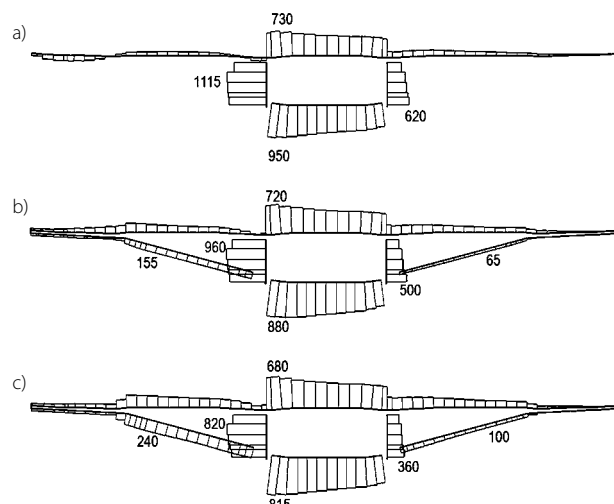
Vzpěry – Podélné namáhání

Ačkoli vzpěry nejsou vzájemně spojeny, přispívají k resistenci konstrukce jak v ohybu, tak i krutu. Obr. 12 ukazuje rozdělení normálových napětí a takzvanou spolupůsobící šířku b_{eff} , která vyniká od zatížení LM1 v horních a spodních vlákních mostovky v řezu vzdáleném 2,50 m od vnitřní podpěry. Obr. 13 ukazuje smykový tok od charakteristické kombinace zatížení, které vyvoluje maximální kroucení. Výsledky jsou ukázány pro podmínky:

- vzpěry jsou zanedbány,
- vzpěry nejsou vzájemně spojeny (obr. 8),
- vzpěry jsou vzájemně spojeny.



Obr. 14 Statická zatěžovací zkouška
Fig. 14 Static loading test



Obr. 13 Příčný řez – smykový tok
Fig. 13 Cross section – shear flow

From the (Fig. 9 and 10) it is evident that not mutually connected struts contribute to resistance of the structure to the design load – however, on the condition of the perfect connection of the struts with the box girders' corbels. Since the function of the bridge depends on perfect workmanship, following conservative approach was accepted.

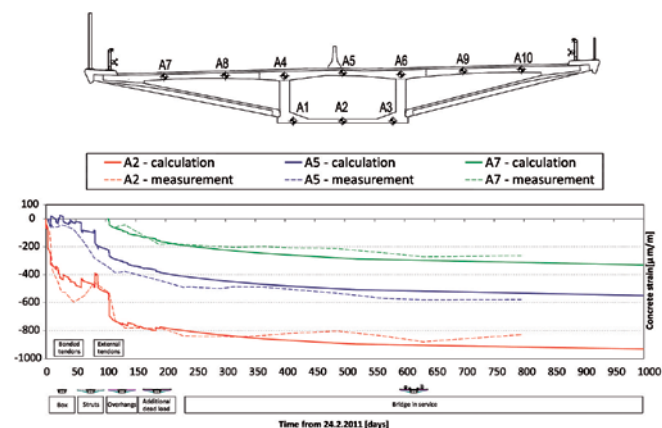
The spine girder was designed without contribution of the struts both for bending and torsion.

On the other hand the precast struts were designed for the stresses that originate on condition of the perfect connection of the struts with box girders' corbels. This approach guarantees that the struts will not be damaged during service of the bridge.

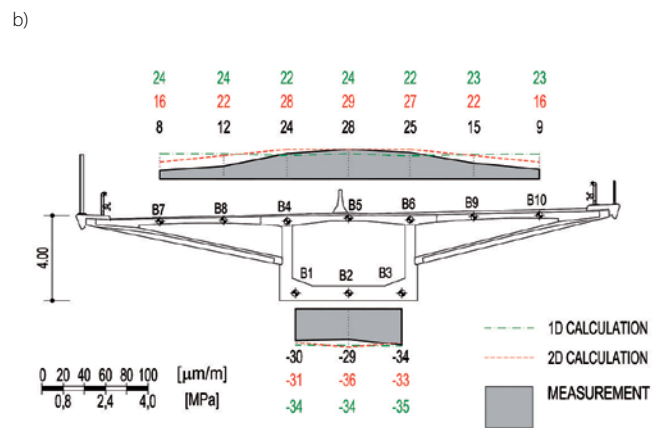
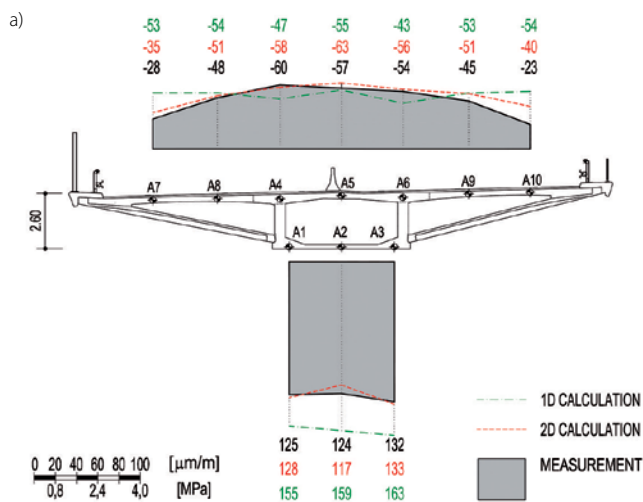
Bridge monitoring during construction and service

The first structure, the Viaduct across the Hostovský Creek Valley (R1 205), has been carefully monitored during construction, detailed loading tests and during service.

For monitoring of concrete stresses strain gauges were placed in four sections (Fig. 14). Two sections (C and D) were in span 6 and two sections (A and B) were in span 7. Span 6 represents typical span supported by movable bearings on pier 6 and by concrete hinge on pier 7; span 7 is a special span hinge connected with pier 7 and frame connected with pier 8. In both spans one section is situated at midspan and one section situated at distance 0.5 from the pier table. Ten strain gauges were placed in each section. Since longitudinal strains were measured, the gauges were placed longitudinally at the middle of the depth of individual slabs. The gauges were connected with Data Taker situated inside the bridge box. In selected periods the Data Taker saves frequencies of the individual strain gauges and



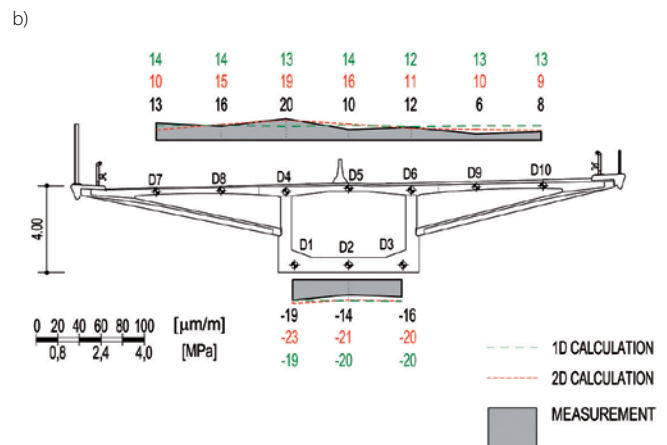
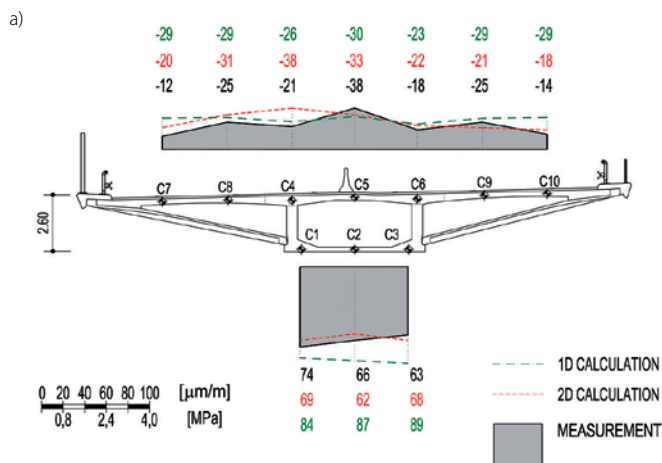
Obr. 15 Dlouhodobé měření
Fig. 15 Long term measurement



Obr. 16 Normálové napětí při zatěžovací zkoušce – symetrické zatížení

Fig. 16 Normal stresses during the loading test – symmetrical load

a) pole 7, b) podpěra 7/a) span 7, b) support 7



Obr. 17 Normálové napětí při zatěžovací zkoušce – nesymetrické zatížení

Fig. 17 Normal stresses during the loading test – asymmetrical load

a) pole 6, b) podpěra 6/a) span 6, b) support 6

Z obr. 9 a 10 je zřejmé, že vzájemně nespojené vzpěry přispívají k resistenci konstrukce k návrhovému zatížení – avšak za předpokladu perfektního spojení vzpěr s podporujícími náltkami komorového nosníku. Protože funkce mostu závisí na perfektním provedení, byl přijat dále popsáný konzervativní přístup.

Páteřní nosník byl navržen bez příspěvku vzpěr k přenosu ohybu i krutu. Naopak, prefabrikované vzpěry byly navrženy pro namáhání, které vzniká za předpokladu perfektního spojení vzpěr a náltků komorového nosníku. Tento přístup garantuje, že vzpěry nebudou poškozeny při provozu mostu.

Sledování mostu při stavbě a za provozu

První konstrukce, viadukt přes údolí Hostovského potoka (R1 205), byla pečlivě sledována během stavby, při zatěžovací zkoušce a je dále sledována za provozu.

Pro sledování napjatosti v betonu byly ve čtyřech řezech osazeny strunové tenzometry (obr. 14). Dva řezy (C, D) jsou v poli č. 6 a dva řezy (A, B) jsou v poli 7. Pole 6 představuje typické pole s kluzným uložením na pilíři 6 a s kloubovým uložením na pilíři 7; pole 7 je speciální pole kloubově spojené s pilířem 7 a rámově spojené s pilířem 8. V obou polích je jeden řez umístěn uprostřed rozpětí a jeden asi 0,5 m od líce zárodku pilířů. V každém řezu bylo osazeno 10 ten-

their temperature. Also temperature and humidity inside the bridge box are monitored.

Beyond routine laboratory tests the following additional specimens from concrete mix of the span 6 were produced:

- 6 prisms 400/100/100 and 6 cubes 150/150/150 for an independent checking of the concrete strength and modulus of elasticity.
- 7 prisms 400/80/80 for verification of the rheology; two specimens are used for shrinkage monitoring, two specimens are loaded in special jacks for creep monitoring, one specimen is used for monitoring of the mass decrease. These specimens are placed in a laboratory of the Brno University of Technology. Two remaining specimens were cast with strain gauges and were placed inside bridge box and connected with Data Taker.

Monitoring of rheological properties in the laboratory and on the site measurement is still in progress.

After casting the structural members in which strain gauges are placed, the measurement was performed. After that the measurement were done before and after post-tensioning of bonded tendons, stripping of the formwork, erection of the struts, casting the overhangs and post-tensioning of the external cables, applying of the additional dead load, loading test and bridge opening. During

zometrů. Protože byla měřena podélná přetvoření, byly tenzometry uloženy podélně uprostřed tlouštěk jednotlivých desek. Tenzometry byly spojeny s měřicí ústřednou DataTaker situovanou v dutině mostu. Ve vybraných intervalech měřicí ústředna ukládá hodnoty frekvencí jednotlivých strunových tenzometrů a jejich teplotu. V dutině mostu je dále sledována teplota a vlhkost vzduchu.

Nad rámec běžných laboratorních zkoušek byly z betonové směsi pole 6 vyrobeny další vzorky:

- 6 hranolů 400/100/100 + 6 zkušebních krychlí 150/150/150 pro nezávislé ověření pevnosti a modulu pružnosti betonu,
- 7 hranolů 400/80/80 pro ověření reologických vlastností, na dvou vzorcích je sledováno smršťování a dva vzorky jsou zatíženy ve speciálních lisech pro sledování dotvarování, na jednom jsou sledovány hmotností úbytky. Tyto vzorky byly umístěny v laboratoři VUT FAST Brno. Do zbývajících dvou hranolů byly osazeny strunové tenzometry. Tyto hranoly byly umístěny na stavbě do dutiny mostu a jsou spojeny s měřicí ústřednou.

Sledování reologických vlastností v laboratoři i na stavbě stále probíhá.

Po betonáži konstrukčních prvků, ve kterých jsou umístěny tenzometry, byla provedena měření. Měření byla dále provedena před a po předeptnutí soudržných kabelů, po odskružení, po montáži vzpěr, po betonáži konzol, po předeptnutí volných kabelů, po provedení ostatního stálého zatížení, při zatěžovací zkoušce a při uvedení mostu do provozu. Měření jsou dále prováděna dvakrát ročně. Obr. 15 ukazuje vypočítané a změřené hodnoty, z nichž je zřejmá dobrá shoda výsledků.

Poměrné přetvoření bylo také sledováno při statické zatěžovací zkoušce (obr. 14). Pole 5 a 7 byla zatížena 16 vozidly Mercedes průměrné hmotnosti 32,05 t situovanými symetricky k ose mostu, která vyvolala maximální kladný moment. Pole 6 bylo zatíženo 8 vozidly situovanými na levé straně mostu, která vyvolala maximální kroucení. Na obr. 16 a 17 jsou uvedeny změřené a vypočítané hodnoty poměrných přetvoření vyvozených při zatěžovací zkoušce.

Závěr

Architektonické a konstrukční řešení shora popsaných mostů bylo vypracováno projekční kanceláří Stráský, Husty a partneři, s. r. o., (SHP) Brno, která také vypracovala prováděcí projekty (obr. 18). Sledování mostů je prováděno Měřicí laboratoří SHP. Mosty jsou stavěny firmou Eurovia, a. s., závod Mosty a konstrukce.

Literatura

- [1] Stráský, J.: Design and construction of cable-stayed bridges in the Czech Republic. PCI JOURNAL, November – December 1993.
- [2] Novotný, P. – Stráský, J. – Klimeš, P.: Bridge across the Hostovský Creek Valley, Expressway R1. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, roč. 61, 2013, č. 6.
- [3] Novotný, P. – Juchelková, P. – Jurík, M. – Pawelczak, M.: Bridges with progressively erected cross section. Design of Concrete Structures Using Eurocodes. Third International Workshop – Vienna, September 20. – 21., 2012.



Obr. 18 Most přes údolí Hostovského potoka

Fig. 18 Bridge across the Hostovský Creek Valley

service of the bridge the measurement is performed twice a year. Fig. 15 presents calculated and measured values from which a good agreement of results is evident.

The strain measurement was performed during the static loading tests for three loading stages (Fig. 14). The spans 5 and 7 were loaded by 16 Mercedes Trucks of average weight of 32.05 tons situated symmetrically to the bridge axis that created maximum positive bending moments. Span 6 was loaded by 8 trucks situated only on the left bridge side that created maximum torsion.

Results of the measurement performed during static load tests and calculated values are presented in (Fig. 16 and 17).

Conclusions

The architectural and structural solutions of the above bridges were worked out by the design office Strásky, Husty and Partners (SHP), Brno, Czech Republic, who also worked out the final designs (Fig. 18). The monitoring of the bridges is being performed by SHP testing laboratory. The bridge decks are being built by a firm Eurovia CS, a. s., závod Mosty a konstrukce.

References

- [1] Strásky, J.: Design and construction of cable-stayed bridges in the Czech Republic. PCI JOURNAL, November – December 1993.
- [2] Novotný, P. – Strásky, J. – Klimes, P.: Bridge across the Hostovský Creek Valley, Expressway R1. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, Vol. 61, 2013, No. 6.
- [3] Novotný, P. – Juchelková, P. – Jurík, M. – Pawelczak, M.: Bridges with progressively erected cross section. Design of Concrete Structures Using Eurocodes. Third International Workshop – Vienna, September 20-21, 2012.



Miroslav Ignačák – Július Šoltész

Inovatívny prístup k posúdeniu raného štádia základových dosiek, priemyselných podláh a cementobetónových krytov

Innovative Approach to the Assessment of Base Slabs, Industrial Floors and Concrete Pavements in early Stage

Pri betonáži základových dosiek, priemyselných podláh a cementobetónových krytov zohráva dôležitú úlohu mnoho faktorov. Častá býva snaha navrhnuť konštrukciu tak, aby trhliny nevznikli vôbec alebo aby mali limitovanú šírku. Cieľom tohto článku je predstaviť termodynamický a napätostný numerický model TD & SM, ktorý bol v priebehu posledných dvoch rokov vyvinutý na Katedre betónových konštrukcií a mostov. Pri použití tohto numerického modelu je možné vypočítať vývoj teploty v ľubovoľnom čase a mieste základnej dosky, priemyselnej podlahy alebo cementobetónového krytu v ich ranom štádiu. Následne je možné vypočítať napätosť konštrukcie a analyzovať riziko vzniku trhlín.

Teplota a jej priebeh sú najvýznamnejším zatažením ovplyvňujúcim napätosť základovej dosky v jej ranom štádiu. Pri betonáži hrubých základových dosiek zohráva dôležitú úlohu hydratačné teplo, ktoré sa uvoľňuje pri hydratácii cementu. Pri subtílnejších konštrukciách naopak pôsobia na vývoj teploty prvku najmä poveternostné vplyvy. Cieľom príspevku je prezentácia termodynamického numerického modelu, pomocou ktorého možno komplexne preskúmať priebeh teploty v ľubovoľnom čase a mieste základovej dosky v jej ranom štádiu. Model pracuje na báze metódy konečných prvkov a zároveň vhodným spôsobom zohľadňuje receptúru betónu, ošetrovanie aj klimatické vplyvy. Hodnoty vypočítané numericky pomocou opísaného modelu TD & SM sa porovnávali s dátami získanými experimentálne na reálnych stavbách. Zaujímavosťou danej problematiky je, že na statickú úlohu, ktorou je skúmanie vzniku trhlín v betónovej konštrukcii, má v ranom štádiu vplyv najmä zloženie betónu, klimatické činitele a spôsob ošetrovania.

Termodynamický a napätostný model TD & SM

Princíp výpočtu teploty v betónovej konštrukcii vychádza zo známej diferenciálnej rovnice opisujúcej nestacionárne teplotné pole vo všeobecnom ortotropnom telese (1).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \bar{q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

Pre potreby analýzy bol odvodený algoritmus pracujúci na báze metódy konečných prvkov, ktorý je pomerne ľahko naprogramovateľný a umožňuje skúmať vývoj teploty betónovej konštrukcie v ľubovoľnom čase a mieste po hrúbke konštrukcie. Algoritmus teda rieši jednorozmerné nestacionárne teplotné pole s vnútornými aj vonkajšími tepelnými zdrojmi. Výpočtový model pozostáva zo 45 konečných prvkov (20 zemina, 20 betón, 5 tepelná izolácia). Komplexný výpočtový model je zobrazený na obr. 1.

Na vývoj teploty v ranom štádiu tuhnutia betónu má vplyv mnoho fyzikálnych, technologických a klimatických faktorov, ktorých po-

Many factors play important role during concreting base slabs, industrial floors and concrete pavements. Often, there is a tendency to design the structure so that the crack does not arise or arise only with the limited crack width. The aim of this article is to present a thermodynamic and stress numerical model which was designed, programmed and tested at our department. By using this model it is possible to calculate the development of temperature at any time and place of base slab, industrial floor or concrete pavement at their early stage. Then it is possible to investigate the risk of cracking.

Temperature and its development is the most significant load that influences the stress of a foundation slab in its early stage. In the process of concreting of thick foundation slabs, hydration heat released during the cement hydration plays an important role. On the contrary, in more subtle/slender constructions the development of temperature is influenced mainly by weather conditions. The aim of this article is to present a thermodynamic numerical model which might be used for complex analysis of the development of temperature at any time and place of the foundation slab in its early stage. The model works on the basis of the finite element method and at the same time appropriately takes into account the concrete composition, its curing and climatic influences. The values calculated numerically by the described model are compared with the data obtained experimentally on a real construction. An interesting part of this task is that in its early stages the static function, which analyses the occurrence of cracks in a concrete construction, is influenced by the composition of concrete, climatic impacts and method of curing.

Thermodynamic and stress model TD&SM

The principle of calculation of the temperature in a concrete construction is based on the recognized differential equation describing a non-stationary thermal field in a general orthotropic body (1).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \bar{q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

For the needs of analysis an algorithm working on the basis of the finite element method was deduced. This algorithm can be easily programmed and enables analyzing the course of temperature of a concrete construction at any time and place considering the thickness of the construction. Hence, the algorithm is solving one-dimensional non-stationary thermal field with the internal and external heat resources. The calculation model consists of 45 finite elements (20 represent the soil, 20 represent the concrete and 5 the thermal insulation). The complex calculation model is shown in Fig. 1.

diel na vzniku trhlín sa mení v závislosti od konkrétnych podmienok. Nie je teda možné označiť jeden faktor ako najnepriaznivejší a takisto nemožno faktory všeobecne zoradiť podľa toho, ako výrazne vplyvajú na samotný vývoj teploty. Uvedený algoritmus problematiku rieši komplexne a vplyv samotného parametra možno analyzovať na konkrétnej konštrukcii v konkrétnych podmienkach.

V danom prípade bol algoritmus na báze konečných prvkov naprogramovaný v programe Excel. Samotná časová integrácia prebieha metódou step by step vo voliteľných časových krokoch. Optimálna voľba kroku je 3 600 sekúnd (1 hodina), dostatočná presnosť výpočtu sa však dosiahne až do dĺžky časového kroku 10 800 sekúnd (3 hodiny). Počet výpočtových krokov je v danom prípade 300, výpočet však možno jednoducho rozšíriť podľa potreby. Samotný výstup znázorňujúci vývoj teploty v ranom štádiu v prípade vybranej základovej dosky hrubej 500 mm pri vybraných podmienkach a receptúre betónu vidieť na obr. 2.

Napätostná analýza

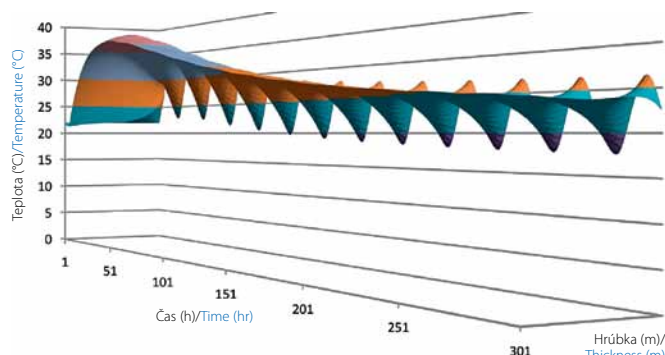
Ak ťahové napätie v betóne prekročí aktuálnu pevnosť betónu v ťahu, vznikajú trhliny (obr. 3) [1]. Z časového hľadiska sa rozlišujú na:

- skoré trhliny, ktoré vznikajú v prvých hodinách, dňoch po betonáži v dôsledku ochladzovania betónu po dosiahnutí maximálnej teploty vplyvom hydratačného tepla,
- neskoré trhliny, ktoré vznikajú, respektíve zväčšujú svoju šírku po zvýšení priameho zaťaženia konštrukcie a/alebo počas prvej zimy po betonáži.

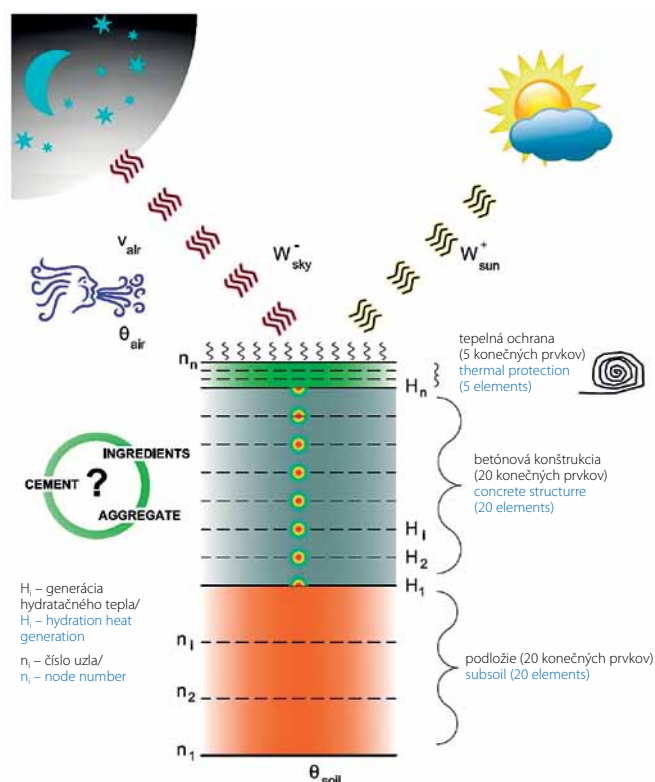
Primárnymi zaťažzeniami ovplyvňujúcimi napätosť konštrukcií v ranom štádiu sú priebeh teploty, autogénne zmršťovanie a zmršťovanie z vysychania. Stanoviť hodnoty pomerných pretvorení od zmršťovania možno podľa viacerých predpisov, v danom prípade bola použitá metodika podľa [1]. Pomerné pretvorenia spôsobené teplotou sú prevzaté z uvedenej termálnej analýzy konštrukcie.

Na obr. 4 je výsledok statickej analýzy konštrukcie v ranom štádiu zaťaženej vynútenými deformáciami. Obrázok znázorňuje riziko vzniku trhlín v ľubovom čase a mieste po hrúbke betónovej konštrukcie, pričom pojem riziko vzniku trhlín (%) vyjadruje pomer medzi vzniknutým ťahovým napätím a aktuálnou hodnotou pevnosti betónu v ťahu ($\sigma_t/f_{ctm(t)}$). Pevnostná analýza konštrukcie v ranom štádiu je z matematického hľadiska pomerne zložitá problematika, pričom jedným z najdôležitejších vstupov na výpočet je vhodné zvolený reologický model, realistické zaťaženie teplotou a zmršťovaním, ako aj správny výpočet vývoja pevnosti betónu v čase a mieste po hrúbke betónovej konštrukcie.

V danom prípade má zaťažovací krok čas trvania 3 600 sekúnd (1 hodina) a počet výpočtových krokov je 300, čo vedie k matici dotvarovania s rozmermi 300 x 300 členov na každý betónový konečný prvok. Pomocou Arrheniova zákona bola vyčíslená ťahová pevnosť v čase, ktorá zohľadňuje skutočnú nameranú históriu teploty a druh použitého cementu, ktoré sú spolu s aktuálnou vlhkosťou hlavnými faktormi vplyvujúcimi na aktuálnu zrelosť betónu. Celý



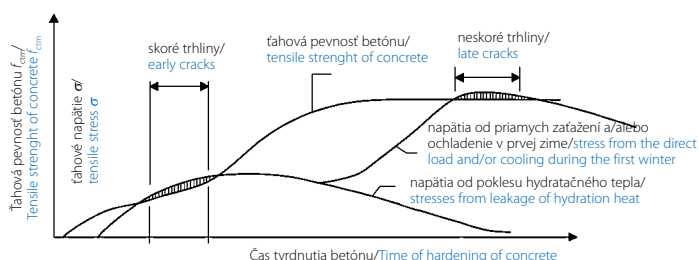
Obr. 2 Vývoj teploty na vybranej základovej doske s hrúbkou 500 mm
Fig. 2 Course of temperature in the selected foundation slab – thickness 500 mm



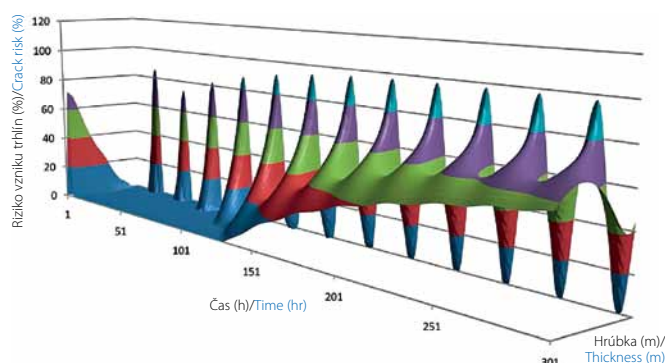
Obr. 1 Schéma termodynamického a napätostného modelu – TD & SM
Fig. 1 Scheme of thermodynamic and stress model – TD & SM

The development of temperature in the early stages of concrete setting is influenced by a number of physical, technological and climatic factors. Their role in the occurrence of cracks changes in dependence on particular conditions. So, it is not possible to determine one factor as the most unfavorable, but at the same time it is not possible to make a general order of factors according to their impact on the course of temperature. The given algorithm solves the problem in a complex way and it is possible to analyze the impact of the parameter itself for a particular construction under particular conditions.

In this case the algorithm on the basis of finite elements was programmed in Excel. The time integration itself proceeds by the step by step method and the time steps are optional. An optimum choice of the step is 3 600 seconds (1 hour), however, a sufficient accuracy of the calculation can be achieved in the period of the time step of 10 800 seconds (3 hours). In this case the number of calculation steps is 300, but the calculation can be simply extended if necessary. In Fig. 2 we can see the output showing the course of temperature in the early stage for the selected foundation slab with the thickness of 500 mm under selected conditions and concrete formula.



Obr. 3 Schematické znázornenie vývoja pevnosti betónu v ťahu a ťahových napätí od vynútených pretvorení [1]
Fig. 3 Schematic illustration of the development of tensile strength of concrete and tensile stress by forced deformation [1]



Obr. 4 Riziko vzniku trhlín na vybranej základovej doske s hrúbkou 500 mm
Fig. 4 Risks of occurrence of cracks in the selected foundation slab with a thickness of 500 mm

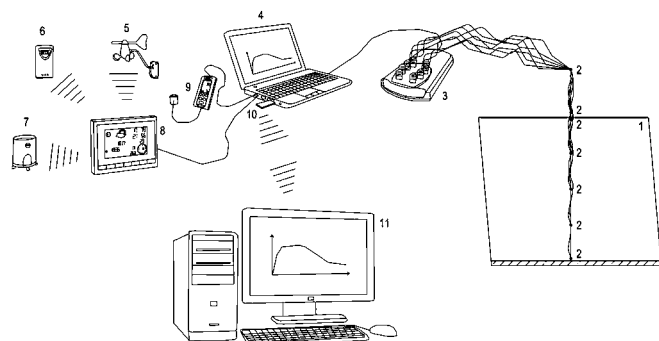
výpočet opäť prebieha metódou step by step, čím sa elegantne vyhneme prakticky nerealizovateľnému integrovaniu. Všetky spomenuté parametre sú vždy funkciou času a miesta v konštrukcii (samostatne na každý konečný prvok).

Experiment

Cieľom experimentu bolo meranie priebehu teploty od hydratačného tepla a ostatných faktorov ovplyvňujúcich veľkosť teplotného zaťaženia v ranom štádiu tuhnutia betónu na reálnych betónových konštrukciách. Zároveň bola snaha zmerať čo najviac faktorov, ktoré môžu vplyvať na veľkosť teplotného zaťaženia a následný vznik trhlín v ranom štádiu. Počas betonáže a počas raného štádia sa monitoroval vývoj teplôt po hrúbke prvku a zároveň sa merali poveternostné vplyvy. Teploty sa merali na základových a stropných doskách (t. j. horizontálne doskové konštrukcie), a to z dôvodu simulácie jednorozmerného teplotného toku.

Teplota po výške prvku sa merala na viacerých úrovniach s cieľom určiť vývoj a priebeh teplôt čo najpresnejšie. Na meranie teploty sa použili termočlánky (typ K) a datalogger (Pico T-08) napojený na počítač. Teploty v jednotlivých meraných bodoch sa automaticky odčítali každú hodinu počas 5 až 7 dní v závislosti od hrúbky prvku. Vďaka kontinuálnemu meraniu a zaznamenávaniu údajov bolo možné zmerať nielen maximálnu teplotu prvku, ale aj vývoj teplôt na jednotlivých úrovniach a v čase na verifikáciu opísaného numerického modelu.

Na meranie poveternostných vplyvov, ktoré majú veľmi výrazný vplyv na vývoj teplôt v betónovej konštrukcii, sa použila profesionálna meteorologická stanica TFA-Sinus a solarimeter Kimo SL-200.



Obr. 5 Schéma zapojenia

Fig. 5 Scheme of connection

1 – betónová konštrukcia, 2 – termočlánok, 3 – datalogger, 4 – minilaptop, 5 – anemometer, 6 – teplomer a vlhkomer, 7 – zrážkomer, 8 – meteostanica, 9 – solarimeter, 10 – modem, 11 – centrálny počítač

1 – concrete construction, 2 – thermal element, 3 – data-logger, 4 – mini-laptop, 5 – anemometer, 6 – thermometer and humidity meter, 7 – rain gauge, 8 – meteo-station, 9 – solar-meter, 10 – modem, 11 – central computer

Stress analysis

If the tensile stress exceeds the actual tensile strength of the concrete, cracks appear (Fig. 3) [1]. In terms of time we distinguish:

- early cracks, which occur in the first hours, days after casting the concrete due to concrete cooling, when the maximum temperature from the hydration heat was reached,
- late cracks, which occur or get wider after the construction was loaded directly and/or during the first winter after concreting.

Primary factors that have impact on tension in the construction in the early stage are the course of temperature, autogenous shrinkage and shrinkage as a result of drying. It is possible to set values of strain caused by shrinkage according to several formulas; in this case method in accordance with [1] was used. The relative deformation by temperature is adopted from the thermal analysis of the construction shown above.

In Fig. 4 we show the result of static analysis of the construction in the early stage of forced deformations. The figure illustrates the risk of occurrence of cracks at any time and level of the concrete construction. At the same time the notion of the risk of occurrence of cracks (%) represents the ratio between the created tensile stress and actual value of tensile strength of concrete ($\sigma_t/f_{ctm(t)}$). From a mathematical point of view the strength analysis of the construction in the early stages is relatively complicated and one of the most important inputs for its calculation is an appropriately selected rheological model, realistic load of temperature and shrinkage and also the correct calculation of concrete strength in the time and level of the concrete construction. In this case the load step will last 3 600 seconds (1 hour) and the number of calculation steps is 300, which leads to creep matrix of dimension 300×300 members for each concrete element. With the aid of Arrhenius' law the tensile strength in time is calculated. It takes into account the real measured course of temperature and the type of utilized cement, which, together with the actual humidity, are the main factors influencing the actual maturity of concrete. Again we do the whole calculation by the step by step method, which enables us to avoid practically impossible integration. All the mentioned parameters are always a function of time and space in the construction (independently for each finite element).

Experiment

The goal of the experiment is to measure the course of temperature caused by hydration heat and other factors having impact on the magnitude of the thermal load in the early stage of concrete setting in real concrete constructions. At the same time there was an attempt to measure most factors that can influence the magnitude of the thermal load and the following occurrence of cracks in the early stage. During the concreting and the early stage of concrete setting the course of temperature at any level of the element was monitored and at the same time the weather impacts were measured. The temperatures were measured in the foundation and ceiling slabs (i. e. horizontal slab constructions) to simulate one-dimensional thermal flow.

The temperature along the height of the element was measured at several levels with the aim to determine the course and development of temperatures as accurately as possible. Thermal elements (type K) and a data-logger (Pico T-08) connected to a computer were used to measure the temperature. The temperatures in individual measured points were automatically read every hour within the period of 5 – 7 days in dependence on the thickness of the element. Due to this continual measuring and data registering it was possible to measure not only the maximum temperature of the element, but also the course of temperatures at individual levels and time, to verify the above shown numerical model (TD & SM).

A professional meteorological station TFA-Sinus and solar-meter Kimo SL-200 were used to measure the weather effects, as they have a substantial impact on the course of temperatures in a concrete construction.

Záver

Zloženie betónu, technologické a klimatické podmienky sú rozhodujúce faktory vplyvajúce na vývoj teplôt v betónovej konštrukcii. Výsledky experimentálnych meraní priebehu teplôt na piatich úrovniach po výške prvku, ktoré sa vykonali na viacerých stavbách, ukázali pomerne dobrú zhodu s hodnotami vypočítanými numericky pomocou TD & SM.

Článok prezentuje možný prístup k dimenzovaniu základových dosiek, priemyselných podláh a cementobetónových krytov, na ktoré sa kladú zvýšené nároky z hľadiska medzného stavu použiteľnosti, ako sú základové dosky bielych vaní s najprísnejšími kritériami (trieda využívania A [1]). Podobným spôsobom možno analyzovať cementobetónové kryty vozoviek, prípadne priemyselné podlahy, pri ktorých je vznik trhlín nežiaduci. Úpravou okrajových podmienok možno uvedeným spôsobom analyzovať aj iné typy konštrukcií, napríklad steny, stropné dosky a podobne. V prípade, že sa na spomenutých konštrukciách dovoľuje vznik trhlín s limitovanou šírkou, možno pomocou TD & SM objektívne minimalizovať veľkosť vynútených pomerných pretvorení.

Na základe spomenutých výpočtov sa dá optimalizovať postup návrhu a zhotovenia konštrukcie z hľadiska zloženia betónu, teploty čerstvého betónu, vhodného načasovania betonáže, ošetrovania a tepelnej ochrany konštrukcie tak, aby výsledkom bola hospodárne navrhnutá konštrukcia spĺňajúca požadované kvalitatívne parametre.

Príspevok vznikol s podporou výskumného projektu VEGA č.1/0306/09 Aplikácia pravdepodobnostných metód na obnovenie spoľahlivosti betónových stavieb.

Literatúra

- [1] Bilčík, J. – Čičmanec, P. – Halaša, I. – a kol.: Smernica pre vodonepriepustné konštrukcie Biele vane. Bratislava, 2011.
- [2] STN 73 1210: Vodotesný betón a trvanlivý betón osobitných vlastností. Návrh, výroba a kontrola kvality, september 1996.
- [3] Lohmeyer, G. – Ebeling, K.: Weisse Wannen – Einfach und sichtbar. Verlag Bau + technik, März 2004, 340 s.
- [4] DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, 2005.
- [5] STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava, 2006.
- [6] STN EN 1992-3: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 3 : Nádrže na kvapaliny a zásobníky. Bratislava, 2006.
- [7] Červenka, V. – Jendele, L. – Červenka, J.: Atena program documentation – Atena Theory, Červenka Consulting Ltd, Praha, 2012.
- [8] Apel, T. – Flaig, T.: Simulation and mathematical optimization of the hydration of concrete for avoiding thermal cracks, Munchen, Germany, 2009, 15 p.
- [9] Lienhard, J.: Aheat transfer textbook, Cambridge, Massachusetts, 2012, 755 s.
- [10] Nečas, J.: Vliv vnější teploty na napjatost přehrad a jiných betonových masivu. Aplikace matematiky, Institute of mathematics AS CR, 1956, Czech republic, 118 s.
- [11] Prcůch, I. – Ignačák, M. – Šoltész, J.: Temperature field analysis of chosen structures in their early stage, Ostrava, 11th International conference – Modelling in Mechanics 2013, s. 79 – 80.

Conclusion

Compositions of concrete, technological and climatic conditions are the decisive factors that have impact on the course of temperatures in the concrete construction. The results of experimental measurements of the course of temperatures in 5 levels of the element showed a very good conformity with the values calculated numerically with the aid of TD&SM. The article presents a possible approach to dimensioning of foundation slabs on which we impose higher stresses from the point of view of marginal state of usability, such as foundation slabs of watertight concrete structures with the strictest criteria (usage class A [1]). It is possible to analyze cement-concrete road decks in a similar way, as well as industrial floors where cracks are undesirable. As it is shown above, we can also analyze other types of constructions, such as walls, floor slabs, etc., if we adjust boundary conditions. In case cracks of limited width are allowed in the mentioned constructions, it is possible to minimize the magnitude of forced relative deformation objectively with the aid of TD & SM.

On the basis of the mentioned calculations it is possible to optimize the process of design and completing the construction in terms of composition of concrete, temperature of fresh concrete, appropriate timing of concreting, curing and thermal protection of the construction, so that the construction is designed economically meeting required qualitative parameters.

This article was created with the support of the research project VEGA No.1/0306/09 Application of probability methods for renovation of the reliability of concrete constructions.

References

- [1] Bilčík, J. – Čičmanec, P. – Halaša, I. – a kol.: Smernica pre vodonepriepustné konštrukcie „Biele vane“. Bratislava, 2011.
- [2] STN 73 1210: Vodotesný betón a trvanlivý betón osobitných vlastností. Návrh, výroba a kontrola kvality, september 1996.
- [3] Lohmeyer, G. – Ebeling, K. : Weisse Wannen – Einfach und sichtbar. Verlag Bau + technik, März 2004, 340 p.
- [4] DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, 2005.
- [5] STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava, 2006.
- [6] STN EN 1992-3 : Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 3 : Nádrže na kvapaliny a zásobníky. Bratislava, 2006.
- [7] Červenka, V. – Jendele, L. – Červenka, J.: Atena program documentation – Atena Theory, Červenka Consulting Ltd, Praha, 2012.
- [8] Apel, T. – Flaig, T.: Simulation and mathematical optimization of the hydration of concrete for avoiding thermal cracks, Munchen, Germany, 2009, 15 p.
- [9] Lienhard, J.: Aheat transfer textbook, Cambridge, Massachusetts, 2012, 755 p.
- [10] Nečas, J.: Vliv vnější teploty na napjatost přehrad a jiných betonových masivu. Aplikace matematiky, Institute of mathematics AS CR, 1956, Czech republic, 118 p.
- [11] Prcůch, I. – Ignačák, M. – Šoltész, J.: Temperature field analysis of chosen structures in their early stage, Ostrava, 11th International conference - Modelling in Mechanics 2013, p. 79 – 80, long version 14 p.



Vladimír Benko

Navrhovanie mostov s ohľadom na seizmické účinky

Metóda prekročenia deformácií

The Seismic Design of Bridges

Pushover Analysis

Mostné konštrukcie môžu byť s ohľadom na účinky seizmických namáhání podľa eurokódov navrhnuté rôznymi metódami. Metódy rozdeľujeme na silové a deformačné. Nelineárna statická analýza (metóda prekročenia deformácií – analýza Pushover) sa používa ako jedna z metód založená na deformáciách. Poskytuje reálne výsledky výpočtov na pravidelné mostné konštrukcie. Tento príspevok opisuje základné princípy Eurokódu 8 na navrhovanie mostov na seizmické účinky na príklade realizovanej mostnej konštrukcie.

Podľa metódy základného vlastného tvaru (EN 1998-2, bod 4.2.2) sú ekvivalentné statické seizmické sily odvodené zo zotrvačných síl zodpovedajúcich prvej vlastnej periódy a tvaru konštrukcie v uvažovanom smere pri použití príslušnej poradnice návrhového lokálneho spektra odozvy. Metóda zahŕňa aj zjednodušenie na určenie prvého vlastného tvaru a odhadu základnej vlastnej periódy.

Metóda spektra odozvy (EN 1998-2, 4.2.1) je lineárny dynamický výpočet maximálnej hodnoty dynamických odpovedí všetkých významných vlastných tvarov konštrukcie za použitia príslušných súradníc lokálneho návrhového spektra odozvy. Celková odozva sa zís-

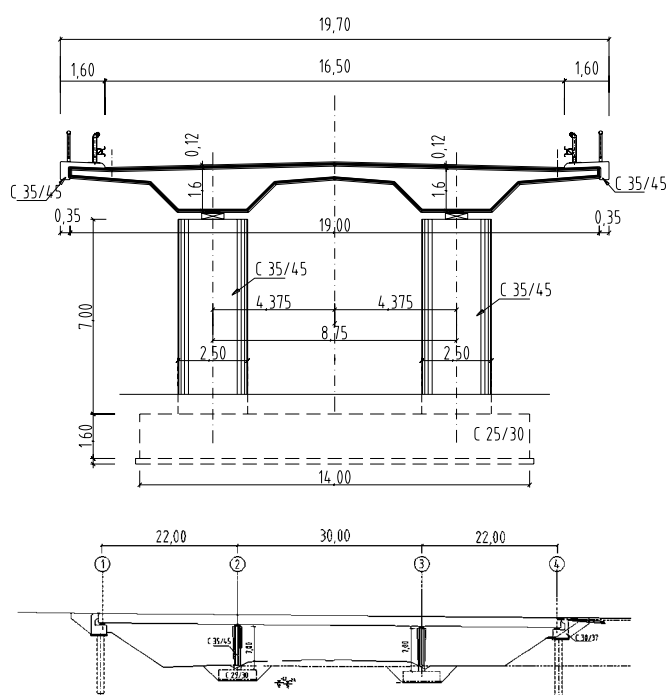
According to the new Eurocodes, bridge structures can be designed by various methods with regard to the seismic action. The methods can be divided into deformation-based and force-based methods. The nonlinear static analysis (pushover analysis) can be used as a way of deformation-based methods. This method provides realistic calculation results with conventional regular bridge structures. This paper explains the fundamental principles of Eurocode 8 and demonstrates the bridge structures based on the calculation example of the real bridge structure.

According to the fundamental mode method (EN 1998-2, Section 4.2.2) equivalent static seismic loads are derived from the inertia forces corresponding to the fundamental mode and natural period of the structure in the direction under consideration, using the relevant ordinate of the site dependent design spectrum. The method also includes simplifications regarding the shape of the first mode and the estimation of the fundamental period.

The response spectrum method (EN 1998-2, 4.2.1) is an elastic calculation of the peak value of dynamic responses of all relevant significant modes of the structure in which the ordinates of the site-dependent design spectrum may be used. The overall response is obtained by the statistical combination of maximum modal contributions. Such a calculation can be applied in all cases where a linear computation is allowed.

Pushover analysis (EN 1998-2, 4.2.5) is a nonlinear static calculation of the structure under the constant vertical load and monotonically increasing horizontal loads which are the effects of a horizontal component of earthquake. Second order effect should be also taken into account. The horizontal loads are increased until the target displacement of a reference point is reached.

The bridge structure consists of the three-span reinforced concrete plate beam construction with the spans of 22.6 m, 30.0 m and 22.6 m and the width of 19.0 m. There is the usual box abutment to the bridge ends. Between the abutments there are two pillars that are founded on as flat footings. There is a slightly skew bridge, which is founded on gravelly soil. The reference ground acceleration for the site is $a_{gr} = 0.91 \text{ m/s}^2$. In this paper, the seismic analysis of the bridge in accordance with EN 1998-1:2005 and EN 1998-2 is demonstrated and explained.



Obr. 1 Pričný a pozdĺžny rez mostom

Fig. 1 Cross-section and longitudinal view of the bridge

ka ako štatistická kombinácia maximálnych tvarových príspevkov odozvy. Takýto výpočet možno použiť vo všetkých prípadoch, kde sa pripúšťa lineárny výpočet.

Metóda prekročenia deformácií (EN 1998-2, 4.2.5) je statický nelineárny výpočet parametrov konštrukcie pri konštantných zvislých zaťaženiach a monotónne rastúcich horizontálnych zaťaženiach, ktoré sú účinkami horizontálnej zložky zemetrasenia. Účinky druhého rádu sa musia pri výpočte zohľadniť. Horizontálne zaťaženia sa zvyšujú až do dosiahnutia cieľového premiestnenia referenčného bodu.

Mostnú konštrukciu tvorí predpätá betónová doska so šírkou 19,0 m, ktorá je nad ložiskami zosilnená do nosných trámov. V pozdĺžnom smere má tri rozpätia: 22,6 m, 30,0 m a 22,6 m. Na koncoch mosta sú navrhnuté opory mosta, v strednej časti sú navrhnuté dve dvojice pilierov založené na pätkách. Most na oporách je mierne šikmo uložený. Lokálne referenčné zrýchlenie šírenia seizmických vln je $a_{gR} = 0,91 \text{ m/s}^2$.

Metódy výpočtu

Most bol s ohľadom na seizmické účinky analyzovaný rôznymi metódami:

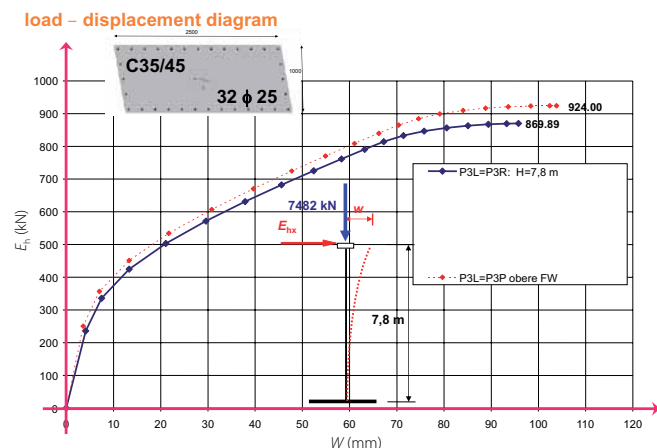
- metóda základného vlastného tvaru,
- metóda spektra odozvy,
- metóda prekročenia deformácií.

Metóda prekročenia deformácií (Pushover)

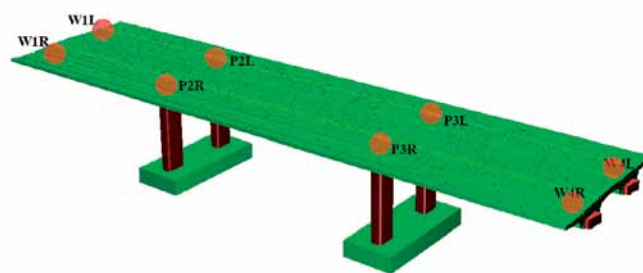
Cieľové premiestnenie referenčného miesta pevnej podpory v pozdĺžnom smere mosta je stanovené podľa STN EN 1998-2:2006 – príloha H a STN EN 1998-1:2005 – príloha B. Pevné ložiská v pozdĺžnom smere P3L a P3P boli naplánované v tretej osi mosta.

Na obr. 3 je znázornené nelineárne deformačné správanie pilierov P3L a P3R s výškou 7,8 m, vzťah medzi narastajúcou horizontálnou silou a pretvorením v hornej časti mostných pilierov v súlade s EN 1992-1-1. Veľkosť normálovej sily bola určená zo seizmickej návrhovej situácie podľa EN 1990. Normálová sila v závislosti od vertikálnej seizmickej činnosti sa pohybuje od 6 331 do 8 633 kN.

Po príslušných transformáciách (STN EN 1998-1:2005, rovnica (3.7)) bol pracovný diagram pilierov transformovaný do súradnicového systému ADRS ($S_{ae} - S_{de}$). Po prvej iterácii ukazuje priesečník s lineárne elastickým spektrom posunutie $w = 46 \text{ mm}$ pri perióde $T_{1,1} = 1,33 \text{ s}$. Ide o iteračnú metódu, kde iterácie opakujeme, kým sa deformácia v pracovnom diagrame piliera rovná deformácii priesečníka lineárnej časti pracovného diagramu piliera s elastickým spektrom odozvy. To sa dosiaholo po tretej iterácii s hodnotami: prvá perióda $T_{1,3} = 1,94 \text{ s}$, cieľová deformácia v hlave piliera $w = 67,5 \text{ mm}$ a vodorovná sila $E_{Edx} = 815 \text{ kN}$.



Obr. 3 Vzťah medzi horizontálnou silou a pretvorením pilierov P3L a P3R
Fig. 3 Horizontal force – displacement behavior of the pier P3L and P3R



Obr. 2 Model mosta – podpory a opory
Fig. 2 Modell of the bridge, piers and abutments

Methods of Analysis

The bridge had been investigated by various methods:

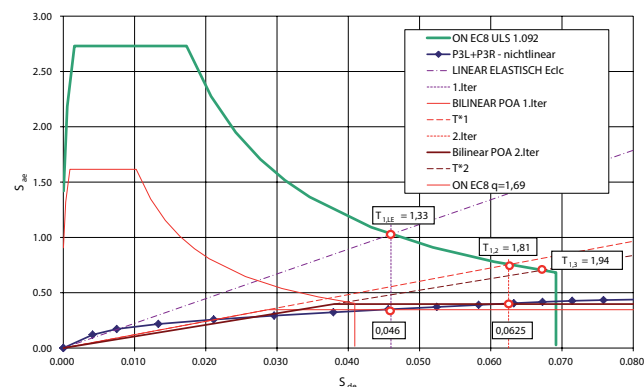
- Fundamental mode method,
- Response spectrum method – Linear dynamic analysis,
- Nonlinear static analysis (pushover analysis).

Determination of the Target Displacement (Pushover)

Determination of the target displacement is performed according to STN EN 1998-2:2006 – Annex H and STN EN 1998-1:2005 – Annex B, in the longitudinal direction. Fixed bearing P3L and P3P in the longitudinal direction were planned in the third axis of the bridge.

For the pillars P3L and P3R with a height of 7.8 m the nonlinear deformation behaviour (Horizontal force – displacement at the top of the bridge piers) was determined according to EN 1992-1-1. The magnitude of the normal force has been set for the seismic load combination according to EN 1990 with the normal forces according to the vertical seismic action between the amount from 6331 kN to 8633 kN.

After the appropriate transformations (STN EN 1998-1:2005, Eq (3.7)), the work diagram of the pillars was drawn in the coordinate system ADRS Spectrum $S_{ae} - S_{de}$. After the first iteration the intersection with the elastic spectrum shows the displacement of $w = 46 \text{ mm}$ for the period $T_{1,1} = 1.33 \text{ s}$. Iterations are repeated as far until the displacement of the ADRS spectrum does not correspond to the displacement of the bilinear working line. It will be reached after the third iteration. The results are as follows: the period is equal $T_{1,3} = 1.94 \text{ s}$, the target displacement at the pier head is $w = 67.5 \text{ mm}$, and the horizontal force is $E_{Edx} = 815 \text{ kN}$.



Obr. 4 ADRS spektrum a transformácia nelineárneho pracovného diagramu piliera
Fig. 4 ADRS Spektrum and transformation of horizontal force – displacement behavior of the pier

Záver

Porovnanie výsledkov rôznych metód (metóda základného vlastného tvaru, metóda spektra odozvy a metóda prekročenia deformácií) vykazuje dobrú zhodu na príklade uvedeného mosta, keďže ide o most so symetriou v pôdoryse a symetriou mosta v pozdĺžnom reze. Pri šikmých mostoch, kde šikmosť nie je veľká, možno použiť aj zjednodušené metódy a získané výsledky budú dostatočne presné na použitie v praxi. Odklon uhla k pozdĺžnej osi mosta je asi 80°. Torzné vlastné tvary v tomto prípade nemajú veľký vplyv na namáhanie pilierov a možno ich zanedbať.

Prvý vlastný tvar v pozdĺžnom smere, ako aj druhý vlastný tvar v priečnom smere sú jednoznačne rozhodujúce pri skúmaní účinkov seizmicity na piliere mosta. V metóde spektra odozvy by na vyhodnotenie výsledkov v kombináciách modálnych odpovedí takisto postačoval prvý vlastný tvar kmitania konštrukcie.

V metóde prekročenia deformácií sme dosiahli požadovaný cieľ pri súčiniteli správania $q = 1,69$ a pri horizontálnej sile pôsobiacej na most v pozdĺžnom smere $F_x = 1\,630$ kN, čo je oveľa väčšia hodnota ako pri metóde spektra odozvy s duktilitou $q = 3,50$, kde je horizontálna sila v pozdĺžnom smere na most $F_x = 1\,157,9$ kN. Predpokladaná duktilita sa pri metóde spektra odozvy zďaleka nedosiahla.

Príspevok vznikol s finančnou pomocou Agentúry na podporu výskumu a vývoja MŠ SR č. APVV-0442-12.

Literatúra

- [1] Müller, F. P. – Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten. Berlin: Verlag Ernst und Sohn, 1984.
- [2] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Verlag Birkhäuser, 2002.
- [3] Clough, R. W. – Penzien, J.: Dynamics of Structures. Verlag McGraw-Hill, 1993.
- [4] Chopra, A. K.: Dynamics of Structures – Theory and application to Earthquake Engineering. Verlag Prentice Hall, 2000.
- [5] Flesch, R.: Baudynamik praxisgerecht, Bd.1, Berechnungsgrundlagen. Verlag Bauverlag, 1993.
- [6] Fillo, L. – Bilčík, J. – Benko, V. – Halvonik, J.: Navrhovanie Betónových konštrukcií STN EN 1992-1-1, IKS SKSI Bratislava, apríl 2005.
- [7] Fajfar, P.: Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, roč. 28, s. 979 – 993.
- [8] Fajfar, P.: A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. In: Earthquake Spectra, 2000, roč. 16, č. 3, s. 573 – 592.
- [9] Fillo, L. – Halvonik, J.: Suspended precast RC member. In: Design examples for strut-and-tie models. Technical report prepared by Working group 1.1-3 in fib Task group 1.1, Design Applications. 2011, s. 53 – 67.
- [10] Fillo, L.: Structural analysis of beams by new Model Code. In: 2011 fib Symposium Concrete engineering for excellence and efficiency, Praha, 8. – 10. 6. 2011, Praha: ČBS Servis, s. r. o., 2011, s. 103 – 107.
- [11] Dazio, A.: Tragfähigkeiten von Betonbauten. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [12] Mistler, M. – Butenweg, C. – Meskouris, K.: Kapazitätsspektrummethode, Beschreibung und Erläuterung des Verfahrens. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik RWTH Aachen.

Conclusions

The comparison of the results of the different methods (fundamental mode method, response spectrum method and pushover analysis) shows good conformity with the presented bridge. This can be achieved with regard to the bridges with symmetrical floor plan and elevation, and also with skewed bridges with approximately right angle analogous to the crossing angle of the investigated bridge (about 80°). The torsional modes play no major role and can be neglected.

The first mode shape in the longitudinal direction as well as in the transverse direction is clearly decisive for the earthquake investigation. In the combination of modal responses for the response spectrum method the first mode in the corresponding direction of oscillation would be sufficient.

With the pushover analysis we have reached the desired target shift at a ductility of $q = 1.69$ and a horizontal force of $F_x = 1\,630$ kN, which is much higher than that of the response spectrum method with the ductility of $q = 3.50$, where the force is $F_x = 1\,157.9$ kN, while although the ductility is assumed far from being achieved in reality.

The paper has been partially supported by the Agency for Science and Research No. APVV-0442-12.

References

- [1] Müller, F. P. – Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten. Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1984.
- [2] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Verlag Birkhäuser, 2002.
- [3] Clough, R. W. – Penzien, J.: Dynamics of Structures. Verlag McGraw-Hill, 1993.
- [4] Chopra, A. K.: Dynamics of Structures – Theory and application to Earthquake Engineering. Verlag Prentice Hall, 2000.
- [5] Flesch, R.: Baudynamik praxisgerecht, Bd.1, Berechnungsgrundlagen. Verlag Bauverlag, 1993.
- [6] Fillo, L. – Bilčík, J. – Benko, V. – Halvonik, J.: Navrhovanie Betónových konštrukcií STN EN 1992-1-1, IKS SKSI Bratislava, apríl 2005.
- [7] Fajfar, P.: Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 979 – 993, 1999.
- [8] Fajfar, P.: A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, pp. 573 – 592, August 2000.
- [9] Fillo, L. – Halvonik, J.: Suspended precast RC member. In: Design examples for strut-and-tie models. Technical report prepared by Working group 1.1-3 in fib Task group 1.1, Design Applications. 2011, pp. 53 – 67.
- [10] Fillo, L.: Structural analysis of beams by new Model Code. In: Concrete engineering for excellence and efficiency. Volume 1: fib Symposium Prague 2011. Prague, 8. – 10. 6. 2011: ČBS Servis, s. r. o., 2011, pp. 103 – 107.
- [11] Dazio, A.: Tragfähigkeiten von Betonbauten. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [12] Mistler, M. – Butenweg, C. – Meskouris, K.: Kapazitätsspektrummethode, Beschreibung und Erläuterung des Verfahrens. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik RWTH Aachen.

Beton Universita vstoupí do 5. ročníku s novým seminářem

Problematika vodonepropustných konstrukcí přitáhla pozornost široké odborné veřejnosti k poslednímu ze seminářů Beton University s názvem Moderní trendy v betonu I. – Vodotěsné betony, který proběhl koncem září v Jihlavě. Vodotěsné betony nahradí v příštím roce nové a neméně zajímavé téma, a to Moderní trendy v betonu III. – Provádění betonových konstrukcí. Dlouhodobý vzdělávací projekt s názvem Beton University, který pořádá skupina Českomoravský beton, vstoupí s přelomem roku do svého pátého ročníku.



Na poslední seminář zaměřený na problematiku vodonepropustných betonových konstrukcí zavítala řada posluchačů

Na 120 účastníků zaplnilo v poslední zářijový čtvrtek konferenční prostory jihlavského EA Business Hotelu a využilo tak poslední možnost poslechnout si přednášky odborníků na téma vodonepropustných betonových konstrukcí. Po úvodní přednášce Ing. Milady Mazurové z TBG METROSTAV věnované především historii a vývoji betonu, otevřel téma vodotěsných betonů Ing. Vladimír Veselý, ředitel společnosti BETOTECH, která provozuje několik nezávislých akreditovaných laboratoří po celé ČR. Svůj příspěvek zahájil problematikou stanovení vodotěsnosti betonu a zkoušení tohoto parametru. Termín „vodotěsný beton“ totiž není vždy totéž co „beton pro vodonepropustné konstrukce“. Omezení průsaku tlakovou vodou je parametrem pro zajištění trvanlivosti v daném prostředí. Beton pro vodonepropustné konstrukce proto musí splňovat ještě další požadavky, a to vysokou hutnost (předpokladem je absence „hnízd“ a shodné parametry ve všech místech konstrukce), nízké hydratační teplo (resp. pomalý nárůst hydratačního tepla), nízké objemové změny a vysokou pevnost v tahu za ohybu. Riziko vzniku hnízd v betonu lze minimalizovat dobrou zpracovatelností betonu. Pro omezení vzniku trhlin a zvýšení pevnosti v tahu za ohybu je možné využít beton s rozptýlenou výztuží, tj. s obsahem ocelových vláken.

Bílá vana – Konstrukce s nosnou a zároveň těsnicí funkcí

Zásadami navrhování vodonepropustných konstrukcí provedl posluchače ve druhém bloku přednášek Ing. Vojtěch Petřík, Ph.D.,

z ateliéru Helika, a.s. Na něj navázal Ing. Zdeněk Roska (SIKA) s tématem Utěsnění spár a detailů u vodonepropustných konstrukcí. Blok pak uzavřel přednáškou na téma „Bílé vany – zásady provádění, příklady realizací“ Ing. Pavel Kasal, Ph.D. (METROSTAV, divize 6). Jak uvádí Pavel Kasal ve své prezentaci, obecně se „bílá vana“ říká takové konstrukci, která kromě nosné funkce plní i funkci těsnicí proti prostupu vody bez použití povlakové izolace. Ať už jde o objekty s podzemními podlažními, dopravní stavby, jako jsou tunely nebo průmyslové stavby (zásobníky apod.), může dojít k úspěšné realizaci jen tehdy, pokud zhotovitel dodrží určité zásady pro provádění a technologické postupy. Ve vztahu k vodotěsnosti je třeba pro bílou vanu dořešit některé specifické detaily nosné konstrukce, a to již zmíněnou vodonepropustnost betonu a zamezení nebo omezení vzniku trhlin, utěsnění pracovních a dilatačních spár a postupů a sáňací případných poruch.

Knihovna s neomezeným přístupem

Odpolední přednášky věnované podzemním stěnám, vzduchotechnickému kanálu bez izolace, který je součástí komplexu dopravních staveb Blanka, poruchám u vodonepropustných konstrukcí a způsobům sáňace, seminář uzavřely. Kromě načerpaných informací a odborných časopisů si účastníci mohli odnést také aktualizovanou publikaci „Příručka technologa – BETON“, kterou společnost Českomoravský beton nedávno vydala. I když byl jihlavský seminář posledním na téma vodotěsných betonů, všechny přednášky si ve zkrácené verzi mohou zá-

jemci on-line prohlédnout v sekci Knihovna na www.betonuniversity.cz.

O „betonářské univerzitě“

Beton University, dlouhodobý vzdělávací projekt vedený odborníky z oboru, s přelomem roku vstoupí do svého 5. ročníku. Také v roce 2014 bude organizátorem skupina Českomoravský beton spolu se svými dceřinými společnostmi. Jen téma Moderní trendy v betonu I. – Vodotěsné betony nahradí zcela nové téma, a to Moderní trendy v betonu III. – Provádění betonových konstrukcí. Českomoravský beton plánuje v prvním pololetí hned dva semináře na toto nové téma. Ti, kdo se v letošním roce nestihli zúčastnit semináře Moderní trendy v betonu II. – Betony pro dopravní stavby, jej mohou ještě 2x v průběhu roku 2014 navštívit.

Podrobnosti o termínech najdou zájemci na www.betonuniversity.cz.

Semináře Beton University jsou určeny zejména architektům, projektantům, zástupcům stavebních firem, investorům, stavebním dozorcům a dále studentům, pedagogům a široké odborné veřejnosti. Zároveň jsou tradičním místem setkávání odborníků a profesionálů v oboru. Vzdělávací projekt Beton University je zařazen do akreditovaného programu v rámci celoživotního vzdělávání pro členy ČKAIT a ČKA.

Na semináře Vás zve skupina Českomoravský beton spolu s odborníky a mediálními partnery. Zájemci se mohou hlásit na www.betonuniversity.cz.

Martin Moravčík – Katarína Dolinajová – František Bahleda – Ján Kucharík



Niektoré skúsenosti z dlhodobého monitoringu mostných konštrukcií budovaných technológiou letmej betonáže

Some experiences from the long-term monitoring on bridges realised by free cantilever method

Výstavba betónových mostných objektov technológiou letmej betonáže patrí v súčasnosti k častým metódam budovania mostov s veľkými rozpätiami. Takéto konštrukcie sú citlivé na výkyvy spôsobené zmenou statickej schémy počas výstavby, samotným priebehom technologických krokov a tiež na teplotné vplyvy okolitého prostredia. Charakteristické sú teda zmeny napätosti v jednotlivých prierezoch počas výstavby konštrukcie, ako aj následná redistribúcia napätí počas celej životnosti stavby vplyvom reologických zmien v betóne.

Dlhodobý monitoring takýchto konštrukcií nám umožňuje získať reálne informácie o vývoji deformácií a pretvorení v čase, ako aj o ďalších efektoch, ktoré ovplyvňujú výsledné správanie konštrukcie. Dotvarovanie, zmršťovanie betónu a účinky teploty zohrávajú významnú úlohu pri vývoji pretvorení v čase. Nesprávna predikcia týchto účinkov často spôsobuje nesúlad medzi výpočtom a reálnym správaním konštrukcie. V krajných prípadoch môžu viesť nadmerné deformácie k problémom, ktoré sa týkajú použiteľnosti, estetickej stránky mostnej konštrukcie, prípadne až k predčasnej potrebe rekonštrukčných prác na moste.

V tomto článku by sme radi prezentovali niektoré skúsenosti s monitoringom takýchto konštrukcií, ktoré sa na Slovensku postavili v posledných rokoch. Merané pretvorenia na skutočnej konštrukcii sa porovnávali s numerickým modelom. Konštrukcia sa analyzovala prostredníctvom systému Midas Civil s reologickými modelmi v súlade s Eurokódom.

Technológia letmej betonáže sa aplikuje najmä na premostovania s veľkými rozpätiami a v prípadoch, keď je využitie skruží problematické. Jednotlivé technologické kroky ako betonáž prierezov a predpínanie lamíel nosnej konštrukcie definujú rozhodujúce časové kroky výstavby. Konštrukcia sa betónuje postupne po priereze a dĺžke a predpína sa v rôznom čase. Je teda významne reologicky nehomogénna, čo rezultuje do prerozdelenia napätosti v prierezoch s časom. V súčasnosti dostupné výpočtové programy na báze MKP umožňujú projektantom aplikovať step-by-step prírastkové metódy na predikciu správania takýchto konštrukcií. Väčšinou sa pritom opierajú o normové prístupy, ktoré definujú priebehy reologických dejov v čase, využívajúc princíp superpozície reologických javov. V reálnych stavebných podmienkach však často nemožno dodržať všetky predpokladané výpočtové vstupy, respektíve ich projektant nemá možnosť následne ovplyvniť alebo dodatočne precizovať. V takýchto prípadoch má dlhodobý monitoring veľký význam. Efektívne umožňuje sledovať reálne zmeny napätosti, ktoré prebiehajú v jednotlivých časových krokoch výstavby, ako aj neskôr počas prevádzky na konštrukcii, a pomerne spoľahlivo sa dá predpokladať aj ďalší vývoj.

Free cantilever method has become a very common method for the construction of concrete bridges. These structures are very sensitive to the prediction of deformation during their erection and service life too. Structure monitoring system during its construction being very important to get a real information about deformation development in time and other influences that can affect the complex structural behaviour. The creep and shrinkage of concrete and temperature influence have been considered as the main effects to the deformation development in time.

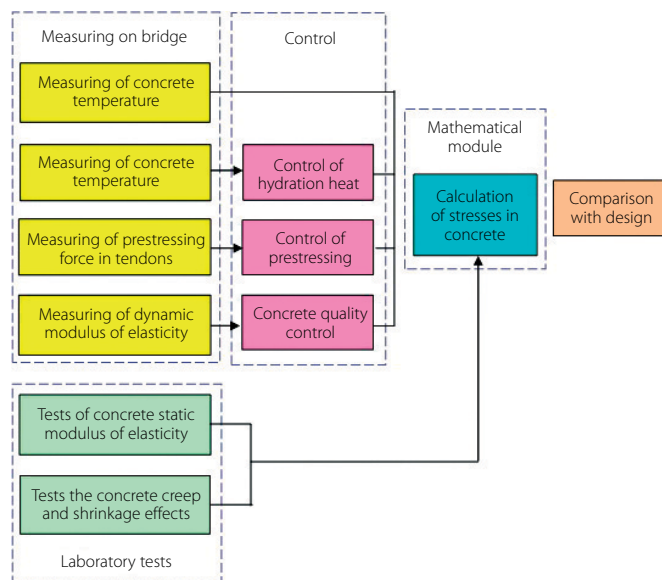
Underestimating of above mentioned effects often causes that predicted deformation does not corresponded with real recorded values. In boundary cases the excessive deformations may lead to the serviceability problems, deterioration of aesthetics, and eventually early reconstruction of the bridge.

In this paper we'd like to present some experiences with the monitoring of those structures built on the new highway in Slovakia during last years. Measured strains and deformations on real structures were compared with the numerical model results based on the expected behaviour of prestressed concrete bridge erected as a non-homogenous structure. The bridge structures have been analysed using the computer system based on FEM in accordance with the Eurocode approaches.

Bridges built by the free cantilever method are mainly used for wide spans in places where stationary support cannot be used. Concreting and prestressing of concrete are erected step by step by using the formwork traveller. Consequently, each individual segment or part of structure have different age of concrete. Rheological effects like the shrinkage, differential shrinkage and creep have significant impact on a stress distribution around the cross-section and consequently redistribution along the span. Monitoring of such bridges can offer very valuable information about real behaviour of structure during construction process and also during the service life itself. First important output for us is the feed-back from the future bridge design and the second one to have the actual level of the stress redistribution along the structure in the future point of view. In the time when the control or other structural analysis is required, administrator or contractor will have relevant information about the stresses in the structure and real structural behaviour.

Therefore we have chosen 2 representatives of this type of bridges realized by above mentioned construction method at Slovakia on the highway D1. One bridge (No. 208) has been built recently at 2010 on the part of D1, near Povazska Bystrica and the second one (No. 205) being now under construction near the city Zilina. University of Zilina and company VUIS Bridges, Ltd. have been cooperated on that research works. Experimental results have been compared to the numerical model.

doc. Ing. Martin Moravčík, PhD., Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 903 175612, e-mail: martin.moravcik@fstav.uniza.sk
Ing. Katarína Dolinajová, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135668, e-mail: katarina.dolinajova@fstav.uniza.sk
Ing. František Bahleda, Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 5135672, e-mail: frantisek.bahleda@fstav.uniza.sk
Ing. Ján Kucharík, CSc., VUIS Mosty, s. r. o., Kaukazská 2, 852 61 Bratislava, tel.: +421 903 752596, e-mail: kucharik.vuismosty@stonline.sk



Obr. 1 Schéma monitorovacieho systému
Fig. 1 Scheme of the monitoring system

Hodnoty výsledných prevádzkových napätí sú veľmi závislé od predchádzajúcej histórie napätí. Týmto spôsobom možno získavať spätnú väzbu a porovnávať reálne správanie so zohľadnením histórie zaťažovania a postupu výstavby a modelovú predikciu správania konštrukcie založenú na teoretických vstupoch. V súčasnosti sa práve pri stavbách mostných konštrukcií požaduje aj takzvaná kontrolná alebo paritná statická analýza. Tu nadobúda dlhodobé sledovanie ďalší rozmer – kontrolný. Ide o reálny podklad pre dodávateľa alebo projektanta, ako aj pre budúceho správcu, ktorí tak budú mať k dispozícii relevantné informácie o stave napätosti v rozhodujúcich prierezoch konštrukcie nielen v danom čase, ale aj do budúcnosti, a to s podstatne vyššou mierou spoľahlivosti.

V tomto príspevku sme si zvolili dvoch zástupcov uvedeného typu mostov. Tieto stavby sa vybudovali na Slovensku na diaľnici D1 a boli alebo sú sledované. Jednou je mostný objekt 208, ktorý sa realizoval v roku 2010 na diaľnici D1 pri Považskej Bystrici, druhou je objekt 205, ktorý je súčasťou diaľnice D1 pri Žiline a momentálne je v štádiu výstavby. Žilinská univerzita a spoločnosť VUIS Mosty, s. r. o., spolupracovali na meraní a spracovaní výsledkov. Experimentálne merania sa porovnali s numerickými modelmi.

Základné princípy monitorovania mostných konštrukcií

Počas stavebných prác na diaľnici D1 sa na niektorých diaľničných mostoch pripravil a aplikoval komplexný monitorovací systém, čo umožnilo získať celkový obraz o technickom stave mosta v priebehu výstavby a neskôr aj v čase užívania konštrukcie. V minulosti sa na Slovensku aplikovali len pomerne jednoduché monitorovacie systémy. Schéma súčasného systému monitorovania mosta je uvedená na obr. 1.

Medzi hlavné sledované veličiny patria napätia v betóne. Tie sa zisťujú pomocou výpočtov z meraných veličín a porovnávajú sa



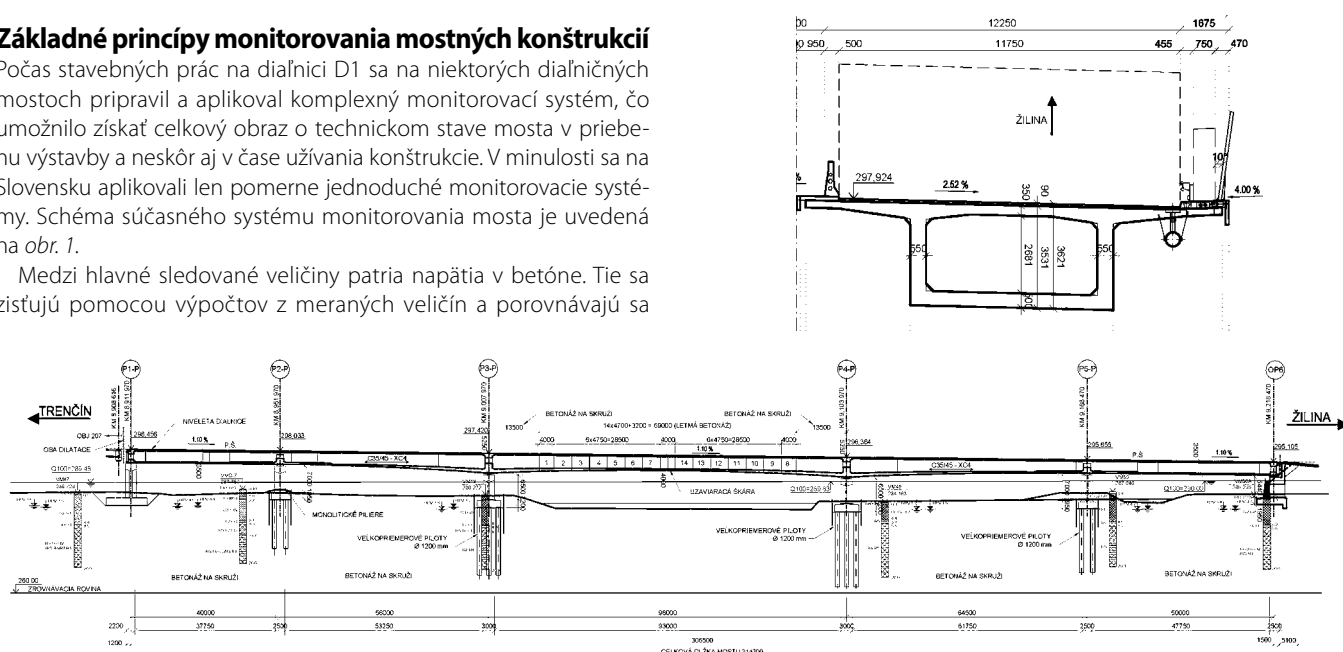
Obr. 2 Inštalácia snímača
Fig. 2 The strain gauge arrangement

Basic principle of the bridge monitoring system

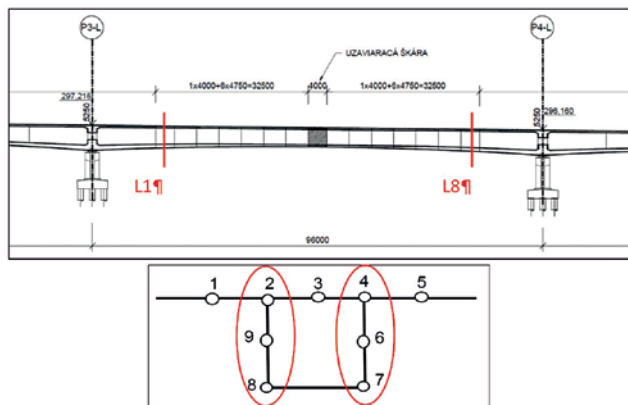
During the construction works on the highway D1 the complex monitoring system was prepared and applied for several highway bridges, which enables the acquisition of a complex image of the bridge technical status during the construction process, as well as on some bridges in service. In the past only the simple monitoring systems were applied at Slovakia. The scheme of the actual bridge monitoring system is presented in Fig. 1.

The main monitored values are the stresses in concrete. These are obtained by means of calculations from the measured quantities and compared with the values based on the design documents. The basic concept of the system is measuring strain by means of built-in vibrating wire gauges (Fig. 2), and measuring forces in the prestress tendons by magneto-elastic gauges. These two measurements are performed simultaneously in all operations where either the static scheme or stresses in the structure have been changed. At the same time the temperature and dynamic modulus of elasticity are measured in the monitored cross-section.

The actual temperature is filtered by built-in resistance temperature gauges while the dynamic modulus of elasticity is recorded by the ultra-sound apparatus. To determine the development of stresses in concrete during a real time interval the mathematical model or



Obr. 3/Fig. 3
a) pozdĺžny rez, b) priečný rez/a) longitudinal section, b) cross-section of the bridge No. 208



Obr. 4 Umiestnenie snímačov v objekte 208
Fig. 4 The sensors arrangement on the bridge No. 208

s hodnotami na základe projektovej dokumentácie. Základnou koncepciou systému je meranie pretvorení v betóne pomocou zabudovaného strunového tenzometra (obr. 2), na meranie sily v predpínacích kábloch je použitý magneticko-elastický snímač. Strunové tenzometre, ako aj magneticko-elastické snímače sa na konštrukciu umiestňovali vo vybraných prierezoch. Merania prebiehali súčasne, a to vždy pri zmene statickej schémy alebo pri stavoch, keď dochádza k zmene napätí v konštrukcii.

Súčasne sa zaznamenáva teplota a dynamický modul pružnosti betónu. Teplota sa zaznamenáva pomocou odporového snímača, zatiaľ čo dynamický modul pružnosti betónu pomocou ultrazvukového prístroja. Na určenie vývoja napätia v betóne v reálnom časovom intervale sa používa numerický výpočtový model. Tento výpočet je závislý od viacerých vstupov, ako sú hodnoty pretvorenia, skutočné hodnoty modulu pružnosti, veľkosti predpínacej sily a jej zmeny, objemové zmeny betónu a teplotné zmeny v priereze v danom časovom intervale. Na získanie týchto parametrov je potrebné dopĺňujúce laboratórne meranie. Konkrétne vzorky sú testované na pevnosť, statický modul pružnosti, dotvarovanie a zmršťovanie. Toto prebieha nielen podľa štandardných skúšobných postupov v laboratóriu, ale aj skúškami v reálnom prostredí konštrukcie za účinku okolitých vplyvov prostredia.

Tieto merania umožňujú kontrolovať napätie počas výstavby, prípadne korigovať jej postup. Výsledky meraní sú doplnené aj geodetickými meraniami, ktoré sú potrebné na nastavenie polohy betónovacieho vozíka.

Meraním teploty môžeme sledovať vývoj hydratačného tepla v betóne, čo je dôležité pri betonárskych prácach najmä v horúcom počasi. Vyhodnotené výsledky meraní počas procesu výstavby umožňujú kontrolovať kvalitu práce, ako aj overovať presnosť použitého modelu. Zabudovaný monitorovací systém možno využiť aj pri prevádzke mosta, prípadne umožňuje odhaliť konštrukčné nedostatky pri výstavbe alebo počas jeho životnosti.

numerical is used. This calculation depends on several data: strain values, actual values of the modulus of elasticity, magnitude of prestressing force and its changes, changes of volume in the concrete, and the temperature changes within the cross-section over a given time interval. Complementary laboratory testing has been performed to gain of these parameters. Concrete samples are tested for strength, static modulus of elasticity, parameters of creep and shrinkage. This is realised not only by standardized testing procedures but also by those carried out in the same environment as the actual construction.

During the construction process the application of this method enables the control of various technological operations. These results of measurement, complemented by geodetic measurement of the position of the completed part of the structure are applied to set the position of concrete casting carriages.

The evaluated results of measurement during the building process enable control of the quality of works, as well as the accuracy of the applied design model, which can be improved in this way. The built-in monitoring system will also be used during the operation life of the bridge. Thus we will be able to identify the behaviour of the structure over a certain time, its response to the traffic conditions, climatic changes of an aggressive environment, etc., from recorded values. This system can also enable to detect any potential structural failures during the construction or bridge service life.

Monitoring of the bridge No. 208

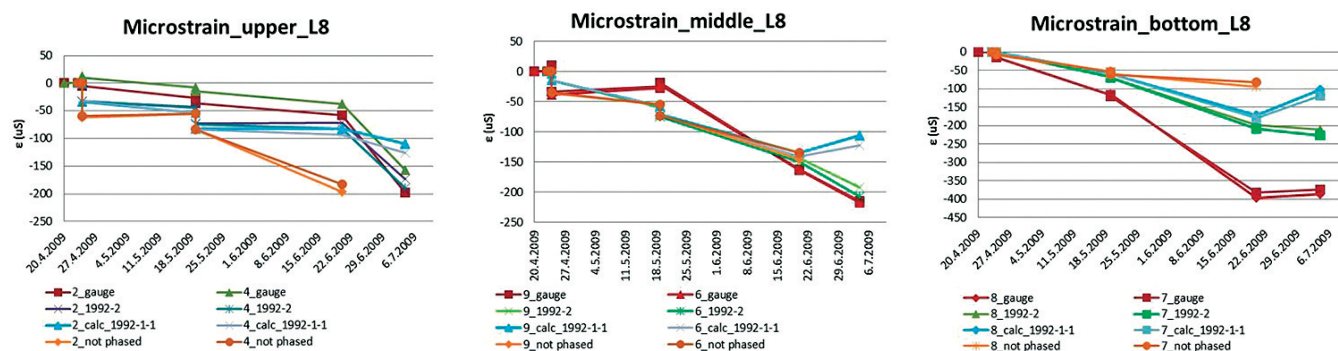
The bridge structure has five spans (50 + 64,5 + 96 + 56 + 40 m) and the mid-span was built by the technology of free cantilevering and the other spans were built on stationary scaffolding. Cross-section consists from the single box girder. Longitudinal section and cross-section presents Fig. 3. There were used concrete C 35/45 and prestressing cables which consist of 19 and 22 tendons, with tendon diameter 15,7 mm, 1 770 MPa.

During the construction works on the bridge No. 208, the sensors to the decisive cross-sections L1 and L8 near the supports of the cantilevers in the first segments were installed, see (Fig. 4).

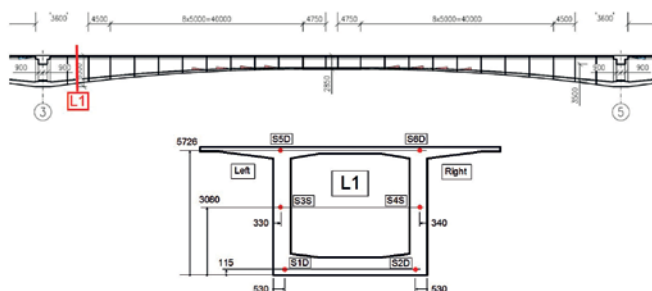
Numerical analysis of the bridge

The numerical analysis of the bridge was performed in the Midas Civil according to the STN EN 1992-1-1. The Structure was modelled using linear beam elements. In the first approach the differential shrinkage of cross-section wasn't considered. The basic temperature difference between the cross-section edge fibres was simulated by the temperature gradient, stages in numerical model are according to real time schedule. Each segment has an appropriate compressive strength and modulus of elasticity. One cantilever concreting was divided into 8 stages and each stage took around 10 days. The structural behaviour during construction phases and in service life depends on the basic properties of concrete such as creep, shrinkage, modulus of elasticity (aging), prestressing losses etc.

The general and incremental step-by-step method was applied to that analysis. Very useful for the stress analysis of non-homogenous



Obr. 5 Vývoj pomerných pretvorení v čase v lamele L8
Fig. 5 The strains development in time at the cross-section L8



Obr. 6 Umiestnenie snímačov v objekte 205 – v prvom vahadle
Fig. 6 The sensor arrangement on the bridge No. 205 – in first cantilever
a) pozdĺžny rez, b) priečny rez
a) longitudinal section, b) cross-section

Monitoring mostného objektu 208

Mostná konštrukcia pozostáva z piatich polí (50 + 64,5 + 96 + 56 + 40 m). Stredné pole sa realizovalo technológiou letmej betonáže a ostatné polia sa postavili na podpernej skruži. Prierez je jednokomorový, pozdĺžny a priečny rez je na obr. 3. Použil sa betón triedy C 35/45, predpínacia výstuž pozostávala z 19- a 20-lanových káblov s priemerom 15,7 mm/1 770 MPa.

Počas výstavby mostného objektu 208 sa do posudzovaných rezov L1 a L8 umiestnili snímače. Oba rezy sa nachádzajú v prvých lamelách na oboch vahadlách v blízkosti podpíer (obr. 4).

Numerická analýza konštrukcie

Numerická analýza sa vykonala na priestorovom prúťovom modeli v programe Midas Civil. Objemové zmeny betónu sa zohľadňovali v prvej fáze zjednodušeným postupom v súlade s normou STN EN 1992-1-1. V prvom prípade sa neuvažovalo o diferenciálnom zmršťovaní prierezu. Teplotný rozdiel horných a spodných vlákien bol zadaný teplotným gradientom. Výpočtový model je v súlade s reálnym časovým harmonogramom výstavby. Výstavba vahadla bola rozdelená do ôsmich etáp, pričom každá etapa trvala približne desať dní. Správanie konštrukcie počas výstavby, ale aj v štádiu životnosti je ovplyvnené vlastnosťami betónu – dotvarovaním, zmršťovaním, modulom pružnosti betónu, ako aj vplyvom strát predpätia na uvedené hodnoty.

V tejto analýze bola uplatnená všeobecná a prírastková metóda. V súlade s STN EN 1992-2, prílohou KK. 101, sa pri analýze napätia nehomogénnych konštrukcií, kde sa dlhodobo menia vlastnosti betónu a prebieha redistribúcia napätí, odporúča prístup podľa základnej rovnice na výpočet pretvorenia v čase

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta \sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (1)$$

V rovnici (1) predstavuje prvý výraz okamžité deformácie od pôsobiacoho napätia v čase t_0 . Druhý výraz vyjadruje účinky dotvarovania od pôsobiacoho napätia. Tretí výraz predstavuje súčet okamžitých pretvorení a pretvorení od dotvarovania, spôsobený zmenami napätí v čase t_i . Štvrtý výraz definuje pretvorenie od zmršťovania betónu.

Experimentálne a numerické výsledky

Ako prvé sa porovnávajú pretvorenia a vývoj napätí v jednotlivých bodoch prierezu (obr. 5). V tomto článku je prezentovaná analýza pomerných pretvorení v lamele L8, podobné výsledky sme získali aj pri lamele L1. Porovnali sa numerické výpočty nefázovaného modelu bez vplyvu redistribúcie napätí po priereze, ako aj fázovaný výpočet so zohľadnením týchto účinkov. Účinky teploty sa uvažovali podľa opisu v predchádzajúcom texte.

Zmena pomerných pretvorení v časovom úseku okolo 100 dní je prezentovaná na obr. 5, kde vidieť zhodu medzi numerickými a experimentálnymi hodnotami pomerného pretvorenia v posudzovaných bodoch prierezu. Pomerne dobrú zhodu badať najmä v horných a stredných vláknach prierezu, zatiaľ čo v dolných vláknach vidieť isté



Obr. 7a Budovanie mosta
Fig. 7a Realization of the bridge



Obr. 7b Inštalácia snímačov
Fig. 7b The sensors installation

structures is approach: STN EN 1992-2, Annex KK.101. The fundamental equation for time dependent concrete strain can be defined as

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta \sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (1)$$

In this equation, the first part of the relation (1) represents the instantaneous strain due to a stress applied at t_0 . The second part of the relation (1) represents the concrete creep effect due to this stress. The third part of the relation (1) represents the sum of the instantaneous and creep strain due to the variation in stresses occurring at instant t_i . The fourth part of the relation (1) represents the shrinkage effect.

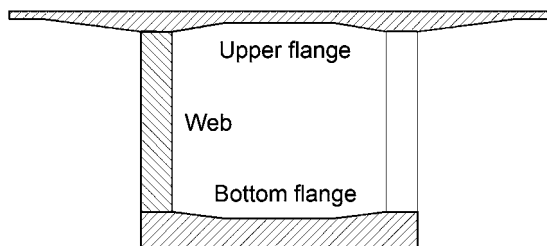
Some experimental and numerical results of the strains

Some results of the strain in concrete are presented in the following pictures (Fig. 5). For this paper the strains in the cross-section L8 were selected and similar ones can be observed at the section L1. Numerical analysis was performed for non-phased structure that means without stress redistribution along the structure due to concrete rheological effects and for the case where the concrete rheological effects have been taken into account. Temperature influence has been considered by method mentioned at the previous chapter and the differential shrinkage effect was neglected.

The change of the strains during the construction is presented for the time interval around 100 days (Fig. 5). There can be seen good coincidence between numerical and experimental values of the strains in the investigated points of the cross sections. It is apparent for the upper fibres and web fibres. Some differences can be recorded at the bottom fibres. The cross section hasn't been divided to the time phases in numerical model. It could result to the observed differences of bottom strains due to the different shrinkage effect and mechanical parameters of concrete along the depth. We'd like to focus on the above mentioned problems in our next research works. There can be observed that the resultant strains gained from the non-phased model was significantly underestimated compared to the phased model ones in Fig. 5.



Obr. 8 Výpočtový model vahadla
Fig. 8 Numerical phased model of the cantilever



Obr. 9 Schéma rozdelenia prierezu na výpočet diferenčného zmršťovania
Fig. 9 Scheme of the phased numerical model of the cross-section

rozdiely. Tie sú do veľkej miery spôsobované efektom diferenčného zmršťovania, ako aj vplyvom teploty. Na obr. 5 možno pozorovať, že výsledné pomerné pretvorenia získané z nefázovaného modelu sú výrazne podhodnotené v porovnaní s fázovaným modelom, ktorý zohľadňuje efekt postupnej betonáže prierezu. V ďalších výskumných aktivitách by sme chceli aj tento problém hlbšie analyzovať.

Monitoring na mostnom objekte 205

Predpätá mostná konštrukcia má päť polí ($74,99 + 119,97 + 74,98 + 52,99 + 36,99$ m) a jej celková dĺžka je 362,08 m. Hlavné pole (119,97 m) sa realizovalo technológiou letmej betonáže. Ostatné polia sú realizované na podpernej skruži. Dĺžka vahadiel je 49,25 m. Vahadlo pozostáva z 11 lamíel s dĺžkami 4,4 až 5,0 m. Prierez je jednokomorový, šírka hornej dosky je 13,65 m a spodnej dosky 7,0 m. Výška prierezu sa po dĺžke mení (2,85 až 6,5 m). Hrúbka stien je tiež premenná (450 až 800 mm). Hrúbka hornej dosky je konštantná po celej dĺžke, a to 300 mm. Hrúbka spodnej dosky sa mení od 240 do 920 mm.

Pri výstavbe sa použil betón triedy C 40/50. Predpínaciu výstuž tvoria 15- a 18-lanové káble s priemerom 15,7 m s pevnosťou v ťahu 1 860 MPa.

Objekt 205 je momentálne vo výstavbe. Snímače sa do sledovanej lamely L1 nainštalovali pred jej betonážou (obr. 7).

Výpočtový model

Numerická analýza sa realizovala opäť na priestorovom prúťovom modeli v programe Midas Civil v súlade s STN EN 1992-1-1. Použil sa len fázovaný model, ktorý sa uvažoval v súlade s reálnymi etapami výstavby. V tomto modeli sa efekt diferenčného zmršťovania uvažoval a prierez sa rozdelil na tri časti, a to hornú, spodnú dosku a stenu (obr. 9). Každá časť má vlastné vstupné parametre na výpočet zmršťovania. Z tohto dôvodu sa pretvorenie od zmršťovania vypočítalo v každej fáze výstavby samostatne v súlade s prístupom podľa STN EN 1992-1-1.

Do výpočtov zmršťovania betónového prierezu sa zahrnul aj vplyv diferencovanej teploty. Po vybetónovaní posudzovanej lamely sa zaznamenali rôzne teploty betónu v jednotlivých častiach. To bolo spôsobené rozdielnymi hrúbkami dosiek a stien, ako aj faktom, že spodná doska bola vybetónovaná asi s 2- až 3-dňovým predstihom. Betonáž prvej lamely L1 prebehla v zimnom období. Najnižšie teploty boli zaznamenané v spodnej doske, najvyššie teploty si držala stena, čo bolo spôsobené jej veľkou hrúbkou a dlhším priebehom hydratácie. Po týždni už boli teploty namerané v priereze približne rovnaké (obr. 10).

Monitoring of the bridge No. 205

Prestressed concrete bridge No. 205 has five spans ($74,99 + 119,97 + 74,98 + 52,99 + 36,99$ m), with total length 362,08 m. The main span (119,97 m) has been realized by the free cantilever method and other spans on stationary support. Length of each cantilever is 49,25 m. Cantilever consists of 11 segments with length from 4,4 m to 5,0 m. The cross-section is a single box girder with dimension: width of the top flange is 13,65m, the bottom flange is 7,0 m, height is variable (from 2,85 m to 6,50 m). Thickness of the webs varies from 450 mm to 800 mm. The top flange has a constant thickness of 300 mm, the bottom flange has variable thickness (240 mm to 920 mm). Used materials are concrete C 40/50 and prestressing cables consist of 15 or 18 tendons with profile 15,7 mm, 1 860 MPa.

Bridge No. 205 is under construction in these days. The sensors in the first segment L1 have been already installed (Fig. 7).

Structural model of the bridge

The numerical analysis was performed according to STN EN 1992-1-1. The structure was modelled using linear beam elements. The finite elements on eccentricity represent the concrete box girder, prestressed tendons, supports, temporary support system and the formwork traveller.

All the operations in the construction are respected in the structural analysis according to the real construction schedule. Previous numerical model different development of shrinkage in the thinner top flange and thicker bottom flange and the web were not taken into account. So in this case the cross-section has been divided into three parts according to Fig. 9 and each part has different parameters of the shrinkage development in time and environmental conditions. For that reason, differential shrinkage strain was calculated in each construction stage separately according to the above mentioned STN EN 1992-1-1 approaches.

The temperature effect was taken into account at calculation of shrinkage of concrete. After the first segment concreting the highest temperature of concrete was observed in the web, lower in the top flange and the lowest in the bottom flange due to the fact that the bottom flange of cross-section L1 was concreted earlier than the other ones. After some days the temperature of both flanges became unified (Fig. 10). But the temperature of the webs remained significantly higher longer time. But over the time the temperatures produced by the hydration process in concrete became declined and were affected by the ambient temperatures and unified.

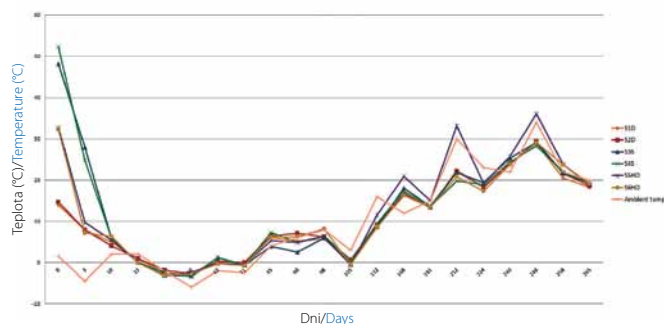
Time development of the strains

Some strain results in concrete during the simple cantilever erection are presented at the follow pictures (Fig. 11). Numerical analysis was performed only for phased model.

Very good agreement between real monitored and theoretical values of strains on the top and bottom flange of the cross-section we can see at in Fig. 11. The model with the differential shrinkage gives us better results especially in the first time steps. Some differences between the strains of the numerical model and recorded values we can observe in the case of the webs. It is mainly caused by the beam model of the cantilever considering. Beam model cannot respect the shear deformation of the webs of cross-section. The next influence can be the massive thickness of the web against other parts of the cross-section with differential shrinkage course. The real temperature influences on concrete and the shrinkage propagation still remain the problem how to take into account in the practical numerical model.

Conclusions

In this study experimental and numerical results were compared in the case of two monolithic non-homogenous bridge structures realized by the free cantilever method. The good agreement between theoretical values and in-situ measurements in the characteristic fibres of the cross-section were observed. In the first case we can see underestimating of the strains if only the simple model without the



Obr. 10 Teplota betónu v spodnej doske, stenách, hornej doske a teplota prostredia
Fig. 10 Temperature of concrete in the bottom flanges, webs and the top flanges, ambient temperature

Vývoj pretvorení v čase

Výsledky pomerných pretvorení sú prezentované v grafe (obr. 11). V tomto prípade sa numericky analyzoval len prípad fázovaného modelu. Vynikajúcu zhodu medzi nameranými výsledkami a numerickým modelom môžeme sledovať v hornej a spodnej doske prierezu. Model s diferenčným zmršťovaním prierezu poskytuje podstatne lepšie výsledky ako model s časovo jednotne uvažovaným priebehom zmršťovania po priereze. Rozdiely v priebehu badať v stenách hlavne v prvých fázach merania. Do značnej miery je to spôsobené porovnávaním výsledkov z prúťového numerického modelu so skutočnosťou, keďže prúťový model nedokáže zachytiť pretvorenia v stenách vplyvom šmyku. Ďalším významným faktorom môže byť aj samotná masívnosť prierezu stien v prvej lamieli a rozdielny priebeh zmršťovania oproti ostatnej časti prierezu. Problematický zostáva aj vplyv teploty na konštrukciu a jej celkové zmršťovanie.

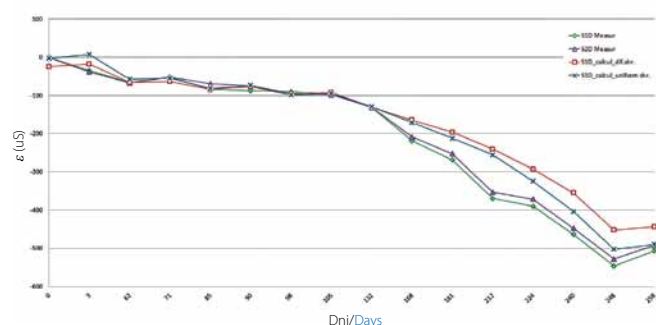
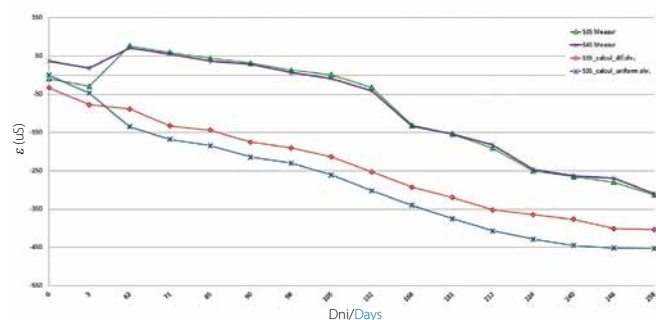
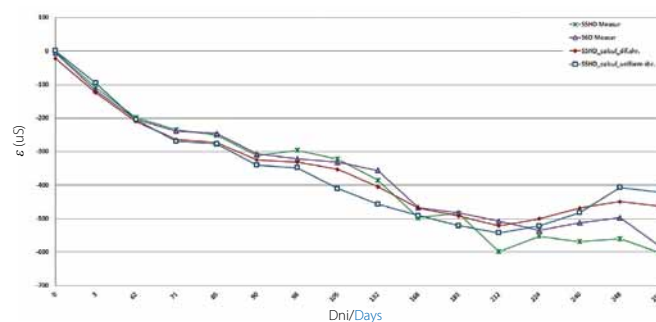
Záver

V tejto štúdii sa experimentálne a numerické výsledky porovnali v dvoch prípadoch monolitických nehomogénnych betónových konštrukcií budovaných technológiou letnej betonáže. Zistila sa dobrá zhoda medzi výpočtom a reálnymi hodnotami pomerných pretvorení betónu. V prvom prípade sa preukázalo podcenenie pretvorení, ak je konštrukcia modelovaná ako homogénna s vylúčením reologických vplyvov betónu. V druhom prípade je zjavný účinok diferenčného zmršťovania prierezu. V štandardnom numerickom výpočte je zmršťovanie homogénneho prierezu analyzované ako zmršťovanie celku, nie ako prierezu zloženého z prvkov s rôznymi hrúbkami a časom zabudovania. Podcenenie tohto javu môže viesť k nesprávnym predpokladom o prerozdeľovaní napätí v priereze a tiež pozdĺž konštrukcie. Zahnúť do výpočtu skutočnú distribúciu teplotných účinkov po priereze a ich vplyvu na konštrukciu je v bežnej projekčnej praxi problematické. Priebeh teploty a vlhkosti prostredia sú vonkajšími faktormi, ktoré významne ovplyvňujú aj samotné zmršťovanie. Napriek problémom s množstvom vonkajších vplyvov na konštrukciu umožní systém dlhodobého monitorovania mostov a následné porovnávanie reálnych výsledkov s teoretickými modelmi lepšie pochopiť aktuálne správanie nehomogénnych betónových konštrukcií a v budúcnosti poskytne spoľahlivejšiu predikciu pretvorení a napätí v konštrukcii.

Výskum prezentovaný v tomto článku bol podporovaný Slovenskou grantovou agentúrou, Grant VEGA č. 1/0517/12 a Slovenskou grantovou agentúrou APVV, Grant č. APVV-0106-11, APVV-0736-12.

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules of buildings. SUTN Slovakia 2006.
- [2] STN EN 1992-2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete Bridges, SUTN Slovakia 2007.
- [3] Křístek, V. – Bažant, Z. P. – Zich, M. – Kohoutková, A.: Box girder bridge deflection. In: Concrete International. 2006, roč. 28, č. 1, s. 55 – 63.
- [4] Navrátil, J. – Zich, M.: Long-term deflections of long-span bridges. In: Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction, 2009, The Netherlands.



Obr. 11 Vývoj pomerných pretvorení

Fig. 11 Time development of the strains

a) v hornej doske, b) v stene a c) v spodnej doske
a) in upper flange, b) in webs c) in bottom flange

concrete shrinkage and creep effect was applied. In second case, there can be seen influence of differential shrinkage on development of strains in the cross-section. Underestimation of differential shrinkage can lead to the wrong assumptions of redistribution of the stresses in the structure. The real concrete temperature distribution along the cross-section depth and its influence modelling has been the problem in the practical numerical beam models. The temperature and relative humidity are the major environmental factors which influence the shrinkage itself. In spite of the complicated problems with many environmental and structural influences our current experiences with monitored bridges and its comparing to theoretical numerical models have enabled to define and understand the non-homogenous structures behaviour.

The research work presented in this paper has been supported by the Slovak Grant Agency, Grant VEGA No. 1/0517/12 and the Slovak Grant Agency APVV, Grant No. APVV-0106-11, APVV-0736-12.

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules of buildings. SUTN Slovakia 2006.
- [2] STN EN 1992-2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete Bridges, SUTN Slovakia 2007.
- [3] Křístek, V. – Bažant, Z. P. – Zich, M. – Kohoutková, A.: Box girder bridge deflection. In: Concrete International. 2006, vol. 28, no. 1, s. 55 – 63.
- [4] Navrátil, J. – Zich, M.: Long-term deflections of long-span bridges. In: Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction. 2009. The Netherlands.



Milan Chandoga – Andrej Jaroševič

Dlhodobá a prevádzková napätosť extradosed závesov Mestskej estakády v Považskej Bystrici

Long Time Monitoring Force in the Stays at the Extradosed Bridge Viaduct in Povazska Bystrica, Slovakia

Mestská estakáda v Považskej Bystrici bola uvedená do prevádzky v júni 2010 a je prvým extradosed mostom postaveným na Slovensku. Na moste boli použité 37-lanové závesy so sedlovým prechodom cez pylóny typu DYNA Grip firmy Dywidag. Keďže projektant mosta stanovil pri jednotlivých štádiách výstavby striktné požiadavky na napätosť v závesoch a jednotlivých lanách, investor požadoval od dodávateľa, aby zabezpečil podrobný monitoring napätosti vo vybraných závesoch. Na sledovanie napätosti v individuálnych lanách závesov vyvinul realizátor monitoringu, firma PROJSTAR – PK, s. r. o., elastomagnetické (EM) snímače síl 37PSS20 a 14PSS20, ktoré sú súčasťou kotvenia závesov. Snímače síly, osadené na 28 závesoch, umožnili kontinuálne sledovať zmeny napätosti vo vybraných lanách počas ich aktivácie a v rozhodujúcich etapách výstavby mosta. Zabudované EM snímače umožňujú dlhodobé sledovanie napätosti a životnosti lán extradosed (ED) závesov. V tomto príspevku sú zhrnuté podstatné výsledky prvého z dlhodobých meraní realizovaného v máji 2013.

The city viaduct in Povazska Bystrica is the first extradosed bridge built in Slovakia and was put into service in June 2010. Stay cables (37 × 0,62", DYNA Grip Dywidag) are passing through pylons in Dywidag saddles. Because the designer of the bridge set strict requirements for stress in the individual strands the investor demanded monitoring of stress in the selected stays provided by the supplier. For this purpose Projstar-PK, Ltd. developed elastomagnetic force sensors 37PSS20 and 14PSS20 designed as a part of the anchorage. The detailed monitoring of forces was carried out at 28 ED stays. The EM sensors allow continuous monitoring of stress in the selected strands during their activation and the whole serviceable life of the bridge. The installed EM sensors enable long-term monitoring of stress and durability of the ED stays. This paper summarizes the significant results of the first long-term measurements carried out in May 2013 after three years of the service.

Monitorovanie síl v ED závesoch

Počas výstavby boli na závesy určené projektantom osadené EM snímače síly typu 14PSS20 a 37PSS20 (obr. 1 a 2). Tieto snímače umožnili detailne sledovať silu v jednotlivých lanách závesov pri ich napínaní (najmä stratu síly po zakotvení a rovnomerné rozdelenie síly medzi jednotlivé láná), pri rektifikácii a v ďalších etapách výstavby estakády. Snímače PSS37 (spolu 4 ks) sú osadené obojstranne na závesoch č. 2 a 3 na prvom realizovanom vahadle mosta s pylónom č. 11. Tieto snímače merajú silu v každom z 37 lán závesu a poskytujú detailnú informáciu o rozdelení celkovej síly medzi jednotlivé láná. Snímače PSS14 (spolu 24 ks) sú osadené obojstranne na závesoch č. 5 a 6 na ostatných pylónoch č. 5 až 10. Umožňujú merať silu v štrnástich lanách závesu. Tesne pred uvedením estakády do prevádzky sa viackrát denne sledoval vplyv teploty na láná závesov. Po zaťažovacej skúške sa dňa 17. 4. 2010 vykonalo referenčné meranie na dlhodobý monitoring napätosti závesov. Podrobné výsledky meraní v čase výstavby pred uvedením do prevádzky sú uvedené v príspevku [1].

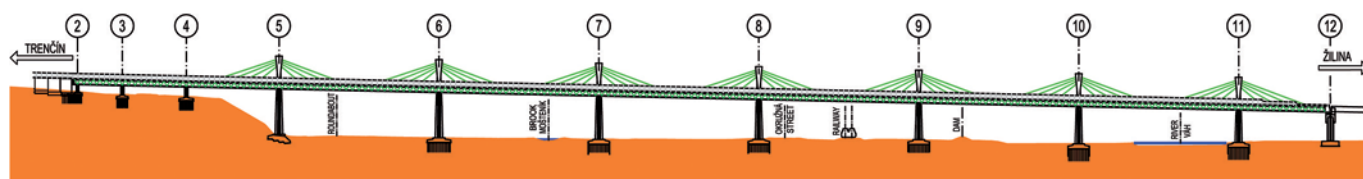
Prvé dlhodobé meranie, vykonané v mesiacoch apríl až máj 2013, po troch rokoch od uvedenia estakády do prevádzky, bolo zamerané najmä na:

Force monitoring in the ED stays

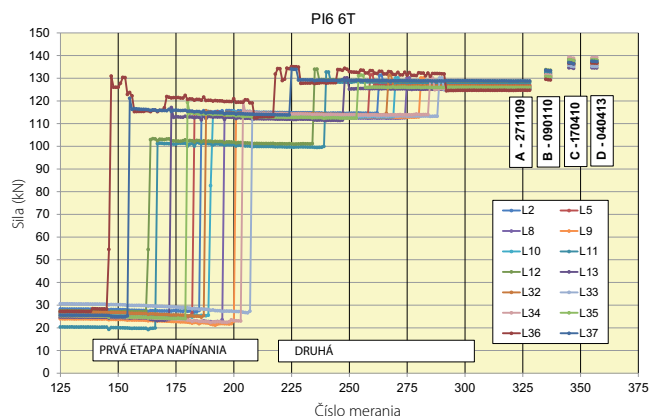
During assembling the ED stays were equipped with elastomagnetic (EM) force sensors 37PSS20 and 14PSS20 (see Fig. 2) on locations chosen by the designer according Fig. 1. These sensors enabled detailed monitoring of force in the individual strands during prestressing (especially loss due to wedges setting and the uniform distribution of force between the individual strands) and the rectification.



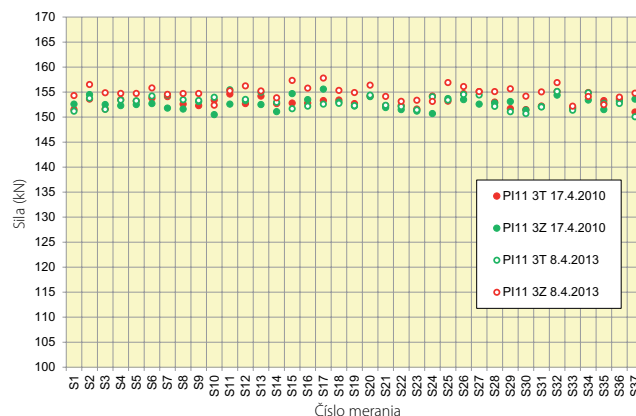
Obr. 2 Konštrukcia snímača 37PSS20
Fig. 2 EM sensor 37PSS20



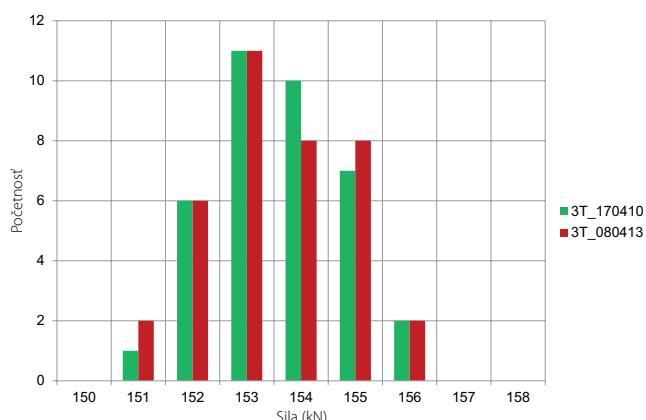
Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom, pylóny 5 až 11
Fig. 1 Longitudinal section of the bridge, pylons No. 5 – 11



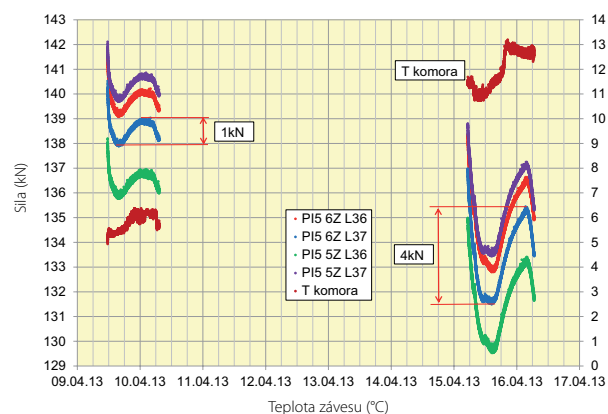
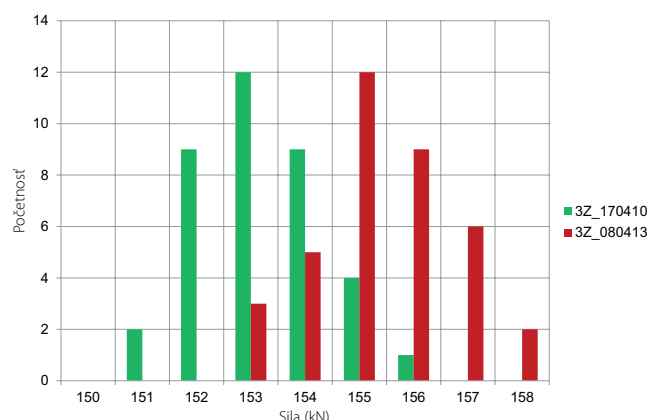
Obr. 3: Pribeh sily v meraných lanách závesu č. 6T na pylóne č. 6
 Fig. 3: An example of the detailed monitoring the ED stay cable by 14PSS20 EM sensor during prestressing and the following measurements



Obr. 4: Sily v lanách závesov č. 3T, 3Z na pylóne č. 11
 Fig. 4: The resulting forces in the all 37 strands of the ED stays

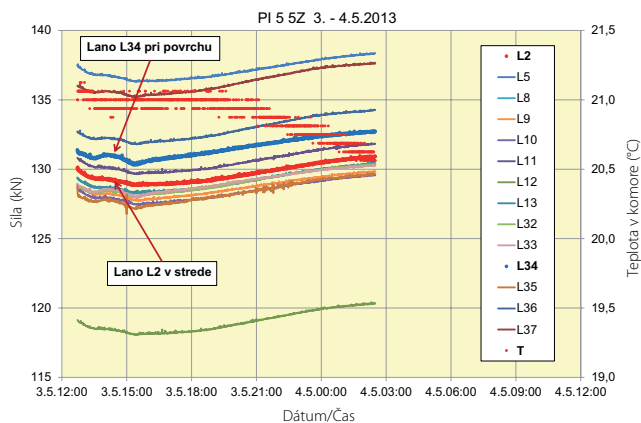


Obr. 5: Rozdelenie sily medzi laná závesu 3T, 3Z pylónu č. 11
 Fig. 5: The histogram of force distribution between 37 strands of the ED stay cable. Comparison of the initial distribution and after three years of the service. The influence of temperature is clearly visible as the shift of the whole histogram without its change.



Obr. 6: Vplyv teploty na zmenu síl v lanách L36 a L37 závesov č. 5Z, 6Z na pylóne č. 5

Fig. 6: Temperature effect on change of forces in the strands due to change of the outside ambient temperature and sun glare. On 10. 4. the sky was clouded, on 15. 4. the sky was clear.

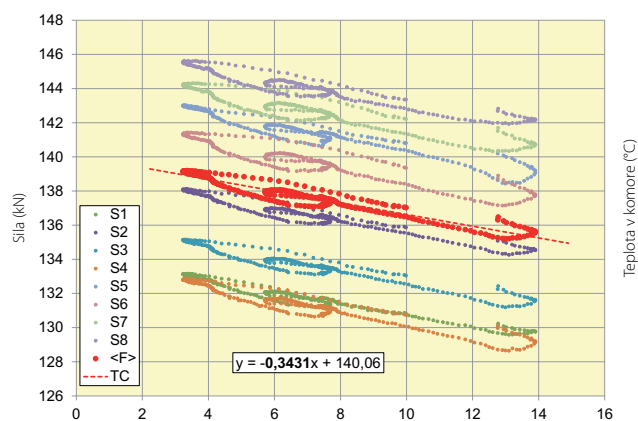


Obr. 7: Pribeh sily v lanách závesu č. 5Z na pylóne č. 5 a teploty v komore. Vplyv nerovnomerného rozdelenia teploty. Lano L34 je na hornom povrchu závesu, lano L2 je v strede kábla.

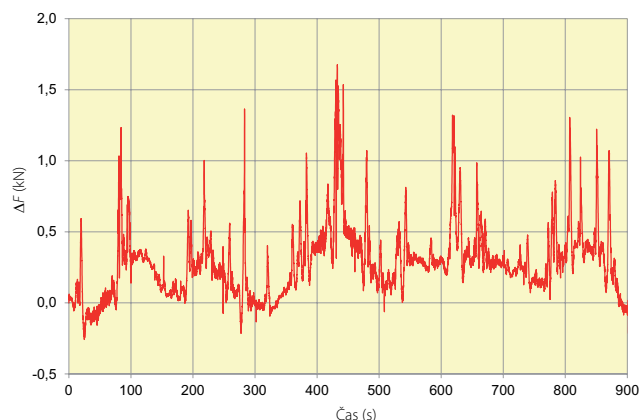
Fig. 7: Influence of the non uniform temperature distribution across the stay due to sun glare. Strand L34 is on the upper surface of the stay and strand L2 in the middle of the cable cross section.

- statické sily v lanách závesov a ich zmeny (meranie 17. 4. 2010). Ide najmä o rozdelenie sily medzi jednotlivé laná závesu a zmeny, ktoré nastali za obdobie troch rokov;
- vplyv teploty a premávky na zmenu síl v jednotlivých lanách zvolených závesov. Podrobne sa sledoval aj vplyv rozdielov medzi dennou a nočnou teplotou, pretože vplyv teploty na zmenu síl je podstatne vyšší ako vplyv premávky;
- dynamické namáhanie lán ED závesu. Toto meranie na estakáde

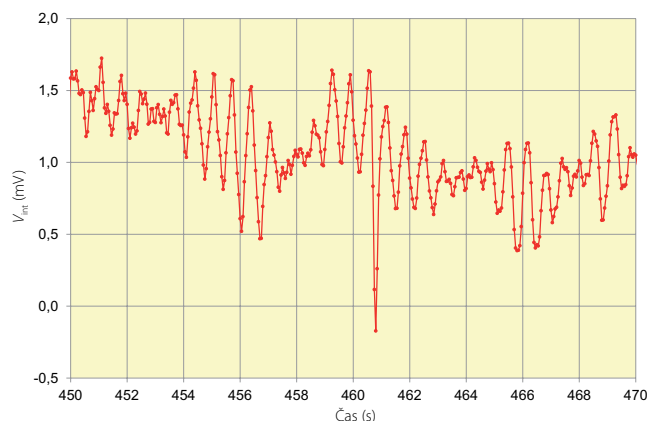
Sensors PSS37 (4 pieces total) are installed on both anchorages of the stays ED 2 and 3 at the pylon P 11. These sensors measure force in each of the 37 strands and provide detailed information about the forces acting on the strands. Sensors PSS14 (total 24 pieces) are mounted on both anchorages of the stays ED 5 and 6 at pylons from P5 to P10. These sensors enable measurement of the force in 14 of the 37 strands. Just before the viaduct came into operation the effect of temperature on the stress in the strands of the ED stay was ob-



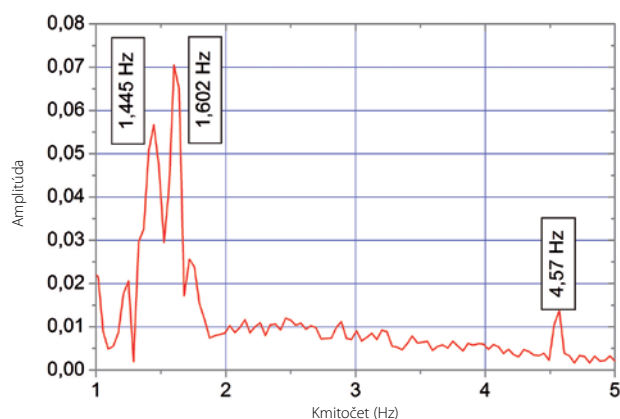
Obr. 8 Sila v lanách závesu č. 22 na pylóne č. 11 v závislosti od teploty lán a stanovenie teplotného koeficientu. Meranie vykonané v dňoch 2. – 5. 4. 2010.
Fig. 8 Four days force/temperature record and estimation of the temperature coefficient of the ED stay. Measurements were performed in April, 2010. The value 0,34 kN/°C is close to the value due only the thermal expansion of the strand.



Obr. 9 Priebeh zmien sily v lane č. L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5 počas intenzívnej premávky (pondelok 15. 4. 2013 doobeda)
Fig. 9 The course of force changes in the strand during heavy traffic load



Obr. 10 Časový záznam kmitov lana L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5 použitý na kmitočtovú analýzu – detail záznamu z obr. 9 s vyznačeným vzorkovaním
Fig. 10 The time record with marked sampling points used for the frequency analysis



Obr. 11 Spektrum kmitov lana L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5
Fig. 11 The frequency spectrum of the heavy dynamic loading

sa doteraz nerealizovalo. Použitá metodika merania umožňuje sledovať rýchle zmeny sily v lane a je obmedzená najmä rýchlosťou vzorkovania výstupného signálu EM snímača. Pri tomto meraní sa použila perióda vzorkovania 50 ms, čo umožňuje sledovať zmeny sily (rozlíšenie pod 0,01 kN) s kmitočtom do 10 Hz. Výsledok merania umožnil posúdiť skutočnú únavovú životnosť ED závesu.

Statické sily v závesoch a ich zmeny

ED závesy sú zostavené z 37 stabilizovaných predpínacích lán Ø 15,7 mm/1 860 MPa. Laná sa napínajú metódou Conten, ktorá zaručuje minimálne rozdiely sily medzi jednotlivými lanami po ich napnutí. Na obr. 3 je na ilustráciu zobrazený typický priebeh sily v lanách závesov, na ktorých sú osadené EM snímače 14PSS20. Je na ňom detailne zachytený celý priebeh prvej a druhej etapy napínania a stavy pri následných meraniach – pred zmonolitnením konštrukcie (A), po zmonolitnení konštrukcie (B), po rektifikácii pred uvedením do prevádzky (C) a po troch rokoch prevádzky (D).

Na obr. 4 sú zobrazené sily v lanách závesov č. 3T, 3Z na pylóne č. 11, na ktorých sú osadené EM snímače 37PSS20. Je na nich znázornený stav pred uvedením do prevádzky dňa 17. 4. 2010 a po troch rokoch prevádzky dňa 8. 4. 2013.

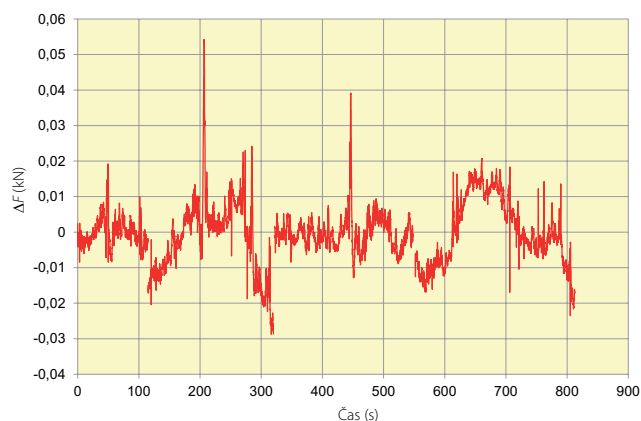
Na obr. 5 sú porovnané histogramy sily v lanách závesov č. 3T, 3Z. Smernice týkajúce sa napínania závesov predpisujú maximálne odchýlky v silách ±15 %, čo v našom prípade predstavuje hodnotu pod ±22 kN. Z obr. 5 je zrejmé, že predpínanie po jednotlivých lanách sys-

served for several days. After the loading test (on April, 2010) the reference measurement (the first measurement of the long-term monitoring) was performed [1]. The first long-term measurements were performed in April and May, 2013 and have been mainly focused on:

- the static forces in the strands and their difference to the reference measurement especially the distribution of forces between the individual strands and the changes that have occurred over a period of three years;
- influence of temperature and traffic on change of forces in the individual strands of the ED stay. The effect of change in day and night temperatures has been monitored in detail as the influence of temperature significantly exceeds the change of forces caused by traffic on the bridge;
- the dynamic loading of the ED stays. The new measurement method allows the monitoring of rapid changes in forces acting on the strand and is mainly limited by the sampling rate of the output signal from the EM sensor. The sampling period of 50 ms (used for this measurement) enables monitoring of changes in force with resolution below 0.01 kN at a frequency of less than 10 Hz. The result of this measurement permits assessment of the actual fatigue life of ED stays.

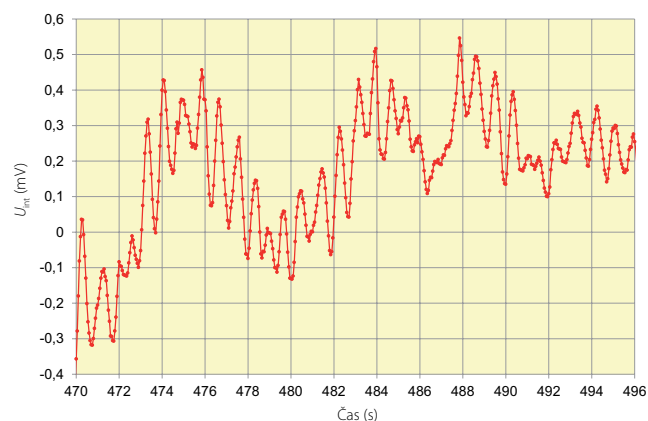
Static forces in the ED stays and their changes

ED stays are assembled from 37 stabilized prestressing strands Ø 15,7mm/1 860 MPa. Strands are prestressed using the Conten



Obr. 12 Priebeh zmien sily v lane č. L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5 počas slabej premávky (nedeľa 5. 5. 2013 napoludnie)

Fig. 12 The course of force changes in the strand during light traffic load



Obr. 13 Časový záznam kmitov v lane č. L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5 použitý na kmitočtovú analýzu

Fig. 13 The time record with marked sampling points used for the frequency analysis

témom Conten bolo mimoriadne kvalitné a zaručilo maximálnu odchýlku pod ± 3 kN. Podobné spektrum síl bolo namerané na všetkých monitorovaných závesoch.

Ako vidieť aj z priebehu sily na obr. 3 až 5, rozdiel $F_{\max} - F_{\min}$ sa za tri roky od uvedenia objektu do prevádzky významne nezmenil, celková sila v závese závisí najmä od vonkajšej teploty a oslnenia. Všetky sledované laná v ED závesoch sú v bezchybnom stave.

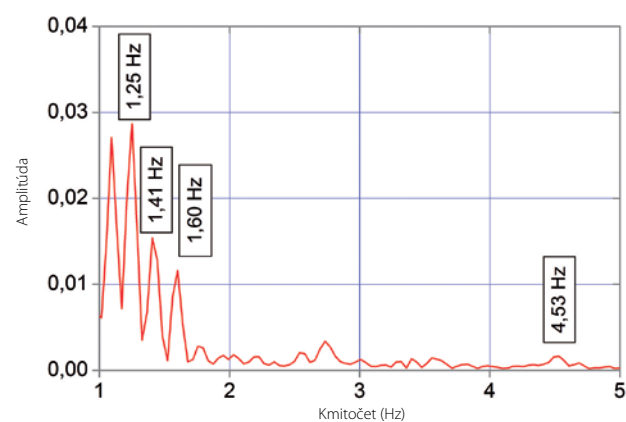
Vplyv teploty a premávky na sily v jednotlivých lanách zvolených ED závesov

Prvé podrobnejšie meranie vplyvu teploty na sily v lanách ED závesu sa vykonalo na závese 2Z pylónu č. 11 v dňoch 2. – 5. 4. 2010. Meranie potvrdilo skutočnosť, že sily v závesoch sa menia najmä v dôsledku zmeny ich teploty a deformácia tuhej konštrukcie má minimálny vplyv. Ako vidieť na obr. 6, teplotný koeficient závesu je prakticky rovnaký ako teplotný koeficient pevne ukotveného lana ($-0,35$ kN/°C). V prípade oslnenia závesu (najmä po chladnej noci) teplota lán nebude rovnaká a rozdelenie sily medzi jednotlivé laná sa bude mierne (asi ± 1 kN) meniť. Meranie túto skutočnosť potvrdilo. Na obr. 7 je zachytený stav, keď sa laná umiestnené pri povrchu závesu zohrievajú pri jeho oslnení rýchlejšie ako vnútorné laná, čo spôsobuje rozdiely sily medzi týmito lanami na úrovni 0,5 kN. Pri detailnom posudzovaní výsledkov merania treba počítať aj s týmto vplyvom.

Na obr. 8 je zobrazený výsledok (s periódou asi 5 s) spojitého monitorovania sily v lanách L36, L37 závesov č. 5Z, 6Z na pylóne č. 5. Pri tomto meraní bola monitorovaná aj teplota vzduchu v komore (vo výške 1 m). Na ochrannej rúre ED závesu teplomer nebol nainštalovaný. Počasie bolo podobné počasiu pri meraní v roku 2010. Začiatkom apríla boli veľké rozdiely medzi dennou a nočnou teplotou, konštrukcia bola ešte vychladená, teplota v komore sa pohybovala okolo 5 °C a podstatne sa nemenila. Z výsledkov merania vyplýva, že sila v lanách sa v dôsledku zmeny teploty ED kábla môže v priebehu niekoľkých hodín zmeniť v nepriaznivom prípade až o 10 kN a statické meranie sily v ED kábloch je možné iba v teplotne ustálenom stave.

Dynamické namáhanie lán ED závesu

EM snímače 14/37PSS20, nainštalované na lanách ED závesov, umožňujú merať aj skutočné dynamické namáhanie lán v závesoch – presnejšie normálovú zložku napätosti lana. Systém Projstar EMD využíva pri tom remanentný magnetizmus lana, ktorý zostal po statickom meraní. Pri dynamickom meraní sa výstupné napätie EM snímača, indukované v snímacom vinutí pri zmene napätosti lana, integruje elektronickým integrátorom a zaznamená vhodným zariadením (rýchly datalogger). Snímače 14/37PSS20 v dynamickom režime sa



Obr. 14 Spektrum kmitov v lane č. L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5

Fig. 14 The frequency spectrum of the light dynamic loading. The frequency component 4.57 Hz is probably the own frequency of ED stays. According the simple string equation the own frequency of the 40 m strand under 150 kN tensile force is equal to 4,5 Hz.

method which guarantees the minimum difference between forces in the individual strands after prestressing. Fig. 3 illustrates in detail the whole course of the first and second stage of prestressing and the following measurements – after finishing the superstructure B, after the final rectification C and after three years of service D.

EM sensors 37PSS20 also enabled detailed analysis of the force distribution between the individual strands of the ED cable. Fig. 4 shows the reference forces in all 37 strands of stays 3 on P11 and forces after three years of service. On Fig. 5 shows the distribution of forces in the strands and comparison with the reference distribution. The guidelines for extradosed bridges prescribe the maximum deviation from the average force $\pm 15\%$, in our case ± 22 kN. Fig. 5 confirms that the deviation is much lower (± 3 kN) thanks to prestressing the individual strands by the Conten system. As can be seen the difference $F_{\max} - F_{\min}$ did not change significantly after three years of service and the total force in the stay depends mostly from the ambient temperature and sun glare. All monitored strands in the stays are in the perfect condition. For the detailed description of the measurements during the prestressing work see papers [2] and [3].

Influence of the temperature

The first detailed measurement of the temperature effect on forces in the single strands was done during April, 2010. Measurement confirmed that forces in stays are changing mostly due to changes of temperature and the deformation of rigid construction has minimal

kalibrovali v laboratórnych podmienkach. Výsledkom je dynamická citlivosť EM snímača 17,1 kN/V, čo umožňuje merať dynamické namáhanie menšie ako 0,001 kN. Časové rozlíšenie je limitované len rozlíšením použitého dataloggera. Pri meraní sme použili periódu vzorkovania 50 ms, čo dovoľuje registrovať dynamické namáhanie s kmitočtom do 10 Hz.

Výsledky dynamického merania sú znázornené na obr. 9 až 14. Dynamické meranie sa vykonalo v čase hustej premávky dňa 15. 4. 2013 (v pondelok doobeda) a v čase riedkej premávky dňa 5. 5. 2013 (v nedeľu napoludnie). Ako vidieť, získané záznamy umožnili nielen stanoviť veľkosť dynamického namáhania lán ED závesov, ale aj zistiť kmitočtové spektrum dynamického namáhania.

Na obr. 11 je zobrazené spektrum kmitov lana L36 závesu č. 5Z na pylóne č. 5 získané Fourierovou transformáciou záznamu z obr. 10. Zložka s kmitočtom 4,57 Hz je spôsobená vlastnými kmitmi ED závesu. Z rovnice struny vychádza pre kmitočty lana 40 m dlhého a napnutého silou 150 kN hodnota 4,5 Hz. Na obr. 12 až 14 je zobrazený priebeh zmien sily v lane L 36 toho istého závesu počas slabej premávky (nedeľa 5. 5. 2013 napoludnie).

Ani v čase hustej premávky nie je amplitúda dynamického namáhania lán ED závesu väčšia ako 2 kN. Pri priemernej sile v lane 140 kN je dynamické namáhanie na úrovni 1,5 %, teda prakticky nespôsobuje únavu lán ED závesov. Namáhanie v dôsledku zmien teploty je na úrovni 7 %, ale počet takýchto cyklov nebude asi presahovať 100 za jeden rok.

Záver

Meranie dlhodobej a prevádzkovej napätosti ED závesov realizované po troch rokoch od otvorenia estakády potvrdilo vysokú spoľahlivosť systému a kvalitu vykonaných prác. Pri návrhu a statickom posúdení nosného systému mosta sa predpokladalo, že vysoká tuhosť trámy zabezpečí veľmi malý únavový rozkmit v ED závesoch. Namerané hodnoty pri prevádzkovom zaťažení mosta dopravou sú veľmi ďaleko od predpokladanej maximálnej hodnoty 25 MPa. Je preto namieste pokračovať v týchto meraniach a naďalej spresňovať existujúce návrhové kritériá pre extradosed mosty.

Literatúra

- [1] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Plotěný, P. – Repák, M.: Monitoring of stay cables, Proceedings of the Third International Congress and Exhibition FIB, Washington, D. C., May 29 – June 2, 2010.
- [2] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Plotěný, P. – Repák, M.: Detailed Monitoring of State of Stress in Strands of Stay Cables of Extradosed Bridge in Považská Bystrica. In: National Report of the Slovak Republic on The third International Congress and Exhibition FIB, Washington, D. C., Inžinierske stavby/Inženýrské stavby 2/2010, ročník 2010.
- [3] Jaroševič, A. – Chandoga, M.: Správa o kontrolnom meraní síl v závesoch mosta Objekt D206-01b mestská estakáda v Považskej Bystrici. Obj. NDS, a. s., Report of PROJSTAR – PK, s. r. o., May 2013.

impact. Fig. 6 shows that the temperature coefficient of the whole stay is very close to the temperature coefficient of the single strand ($-0,35$ kN/°C). In the case of non-uniform temperature distribution across the strands of the stay (especially sun glare after a cold night) the distribution of forces acting on individual strands will differ slightly (about ± 1 kN). Measurement confirmed this fact. Fig. 7 displays the state when the surface strands warm up faster than the inner strands what causes the difference in the forces about 0,5 kN. The precise analysis of the results must take into account also such effects.

Fig. 8 shows the results of continuous monitoring of forces (with a period of about 5 seconds) in the eight strands of the ED stay. The weather in 2013 was quite similar to the weather during measurement in 2010. In early April there were large differences between the day and night temperatures, the structure was still cold, the temperature in the bridge box was around 5 °C and did not have substantial change. Measurement results show that the force acting on strands can change during a few hours due to temperature change in an unfavorable case up to 10 kN. The precise static force measurement in ED cables is possible only in a steady state of temperature.

Dynamic loading of the ED stays

EM sensors installed at the strands enable also measurement of the dynamic load. The normal component of the stress in the strand can be measured precisely by the Projstar EMD system. It is based on the changes of strand remanence due to stress change. Calibration of EM sensors 14/37PSS20 in the dynamic mode was carried out in the laboratory conditions. The resulting dynamic sensitivity of the EM sensor 17.1 kN/V enables measurement of dynamic loads less than 0,001 kN. The time resolution is limited only by the used data logger. For measurements we used the sampling period 50 ms which allows registration of dynamic load at frequencies below 10 Hz.

Results of the dynamic measurements are shown at Fig. 9 to 14. Dynamic measurements were made at a time of heavy traffic (Monday morning) and a time of light traffic (Sunday noon). As we can see the obtained results allow not only estimate the dynamic load amplitude but also calculate the frequency spectrum of the dynamic load.

Even during the heavy traffic the amplitude of dynamic loading of the strand is less than 2 kN what is about 1.5 % of the static force. Such dynamic loading practically causes no fatigue effects. Stress due to large temperature changes equals 7 %, but the number of such cycles will probably not exceed 100 times per year.

Conclusion

The long time measurement of the ED stays confirmed the high reliability of the system and quality of prestressing work. The design of the superstructure assumed that the high rigidity of the bridge box will assure very low amplitude of fatigue loading. The result of measurement during the heavy traffic load is much lower than the maximum expected value 25 MPa. The further measurements will be very valuable for the improvement of the existing design guidelines for the Extradosed bridges.

References

- [1] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Plotěný, P. – Repák, M.: Monitoring of stay cables, Proceedings of the Third International Congress and Exhibition FIB, Washington, D.C., may 29 June 2, 2010.
- [2] Chandoga, M. – Jaroševič, A. – Plotěný, P. – Repák, M.: Detailed Monitoring of State of Stress in Strands of Stay Cables of Extradosed Bridge in Považská Bystrica. In: National Report of the Slovak Republic on ,The third International Congress and Exhibition FIB, Washington, D.C. In: Inžinierske stavby/Inženýrské stavby 2/2010, ročník 2010.
- [3] Jaroševič, A. – Chandoga, M.: Správa o kontrolnom meraní síl v závesoch mosta Objekt D206-01b mestská estakáda v Považskej Bystrici. Obj. NDS, a. s., Report of Projstar-PK, s. r. o., May 2013.



- **Expert in pre- post tensioning**
- **PROJSTAR PSS**
Elastomagnetic stress monitoring systems for:
Stay cables, external and internal tendons, and ground anchors
- **Prestressed concrete technology**
Representative of
PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co. KG

EXTRADOSED VIADUCT POVAŽSKÁ BYSTRICA



Monitoring of stay cable forces

INTRADOSED VIADUCT PREŠOV



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



Ján Kucharík – Ľubica Chalániová

Poruchy cestných betónových tunelov a ich diagnostika

Damages in Concrete Road Tunnels and their Diagnostics

Na sekundárnom ostení nových tunelov zhotovenom zo železobetónu sa počas výstavby a prevádzky zaregistrovali viaceré poruchy. Niektoré majú špecifický charakter. K špecifikám patrí aj prostredie v tuneli, ktoré predstavuje významný degradačný vplyv na betónovú konštrukciu tunelov. V tuneloch sa vyskytli aj poruchy, ktoré majú svoj pôvod v technologických nedostatkoch. Pozornosť sa venovala najmä vzniknutým trhlinám. V príspevku je opísaná diagnostika betónového ostenia v tuneli Horelica, metódy diagnostického prieskumu zameraného na kontrolu kvality krycej betónovej vrstvy (pevnosť, hĺbka karbonizácie, obsah chloridov) a stav betonárskej výstuže. Zdokumentované sú výsledky diagnostiky. Prekvapením bolo zistenie vysokého obsahu chloridov v krycej betónovej vrstve. Na základe týchto zistení sa sformulovali závery, ktoré obsahujú odporúčania na navrhovanie a zhotovovanie tunelov, ktorých výstavba sa pripravuje, ako aj odporúčania do manuálu údržby tunelov.

On the new tunnel lining made of reinforced concrete, multiple damages were observed during the construction, as well as the operation of the tunnels. Some of them are specific in nature. Another factor influencing tunnel construction is the environment which presents an important degradation effect on the concrete tunnel structure. The tunnels encountered the damages which were caused by the technological faults. A special attention was paid to the tunnel cracks. The paper describes the diagnostics of concrete tunnel lining in Horelica, the methods of diagnostics research, aimed at the quality control of the concrete cover (strength, depth of carbonization, chloride content), as well as the condition of reinforcement. The diagnostics results were documented, showing a surprisingly high chloride content in the concrete cover. Based on our findings, conclusions were formulated to contain recommendations for design and construct tunnels, whose construction is preparing a manual for the maintenance tunnels.



Obr. 1 Pohľad na tunel Horelica
Fig. 1 View of the Horelica tunnel

Cestné betónové tunely sú náročné inžinierske diela a s ich výstavbou na Slovensku neboli väčšie skúsenosti. S rozširovaním diaľničnej siete vznikla potreba realizácie takýchto objektov. Priekopníckym činom bola výstavba diaľničných tunelov Branisko a Horelica (obr. 1), na ktoré nadviazali stavby tunelov Sitina a Bôrik. Tieto tunely sú dnes v prevádzke a predstavujú objekty s vysokým dopravným zaťažením. Na sekundárnom ostení, zhotovenom z prostého a železového betónu, boli zaregistrované viaceré poruchy. Mnohé sú svojím charakterom špecifické, dané skutočnosťou, že tunel ako podzemný objekt je špecificky zaťažený a namáhaný, osobitý postup výstavby a doprava sa uskutočňujú v relatívne uzavretom priestore.

Poruchy v betónovom sekundárnom ostení

V tuneloch Horelica (obr. 1) a Branisko boli zaregistrované zvislé trhliny približne v strede 10-metrových blokov sekundárneho ostenia do výšky asi 4 m od päty ostenia a šírky od 0,05 do 1 mm (obr. 2). Pri roz-

Concrete road tunnels are sophisticated engineering structures, and in Slovakia there were not enough experiences with their construction. With the expansion of highway network there is a need to build more tunnels. The pioneer activities in this field were building highway tunnels Branisko and Horelica (Fig. 1) followed by the tunnels Sitina and Borik. These tunnels are now in operation and represent the objects with high transport load. On the secondary lining from reinforced concrete and basic concrete several types of damages have been observed. Some of them have specific features, due to the fact that the tunnel, as an underground object, is exposed to specific loads and stresses, and the manufacturing procedure takes place in a relatively closed space.

Damages in secondary concrete tunnel lining

In Horelica (Fig. 1) and Branisko tunnels vertical cracks were observed, approximately in the centre of 10 m blocks of secondary lining to the height of 4 m from the foot of the lining, with the crack width of 0,05 to 1 mm (Fig. 2). To determine the methods of repair it was necessary to monitor the crack activity. The measurements confirmed a stable state of the cracks. The specialists agree that these cracks are created as a result of hydration heat and volume changes in concrete, together with the influence of the structure's weight. This opinion is supported by the crack parameters, such as direction and density. Thus, they are not the proof of insufficient load bearing capacity of this concrete element. This phenomenon is unwanted from the point of view of durability of the structure and therefore they were repaired by an elastic material.

In Branisko tunnel, in the upper vault of non-reinforced blocks of tunnel lining, horizontal cracks were detected during the construction of the tunnel. Their width and the subsequent development has been monitored. To measure the changes in the crack width we use a mechanical eformometer. The measurements have shown that in the development of cracks in time (change of width compared to the basic



Obr. 2 Trhliny v ostení tunela Horelica
Fig. 2 Cracks in the lining in Horelica tunnel

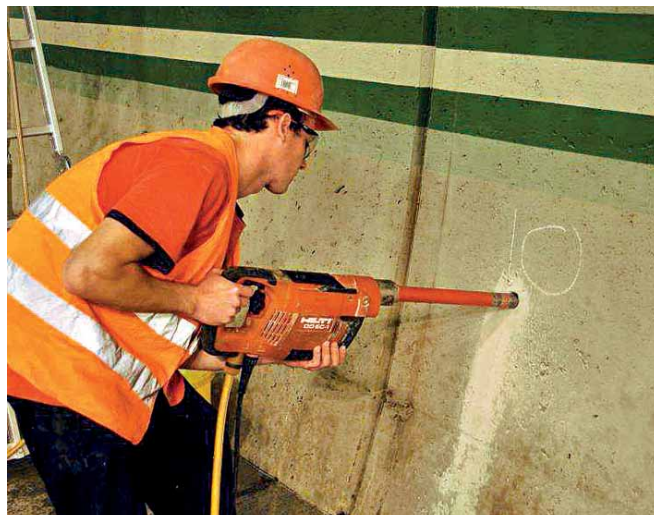
hodovaní o spôsobe sanácie bolo dôležité monitorovať aktivity trhlín. Merania potvrdili ich stabilizovaný stav. Medzi zainteresovanými odborníkmi platí názor, že vznikli následkom pôsobenia hydratačného tepla a objemových zmien betónu s prispáním pôsobenia vlastnej tiaže. Tento názor podporujú aj parametre trhlín (smer a hustota). Nie sú teda prejavom nedostatočnej únosnosti tohto betónového prvku. Ich výskyt sa považoval za nežiaduci z hľadiska trvanlivosti objektu, preto sa opravili pružnou hmotou.

Vo vrchole klenby nevystužených blokov ostenia tunela Branisko sa ešte počas výstavby zistili horizontálne trhliny. Ich šírka a následný vývoj sa monitoruje. Na meranie zmien šírky trhlín sa používajú nalepené terčíky a príložený deformometer. Doterajšie merania preukázali, že pre vývoj deformácií v čase (zmeny šírky trhlín oproti počiatočným hodnotám) sú charakteristické veľmi malé plusové a mínusové prírastky. Pri budovaní tunelov nebol problém s dosiahnutím požadovanej pevnosti betónu. Ako problémový parameter sa ukázala štruktúra povrchových vrstiev, od ktorej závisí priepustnosť betónu vo vzťahu ku kvapalinám a plynom. Pri vizuálnej kontrole sa na niektorých miestach na povrchu betónu zistili kaverny a pri podrobnejšom prieskume nadmerný výskyt pórov v povrchovej betónovej vrstve. Výskyt takýchto porúch má zásadný vplyv na životnosť tunela, keďže ovplyvňuje vznik a rozvoj korózie výstuže.

Pôsobenie agresívnych látok na betón tunela

Je všeobecne známe, že betón tunela je vystavený zvýšeným atakom zo strany dopravného priestoru. V roku 2009 sa merala kvalita ovzdušia v tuneli Horelica. Ovzdušie a kondenzát stečený z ostenia tunela sa analyzovali v máji. Výsledky maximálnych hodinových hodnôt sú v tab. 1.

Na betón tunelového ostenia pôsobia koncentrované výfukové plyny, kondenzát a v zimných mesiacoch rozmrazovacie soli. Výfukové plyny obsahujú oxid uhličitý, ktorý spôsobuje karbonizáciu betónu. Jej prejavom je zníženie pH a zníženie alkalického ochrany proti vzniku korózie. Rozmrazovacie soli obsahujú zmes chloridov. Tie sa do priestoru tunela dostávajú v kvapalnej forme na kolesách automobilov. Chloridy, ktoré difundujú do povrchových vrstiev betónu v spodnej časti ostenia, spôsobujú degradáciu betónu a vytvárajú prostredie priaznivé pre vznik korózie výstuže. Napriek skutočnosti, že vo vnútri tunela sa posypové rozmrazovacie soli neaplikujú, slaná voda sa dostáva do tunela na kolesách áut a je rozstrekovaná hlavne na steny sekundárneho ostenia do výšky asi 1 m. Betóny na tejto úrovni sú preto vystavené pôsobeniu agresívnych kvapalných látok. Posypové soli obsahujú zmes chloridov. Slaný roztok preniká do vnútra povrchovej vrstvy. Uvoľnené chloridové ióny spôsobujú degradáciu povrchových vrstiev betónu. Reagujú s betonárskou výstužou a spôsobujú koróziu, ktorej priebeh je rýchlejší ako pri korózii od účinkov vlhkosti.



Obr. 3 Odber vzoriek z ostenia tunela Horelica
Fig. 3 Drilling of core samples in tunnel

values) there are very small positive and negative increases. During the tunnel construction there was no problem with acquiring the required concrete strength. The only problem was the structure of the surface layers which influences the permeability of concrete to liquids and gases. During the visual inspection caverns were found in several places on the concrete surface, and during a more detailed inspection an excess of pores was detected in the surface layer. The occurrence of this type of damages has a decisive influence on the life of the tunnel, as it influences the development of the reinforcement corrosion.

The influence of aggressive substances on tunnel concrete

It is a well-known fact that the tunnel concrete is attacked by the transport influences. In 2009 measurement of the air quality in the Horelica tunnel was made. The analysis of condensate from the tunnel lining was made in May 2009. The results can be seen in Tab. 1.

The concrete of tunnel lining is exposed to exhaust gases, condensate and in winter months also defrosting salts. Exhaust gases contain carbon dioxide which causes carbonatization of concrete. It is demonstrated by lowering pH and thus decreasing alkali protection against corrosion. Defrosting salts contain the mixture of chlorides, which get into the tunnels in a liquid form on car wheels. The chlorides which defund into the surface layers of concrete in the lower part of the tunnel lining cause degradation of concrete and create the conditions for the reinforcement corrosion. In spite of the fact that defrosting salts are not applied inside the tunnels, salt water gets into the tunnel on the car wheels and is sprayed on the walls of secondary lining up to the height of 1 meter. The concrete in this level is exposed to the aggressive liquid substances. Defrosting salts contain a mixture of fluorides. As the solution penetrates into the surface layer, chloride ions are released, thus causing the degradation of the concrete surface layers. There they react with the reinforcement and cause corrosion, which is more aggressive and faster than corrosion caused by humidity.

Tab. 1 Výsledky merania kvality ovzdušia tunela Horelica
Tab. 1 The results of measurement of the air quality in the Horelica tunnel

Vzorka/ Sample	Stanovenie/ Assessment	Jednotka/ Unit	Hodnota/ Value
Ovzdušie/ Air	CO	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	2 095
	NO	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	2 600
	NO _x	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	2 903
	CO ₂	ppm	662
Kondenzát/ Condensate	dusičnany/nitrates	mg/l	1,16
	chloridy/chlorides	mg/l	1,76
	sírany/sulphates	mg/l	21

Diagnostika stavu výstuže a krycej betónovej vrstvy sekundárneho ostenia

Pri štandardnej diagnostike tunelového ostenia sa kontroluje stav výstuže a jej ochrany. Takáto diagnostika zahŕňa zisťovanie pevnosti betónu na povrchu, hrúbky krycej vrstvy, stavu výstuže z hľadiska jej korózie, hĺbky karbonizácie a obsahu chloridov v krycej betónovej vrstve. Pevnosť betónu sa zisťuje nedeštruktívne tvrdomerom metódou. Skúšky sa vykonávajú podľa STN EN 12504 a STN 73 1373 a slúžia na posúdenie kvality betónu (pevnosť, rovnomernosť), prípadne na odhalenie začínajúcej degradácie. Výskyt trhlín sa zisťuje vizuálne. Trhliny sa zakresľujú a ich šírka sa meria optickým trhlínomerom. Zmena šírky trhlín sa sleduje mechanickým deformometrom. Hrúbka krycej vrstvy sa zisťuje buď nepriamo pomocou profometra, alebo priamo. Priamy spôsob sa používa na tých miestach, kde sa vizuálne kontroluje stav výstuže. Na mieste, kde sa nachádza výstuž, sa zhotoví jadrový vrt s priemerom 30 mm. Vrt sa vedie až po úroveň výstuže (obr. 3). Získa sa tak sondážny otvor, ktorý umožňuje posúdiť výskyt korózie. Na takomto mieste je možné priamo odmerať hrúbku krycej vrstvy a nakalibrovať profometer.

Hrúbka karbonizácie sa stanovuje nástrekom roztoku fenolftaleínu. Postupuje sa podľa normy STN EN 14630. Na čerstvo vyvŕtaný vývrt sa nastrieka roztok a na troch miestach sa meria hrúbka nesfarbenej vrstvy. Obsah chloridov sa stanovuje metódou rapid chlorid test. So sledovanej vrstvy sa vŕtaním získa betónový prášok. Potom sa 1,5 g prášku zmieša s analytickým roztokom. Obsah chloridov sa zisťuje pomocou ponorenej sondy napojenej na merací prístroj.

Výsledky diagnostiky ostenia tunela Horelica

Diaľničný Tunel Horelica dlhý 605 m je súčasťou obchvatu mesta Čadca. Pravá tunelová rúra bola uvedená do prevádzky v roku 2004 s obojsmernou premávkou. V roku 2012 sa vykonala diagnostika sekundárneho ostenia tunela. Ostenie pozostáva z 52 blokov a diagnostika prebehla na polovici z nich. Výsledky z každého bloku sa spracovali do tabuľky, v grafe sú znázornené obsahy chloridov v jednotlivých vrstvách betónu a je tam vyznačená aktuálna poloha výstuže (zelená farba). Grafy obsahujú aj trendové čiary na posúdenie stavu prostredia v mieste výstuže. Na obr. 4 sú výsledky diagnostiky z bloku 5 v blízkosti portálu.

Na obr. 5 sú výsledky z bloku 29 v strede tunela. V betóne tohto bloku boli zaznamenané poruchy (trhliny a kaverny). Hrúbka krycej vrstvy je tu 70 mm a koncentrácia chloridov v jej okolí sa blíži ku kritickej hranici.

Analýza výsledkov

Pri analýze výsledkov je na prvý pohľad zrejmé, že betón tunela je vystavený extrémnemu namáhaniu od okolitého prostredia (výfukové plyny, rozstrekovaná voda s obsahom rozmrazovacích solí). Dokumentujú to aj výsledky merania hĺbky karbonizácie, ktorá je vzhľadom na vek konštrukcie (osem rokov) značná. Alarmujúce sú výsledky merania obsahu chloridových iónov difundovaných do krycej betónovej vrstvy. Z údajov a grafov vyplýva, že keby bola hrúbka krycej vrstvy v súlade s projektom (40 mm), výstuž by sa nachádzala v silne agresívnom prostredí. V povrchovej vrstve (0 až 10 mm) dochádza umývaním stien sekundárneho ostenia, ako aj účinkom rozstrekovania dažďovej vody dopravou k čiastočnému vyplavovaniu difundovaných chloridov. Maximálne hodnoty obsahu difundovaných chloridov (v % hmotnostných jednotiek betónu) sa zistili v hĺbke 10 až 20 mm. V hĺbke 30 až 40 mm, čo je projektovaná vrstva nad výstužou, je koncentrácia 0,12 až 0,20 %, čo niekoľkonásobne prevyšuje limitnú hodnotu 0,05 %, ktorá sa považuje za hranicu, od ktorej je pravdepodobný vznik korózie výstuže. Zistená kvalita betónu poukazuje na to, že betón je pomerne nerovnorodý (jeho pevnosť vykazuje značný rozptyl). Priemerné hodnoty v jednotlivých blokoch sú vyššie ako projektovaná trieda betónu. Na odobratých jadrových vývrtoch sa zistil nadmerný výskyt viditeľných pórov, čo urýchľuje prenikanie agresívnych látok do betónu. Existujúce trhliny pri vizuálnej kontrole vykazovali znaky pasívneho správania.

Diagnostics of the state of reinforcement and concrete cover layer of the secondary lining

In standard diagnostics of the tunnel lining the state of reinforcement and its protection is checked. This diagnostics includes the analysis of concrete strength on the surface, thickness of the cover layer, state of reinforcement from the corrosion point of view, depth of carbonatization and chloride content in the concrete cover layer. The strength of concrete is tested by a non-destructive rebound hammer method. Testing is carried out according to the standards STN EN 12504 and STN 731373. The purpose is to evaluate the quality of concrete (strength and homogeneity) and to discover its degradation. The cracks are inspected by a visual method. They are marked and their width is measured by an optic crack meter. The changes in the crack width is followed by mechanical deformometer. The thickness of the cover layer is measured either indirectly by profometer, or directly. The direct method is used on the spot where the state of reinforcement is checked regularly. We make a drilled core with 30mm diameter, which reaches to the depth of the reinforcement (Fig. 3), thus creating a probe hole which enables to test the state of corrosion. In that place we can measure the thickness of the cover layer and calibrate the profometer.

The thickness of carbonatization is measured on a core by spraying phenolphthalein solution, in accordance with the standard STN EN 14630. The thickness of non-coloured layer is measured in 3 places. The chloride content is measured by a rapid chloride test. From the measured layer concrete dust is drilled. 1,5 g of dust is mixed with the analytic solution. The chloride content is detected by an electrode connected with the measuring device.

The results of diagnostics in Horelica tunnel lining

The highway tunnel Horelica with 605 m length is built on the bypass of Čadca town. The right tunnel tube was put into operation in 2004 (both ways). In 2012 diagnostics of secondary lining was carried out. The tunnel lining consisted of 52 blocks, half of them were inspected. The following table presents chloride contents in the particular concrete layers and actual position of reinforcement is marked in green colour. The graphs contain the trend lines for evaluation of the actual state of the environment in the place of reinforcement. Fig. 4 shows the diagnostics results from Block 5 near the portal.

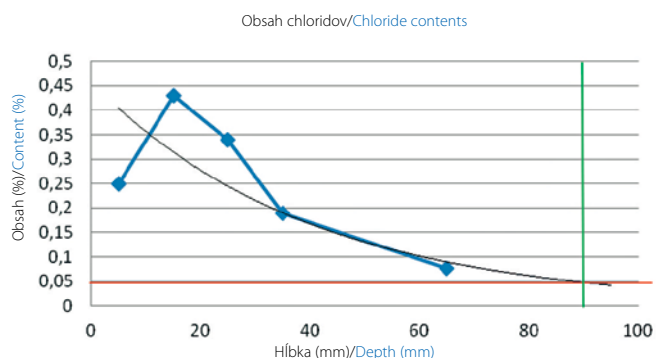
In Fig. 5 the results are from the central part of the Block 29. In this block damages in concrete – cracks and caverns – were recorded. The thickness of the cover layer is 70 mm and the chloride concentration is close to critical value.

Analysis of results

From the results it is clear that the tunnel concrete is exposed to extreme loads from the surrounding environment (exhaust gases, sprayed on water with defrosting salts content, etc.) It was proved also by the results of measuring the carbonatization depth, which is, regarded the age of the structure (8 years) considerably high. The results of measuring chloride ion contents diffused into the cover layer are alarming. From the data and the graphs it is clear that if the thickness had been in accordance with the design (40 mm), the reinforcement would have been placed in highly aggressive environment. In the cover layer (0 – 10 mm) the diffused chlorides are partially extracted by washing the tunnel lining walls, as well as by the effects of rain water sprayed on by the transport. Maximum values of diffused chlorides are in the depth of 10 – 20 mm (in % of weight units of concrete). In the depth 30 – 40 mm, a designed value over the reinforcement, the concentration is 0,12 – 0,20 %, a multiple of the limit value of 0,05 %, which is considered to be the border value for the occurrence of reinforcement corrosion. The detected quality of concrete has shown that the concrete is quite heterogeneous (the concrete strength shows considerable variations. The average values in the blocks are higher than the designed concrete class. On the drilled cores we detected an excess of visible voids, which enables fast penetration of aggressive elements into concrete. During the visual control, the existing cracks showed the signs of passive behaviour.

Tab. 2 Blok R5/ Block 5

1	Hrúbka krycej vrstvy/Thickness of concrete cover (mm)	90				
2	Stav výstuže/Reinforcement state	Bez korózie/No corrosion				
3	Pevnosť betónu/Concrete strength (MPa)	$R_{bkpriem}/R_{cav}$	R_{bkmin}/R_{cmin}		Trieda betónu/Concrete class	
		58	47		C 40/50	
4	Hrúbka skarbonizovanej vrstvy/ Thickness of carbonatization layer (mm)	A	B		C	Priemer/Average
		6	7		8	7
5	Obsah chloridov v betóne (% hm. j. b.)/ Chloride content in concrete (% w. u. of c.)	0 – 10	10 – 20	20 – 30	30 – 40	50 – 60
		0,25	0,43	0,34	0,19	60 – 70
						0,076

Obr. 4 Výsledky meraní v bloku č. 5 tunela Horelica
Fig. 4 Measurement results in Block 5 near the portalObr. 5 Výsledky meraní v bloku č. 29 tunela Horelica
Fig. 5 Measurement results in Block 29 in the middle

Tab. 3 Blok R29/ Block 29

1	Hrúbka krycej vrstvy/Thickness of concrete cover (mm)	70				
2	Stav výstuže/Reinforcement state	Bez korózie/No corrosion				
3	Pevnosť betónu/Concrete strength (MPa)	$R_{bkpriem}/R_{cav}$	R_{bkmin}/R_{cmin}		Trieda betónu/Concrete class	
		60	57		C 45/55	
4	Hrúbka skarbonizovanej vrstvy/ Thickness of carbonatization layer (mm)	A	B		C	Priemer/Average
		5	6		7	6
5	Obsah chloridov v betóne (% hm. j. b.)/ Chloride content in concrete (% w. u. of c.)	0 – 10	10 – 20	20 – 30	30 – 40	50 – 60
		0,28	0,42	0,32	0,14	60 – 70
						0,036

Záver

Výsledky pozorování preukázali enormné zaťaženie tunela agresívnymi plynými a kvapalnými látkami. V tuneli Horelica sa zistilo, že na sledovanej úrovni je krycia vrstva v dôsledku poklesnutia výstuže výrazne hrubšia ako projektovaná (40 mm). Vďaka nadmernej hrúbke krycej vrstvy zatiaľ nedošlo k jej korózii. Z výsledkov diagnostiky vyplynulo, že projektovaná hrúbka krycej vrstvy výstuže je v tuneli Horelica nedostatočná. Pri navrhovaní nových tunelov treba zväžiť primerané zväčšenie krycej vrstvy. Pri zhotovovaní najmä vystužených blokov sekundárneho ostenia sa treba zamerať aj na skvalitnenie všetkých stupňov betonárskych prác. Riešením je aj sekundárna ochrana betónu vhodným materiálom, aby boli zohľadnené i prevádzkové požiadavky v tuneli. Aktuálna je požiadavka sledovania stavu betónu sekundárneho ostenia tunelov a ochrany výstuže skúškami v primeraných intervaloch a túto požiadavku treba zakomponovať do manuálov na údržbu tunelov.

Literatúra

- [1] Bílek, J.: Meranie kvality ovzdušia v cestnom tuneli Horelica, Zdravotný ústav so sídlom v Ostrave, 2009.
- [2] Kucharík, J.: Diagnostika ostenia tunela Horelica, VÚIS Mosty, s. r. o., 2012.

Conclusions

The results of observation have proved enormous loading of the tunnels by aggressive gaseous and liquid substances. In Horelica tunnel we have found that due to the lowering of the reinforcement the cover layer is considerably thicker than the designed position of the layer (40 mm). Due to the excessive thickness of the cover layer corrosion has not occurred. The results of diagnostics have shown that the designed thickness of the cover layer in the Horelica tunnel is insufficient. In the design of new tunnels an increase of the cover layer should be considered. When producing the reinforced blocks of the secondary tunnel lining, the quality of all kinds of concrete works should be higher. Another solution is to apply an appropriate secondary concrete protection by means of an appropriate material, so that the operation conditions in the tunnel are considered. There is a requirement to observe the actual state of concrete in the secondary tunnel lining, as well as the reinforcement protection by testing in appropriate intervals. This should be included in the manual for the maintenance of tunnels.

References

- [1] Bílek, J.: Measurement of air quality in tunnel Horelica, report, Health Institute, Ostrava, 2009.
- [2] Kucharík, J.: Diagnostics of lines in tunnel Horelica, report, VÚIS Bridges, Ltd., Bratislava, 2012.



Peter Paulík – Igor Hudoba

Vzduchopriepustnosť vysokohodnotného vláknobetónu

The Air Permeability of High Performance Fiber Reinforced Concrete

Článok sa zaoberá výsledkami výskumu vzduchopriepustnosti vysokohodnotného vláknobetónu (VHVB) metódou Torrent. Získať hodnoverné parametre charakterizujúce vzduchopriepustnosť zatvrdnutého betónu si vyžaduje spoľahlivé skúšobné zariadenie a testovacie metódy, ktoré sú univerzálne použiteľné. Jedným z takýchto komerčne dostupných zariadení je práve Torrent permeability tester. Vzduchopriepustnosť a niektoré ďalšie fyzikálne vlastnosti sa merali na kockových vzorkách betónu bez pôsobenia a s pôsobením určitej úrovne tlakového namáhania počas testu. Skúšobné kocky boli vyhotovené z VHVB, pričom sa líšili množstvom vláknovej výstuže.

Plynopriepustnosť betónu sa považuje za jeden z hlavných indikátorov jeho trvanlivosti. Meranie plynopriepustnosti sa robí na vzorkách, ktoré spravidla nie sú vystavené (pred alebo počas skúšky) určitým vonkajším zaťaženiam, ktoré by spôsobili mikrotrhliny v zatvrdnutej cementovej matrici. V prípade reálnej konštrukcie je v betóne vždy určitá hladina napätosti a v takomto prípade je priepustnosť betónu spravidla ovplyvnená prítomnosťou mikrotrhlín. Poznať obidva prípady, priepustnosť betónu bez trhlín a priepustnosť betónu obsahujúceho určité množstvo mikrotrhlín, je základným predpokladom na správne hodnotenie trvanlivosti betónu. Existujú rôzne metódy na meranie parametrov, ktoré charakterizujú priepustnosť betónu vo vzťahu k plynopriepustnosti [2], [3]. Rozdiely sú v postupoch testovania, ako aj v samotnej podstate sledovaných parametrov priepustnosti. Aby bolo možné získať realistický obraz o trvanlivosti nejakej betónovej konštrukcie, je dôležité poznať fyzikálne vlastnosti jej povrchových vrstiev do hĺbky približne 50 mm. Od týchto vlastností závisí trvanlivosť a prevádzková životnosť konštrukcie. Postupy zhotovovania betónovej konštrukcie sú spojené s bežne známymi javmi ako „potenie“ čerstvého betónu, akumulácia cementového mlieka v kontakte s formou debnenia (označované ako stenový efekt), ďalej so spôsobom zhutňovania čerstvého betónu, zmenami na povrchu v dôsledku úniku cementového mlieka alebo s možnou segregáciou kameniva. V dôsledku vplyvu týchto faktorov sú charakteristiky betónu v blízkosti debnenia a vo vnútornom objeme prvku rozdielne. To je hlavný dôvod, prečo treba posudzovať povrchové vrstvy zatvrdnutého betónu konštrukcie pomocou takých nedeštruktívnych testovacích prístrojov, ktoré zabezpečia rýchle a spoľahlivé výsledky meraní. Takéto požiadavky spĺňa v súčasnosti testovacia metóda pomocou komerčne dostupného prístroja Torrent Permeability Tester (TPT).

Merací prístroj TPT a testovacia metóda

Merací prístroj TPT pozostáva z vákuovej pumpy, dvoch komôr vákuovej hlavice s tesniacimi krúžkami, kontrolnej jednotky a jednotky automatického vyhodnocovania meraných hodnôt (obr. 1). Princíp prístroja je založený na meraní časovo závislého zvyšovania tlaku vo vnútornej komore po vyvolaní stavu vákua pomocou vákuovej pumpy. Vonkajšia komora slúži na odvedenie falošného vzduchu vnikajúceho po obvode hlavice. Týmto spôsobom sa dosiahne to, že smer vzduchu vnikajúceho do vnútornej komory je kolmý na plo-

The paper is dealing with the research of the air permeability of high performance fiber reinforced concrete (HPFRC) evaluated by the Torrent method. To obtain reliable parameters characterizing the gas permeability of hardened concrete, reliable test equipment and testing methods are required. One of these commercially available equipments is the Torrent permeability tester. Air permeability was measured on the concrete cube specimens with and without applied compressive stress. Experimental cube specimens made of HPFRC varied in the amount of fiber reinforcement.

Gas permeability of concrete is a property, which is recognized as one of the basic indicators of its durability. Measurements of air permeability are mostly carried out on samples, which are not exposed, before or during the test, to any certain external loads. These loads would cause microcracks in the hardened cement matrix and thus affect the permeability of the concrete specimens. This fact should be kept in mind because in the case of real structures there is always some stress level and thus the concrete permeability is usually affected by microcracks. To know both, permeability of sound concrete and the permeability of concrete containing certain amount of microcracks, is the basic assumption for correct evaluation of its durability.

There are different methods for measuring the parameters which are characterizing the permeability of concrete in relation to gas permeability [2], [3]. The differences are in testing procedures as well as in the nature of the observed permeability parameters. In order to obtain a realistic view on the durability of some concrete structure, it is important to know especially the physical properties of its surface layers up to the depth of approx. 50 mm. On these properties the durability and the service life of the structure depends. One of the reasons is the fact that the execution procedures of concrete structures are accompanied by commonly known phenomena like "bleeding" of fresh concrete, cement milk accumulation in the contact with the formwork (known as "the wall effect"), the way of fresh concrete compaction, surface modifications of freshly poured concrete or possible aggregate segregation. As the consequence of these factors the characteristics of fresh and hardened concrete are different near the formwork and in the mass of the concrete elements. This is the main reason why it is necessary to evaluate the surface layers of hardened concrete structures by using some non-destructive test equipment which guarantees fast and reliable test results. Such requirements could be fulfilled also by the commercially available TPT equipment (Torrent Permeability Tester).

TPT Measurement device and testing method

TPT measuring device consists of a vacuum pump, two chamber vacuum cell with sealing rings, control unit and automatic evaluation unit (Fig. 1). The principle of the device is based on measuring the time-dependent increasing of the pressure in the inner cham-



Obr. 1 Súprava Torrent Permeability Tester
Fig. 1 Set of the Torrent Permeability Tester device

chu v komore vystavenej účinkom vákua (obr. 2). Výhodou prístroja TPT je jeho prenosnosť, čo umožňuje jednoduché meranie parametrov priepustnosti povrchu betónových vrstiev konštrukcie priamo na mieste stavby.

Prístroj zabezpečuje priamy tok vzduchu do vnútornej komory hlavice a výpočet správnych hodnôt koeficientu priepustnosti kT . Výpočet je založený na teoretickom modeli, ktorý je vyjadrený vzorcom

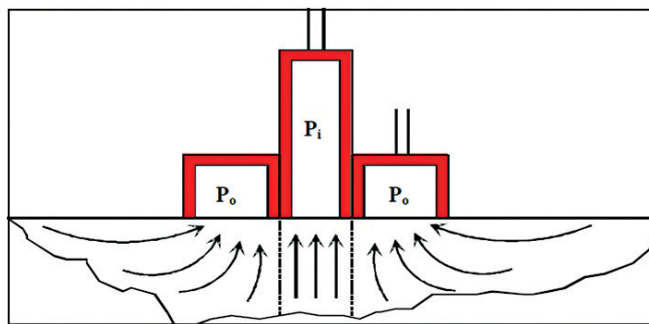
$$kT = \left(\frac{V_c}{A} \right)^2 \cdot \frac{\mu}{2 \cdot \varepsilon \cdot P_a} \cdot \left(\frac{\ln \left(\frac{P_a + \Delta P}{P_a - \Delta P} \right)}{\sqrt{t} - \sqrt{t_0}} \right)^2 \quad (1)$$

kde kT je koeficient permeability betónu (m^2),
 V_c – objem vnútornej komory ($2,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$),
 A – plocha vnútornej komory ($19,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$),
 μ – viskozita vzduchu pri 20°C ($1,84 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$),
 E – teoretická pórovitosť betónu (0,15),
 P_a – atmosférický tlak (1 000 Pa),
 ΔP – zmena tlaku vo vnútornej komore (20 N/m^2),
 t_0 – začiatok merania (60 s),
 T – celkový čas merania (maximálne 720 s).

Namerané hodnoty priepustnosti kT a hĺbky penetrácie vákua L závisia od vlhkosti povrchovej vrstvy betónu. Pri zvyšujúcej sa vlhkosti nameraná hodnota koeficientu priepustnosti kT klesá. Súčasťou meracieho prístroja TPT je tiež senzor na meranie vlhkosti obsiahnutej v povrchovej vrstve betónu, ktorým sa meria elektrický odpor ρ . Pre súčiniteľ priepustnosti kT vlhkého, respektíve mladého betónu sa určuje opravná hodnota kT . Na tento účel sa používa nomogram na určenie hodnoty elektrického odporu ρ . Tento nomogram vyvinul výrobca prístroja TPT [5]. Celkové hodnotenie meraní priepustnosti povrchových vrstiev betónu, využívajúce faktor priepustnosti kT a hĺbku penetrácie vákua L , sa ukončí klasifikáciou povrchovej vrstvy betónu, t. j. určením triedy betónu podľa tab. 1.

Tab. 1 Kvalitatívna trieda povrchovej vrstvy betónu [5]
Tab. 1 Quality classes of the concrete surface layer [5]

Kvalita povrchovej vrstvy betónu/Quality of the surface layer of concrete		
	Index/Index	$kT \cdot 10^{-16} (\text{m}^2)$
Veľmi zlá/Very bad	5	>10
Zlá/Bad	4	1,0 – 10
Bežná/Normal	3	0,1 – 1,0
Dobrá/Good	2	0,01 – 0,1
Veľmi dobrá/Very good	1	<0,01



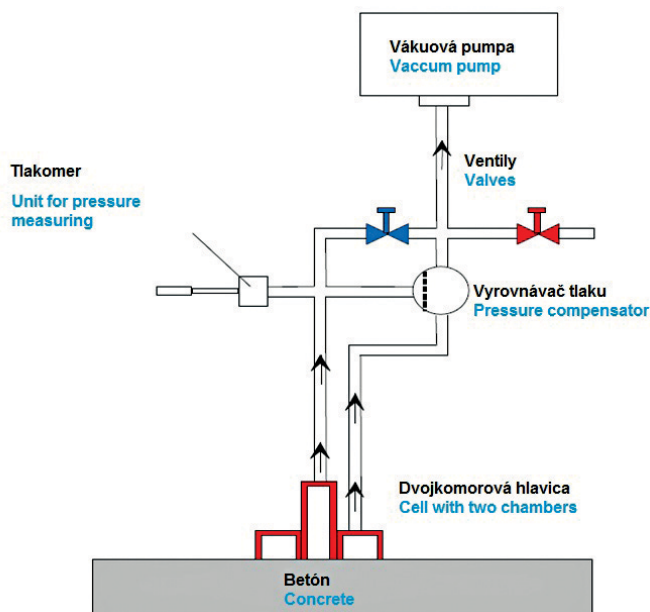
Obr. 2 Princíp fungovania dvoch komôr vákuovej hlavice
Fig. 2 The function of the two chamber vacuum cell

ber after the vacuum is generated by the pump. The outer chamber serves for the purpose of draining "fake" air flowing from the circumference of the two chamber cell. By the outer chamber it is achieved, that the direction of the air flowing into the inner chamber is in perpendicular direction to the vacuum cell plane Fig. 2. The advantage of TPT equipment is also its portability, which allows to measure permeability parameter of the concrete surface layers directly on construction site.

Calculation is based on a theoretical model expressed by the formula:

$$kT = \left(\frac{V_c}{A} \right)^2 \cdot \frac{\mu}{2 \cdot \varepsilon \cdot P_a} \cdot \left(\frac{\ln \left(\frac{P_a + \Delta P}{P_a - \Delta P} \right)}{\sqrt{t} - \sqrt{t_0}} \right)^2 \quad (1)$$

where kT je the coefficient of permeability of concrete (m^2),
 V_c – the volume of inner chamber ($2,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$),
 A – area of the inner chamber ($19,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$),
 μ – viscosity of air at 20°C ($1,84 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$),
 E – theoretical porosity of concrete (0,15),
 P_a – atmospheric pressure (1 000 Pa),
 ΔP – change of the pressure in the inner chamber (measured value 20 N/m^2),
 t_0 – the beginning of the measurement (60 s),
 T – the total time of the measurement (max. 720 s).



Obr. 3 Schéma prístroja Torrent Permeability Tester
Fig. 3 Scheme of the TPT device



Obr. 4 Meranie vzduchopriepustnosti na betónových kockových vzorkách (skúška vzduchopriepustnosti na kockových vzorkách vystavených tlakovému namáhaniu)
Fig. 4 Air permeability measurement on concrete cube specimens (air permeability test on cube specimens exposed to compressive load)

Vzduchopriepustnosť neporušených vzoriek betónu vystavených tlakovému namáhaniu

Prístroj TPT sa používa najčastejšie na testy vzduchopriepustnosti povrchových vrstiev vystužených alebo predpätých betónových konštrukcií. Počas prevádzkovej životnosti týchto konštrukcií je v ich povrchových vrstvách na rôznych miestach určitá napätosť, ktorá závisí od miesta a veľkosti pôsobiaceho zaťaženia. Existuje len relatívne málo skúseností s meraním plynopriepustnosti na vzorkách z vysokohodnotného vláknobetónu vystaveného určitej hladine napätosti. Napríklad Picadent a kol. [2] merali priepustnosť plynu cez vzorky obyčajného, vysokohodnotného betónu a vláknobetónu, ktoré boli narezané z valcov (priemer 110 a 220 mm) a vystavené striedavému tlaku v hodnote 60 a 90 % medznej hodnoty pevnosti v tlaku. Dôsledky úrovne napätosti na plynopriepustnosť v pravouhlom smere boli monitorované na neporušených vzorkách. Adámek, J. a kol. [1] monitorovali zmeny koeficientu priepustnosti kT v čase (s využí-

Tab. 2 Pevnosť betónu v tlaku (stredné hodnoty)
Tab. 2 Compressive strength of concrete (mean values)

Typ betónu/ Type of concrete	Množstvo vláknovej výstuže/ Amount of fibre reinforcement (%)	Pevnosť v tlaku/Compressive strength $f_{cm, cube200}$ (MPa)		
		Vek: 28 dní/Age: 28 days	Vek: 180 dní/Age: 180 days	Vek: 10 rokov/Age: 10 years
A	1,37	60,63	68,71	69,40
B	0	50,98	56,78	76,80
C	2,74	51,85	63,75	74,90

Tab.3 Dynamický modul pružnosti (stredné hodnoty)
Tab. 3 Dynamic modulus of elasticity (mean values)

Typ betónu/ Type of concrete	Množstvo vláknovej výstuže/ Amount of fibre reinforcement (%)	Dynamický modul pružnosti/Dynamic modulus of elasticity $E_{c, dyn}$ (MPa)	
		Vek: 28 dní/Age: 28 days	Vek: 10 rokov/Age: 10 years
A	1,37	41,49	47,11
B	0	41,78	45,70
C	2,74	43,63	48,90

The measured permeability values, kT and the depth of vacuum penetration L are dependent on the moisture of the surface layer. By increasing the moisture of concrete the measured value of the permeability coefficient kT is decreasing. As the part of the TPT measuring device there is also a sensor for measuring the moisture content of the concrete surface layer by using electrical resistance. Permeability coefficient kT for wet or for young concrete is determined by correction of the kT value. For this purpose the nomogram of electrical resistance ρ value can be used. The nomogram was developed by the TPT equipment manufacturer [5]. The overall evaluation of the permeability measurements is accomplished by classification of the surface layer into quality class according Tab. 1.

Air permeability of sound concrete specimens exposed to compressive stress

TPT equipment is most commonly used for testing the air permeability of surface layers of reinforced or prestressed concrete structures. During service life of these structures there is always a certain level of stress, which is dependent on the position and magnitude of the actual loads.

There is relatively only little experience with the measurements of gas permeability on the high-strength fiber-reinforced concrete specimens subjected to some stress level. For example, Picadent, V. et al. [2] measured the gas permeability on normal, high performance and on fiber-reinforced concrete specimens, which were cut from cylinders (110 mm and 220 mm in diameter) exposed to cyclical pressures with magnitude reaching 60 and 90 % of the ultimate compressive strength. The impact of stress level on gas permeability was monitored on unloaded samples in perpendicular way to the cross section. Adámek, J. et al. [1] were monitoring the changes of the permeability coefficient kT in time (by using of TPT method) on normal strength concrete. Several types of drainage foils attached to the moulding were used.

Research results presented in our paper are focused on the monitoring of the air permeability (by using the TPT method) on high-performance concrete specimens, without and with different amounts of fiber reinforcement exposed to different stress levels. Measurements were provided on a concrete cubes in perpendicular direction to the direction of the casting and applied pressure forces (Fig. 4b). Cubes with the edge of 200 mm were used for the tests in accordance with the requirements for the TPT method [5]. All cubes were made of high-performance concrete (type B) and high-performance fiber-reinforced concrete (type A and C). The specimens were stored in time span of 10 years on free air in laboratory environment. As fiber reinforcement the FIBRAFLEX metal fibers (French origin) were used. Basic parameters of the compressive strength and dynamic modulus of elasticity of the tested concrete cubes are given in Tab. 2 and Tab. 3.

Mean values of the air permeability coefficient kT and the depth of vacuum penetration L on concrete specimens measured on different types of concrete (A, B and C) under different compressive stress levels are presented in Tab. 4. Measurements were carried out at compression stress levels equal to 0 %, 30 % and 60 % of the mean compressive strength of the concrete at the actual time, expressed by the $f_{c,t}/f_{cm}$ ratio. Air permeability was also measured after unloading of the samples (from the 30 % and 60 % of f_{cm} stress level), but these values are not presented in this particular paper. After the measurements of the air permeability kT and the depth of vacuum penetration L were done, measuring of the dynamic modulus of elasticity $E_{c, dyn}$ was carried out by ultrasound device. The values of the dynamic modulus of elasticity are shown in tab. 5 at different compression stress levels. On each sample 3 measurement were carried out for each type of concrete (A, B and C) along its diagonal and then the average value had been computed.

It is possible to express the measured changes of permeability values by the relative values presented in Tab. 6 and 7.

Graphic presentation of the air permeability coefficient kT is shown in Fig. 5, 6 and 7.

Tab. 4 Hodnoty koeficientu vzduchopriepustnosti kT a hĺbky penetrácie vákua L (stredné hodnoty)
 Tab. 4 Values of air permeability coefficient kT and the depth of vacuum penetration L (mean values)

Vzorka/Sample	Nezaťažené/Unloaded		Hladina zaťaženia 30 % f_{cm} /Stress level 30 % f_{cm}		Hladina zaťaženia 60 % f_{cm} /Stress level 60 % f_{cm}	
	$kT \cdot 10^{-16} \text{ (m}^2\text{)}$	$L \text{ (mm)}$	$kT \cdot 10^{-16} \text{ (m}^2\text{)}$	$L \text{ (mm)}$	$kT \cdot 10^{-16} \text{ (m}^2\text{)}$	$L \text{ (mm)}$
C	0,371	40,6	0,616	46,7	2,464	62,5
B	0,321	38,9	0,320	38,9	7,529	90,1
A	1,159	53,4	1,823	59,5	17,650	118,0

tím metódy TPT) na betóne s bežnou pevnosťou. Pri výrobe skúšobných vzoriek sa na stenu formy debnenia použili rôzne druhy drenážnych fólií.

Výsledky výskumu prezentované výsledkami skúšok v tomto článku boli zamerané na vzduchopriepustnosť (s použitím TPT metódy) vzoriek vysokohodnotného betónu bez vlákien a s obsahom rôzneho množstva vlákien vystavených rôznej úrovni napätosti. Meralo sa na betónových kockách v smere kolmom na smer betónovania a pôsobiacej tlakovej sily (obr. 4). Kocky s hranou 200 mm sa použili na skúšky v zhode s požiadavkami metódy TPT [5].

Všetky kocky boli vyrobené z vysokohodnotného betónu (typ B) a vysokohodnotného vláknobetónu (typ A a C). Vzorky boli uložené 10 rokov na voľnom vzduchu v prostredí laboratória. Použila sa kovová vláknová výstuž Fibraflex (francúzska výroba). Základné parametre pevnosti betónu v tlaku a dynamického modulu pružnosti zisťované na betónových kockách sú uvedené v tab. 2 a 3.

Stredné hodnoty koeficientu vzduchopriepustnosti kT a hĺbky penetrácie vákua L meraných na vzorkách rôzneho typu betónu A, B, C pri pôsobení rôznej hladiny tlakového namáhania sú uvedené v tab. 4. Čiastkové merania sa vykonali pri hladine tlakového namáhania rovnej 0 %, 30 % a 60 % zo strednej hodnoty pevnosti betónu v tlaku v aktuálnom veku, čo je vyjadrené pomerom f_{ci}/f_{cm} . Vzduchopriepustnosť sa merala aj po odľahčení každej vzorky od hladiny napätosti 30 % a 60 % z f_{cm} .

Po uskutočnení meraní vzduchopriepustnosti kT a hĺbky penetrácie vákua L sa pomocou ultrazvukového prístroja meral dynamický modul pružnosti $E_{c,dyn}$. V tab. 5 sú uvedené namerané hodnoty dynamického modulu pružnosti na každý z troch druhov betónu A, B a C pri rôznych hladinách tlakového namáhania. Pri každej vzorke betónu typu A, B, C sa vykonali tri merania pozdĺž uhlopriečky steny kocky a z nich sa určila priemerná hodnota. Namerané zmeny priepustnosti možno vyjadriť relatívnymi hodnotami (tab. 6 a 7). Grafické znázornenie koeficientu vzduchopriepustnosti kT , ktorý sa zvyšuje (respektíve znižuje) podľa množstva vláknovej výstuže a úrovne tlakového namáhania, uvádzajú obr. 5 až 7. V tab. 8 sú uvedené hodnoty dynamického modulu pružnosti $E_{c,dyn}$ pri napätosti 30 % a 60 % z hodnoty f_{cm} .

Grafické znázornenie vzťahu medzi dynamickým modulom pružnosti a množstvom výstuže je na obr. 8 (hodnoty platia na úrovni napätosti rovnej 30 % z hodnoty f_{cm}).

Tab. 5 Dynamický modul pružnosti $E_{c,dyn}$ (stredné hodnoty)
 Tab. 5 Dynamic modulus of elasticity $E_{c,dyn}$ (mean values)

Vzorka/Sample	Hladina zaťaženia 30 % f_{cm} /Stress level 30 % f_{cm}	Hladina zaťaženia 60 % f_{cm} /Stress level 60 % f_{cm}
	$E_{c,dyn} \text{ (GPa)}$	$E_{c,dyn} \text{ (GPa)}$
C	48,5	53,3
B	44,9	47,6
A	47,5	50,6

Tab. 6 Relatívne zvýšenie permeability pri zvýšení zaťaženia na 30 a 60 % f_{cm}
 Tab. 6 Relative increase of permeability caused by increased loading at 30 and 60 % of f_{cm}

Vzorka/Sample	Hladina zaťaženia/Stress level (%)		
	0	30	60
C	1	1,660	6,642
B	1	0,997	23,455
A	1	1,573	15,229

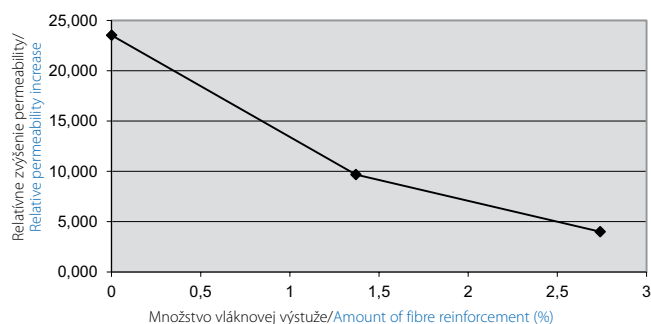
Tab. 7 Relatívna zmena napätosti po odľahčení vzorky od hladiny zaťaženia 30 a 60 % z f_{cm}
 Tab. 7 Relative change of permeability after unloading from 30 and 60 % of f_{cm}

Vzorka/Sample	Hladina zaťaženia/Stress level (%)		
	0	30	60
C	1	1,660	6,642
B	1	0,997	23,455
A	1	1,573	15,229

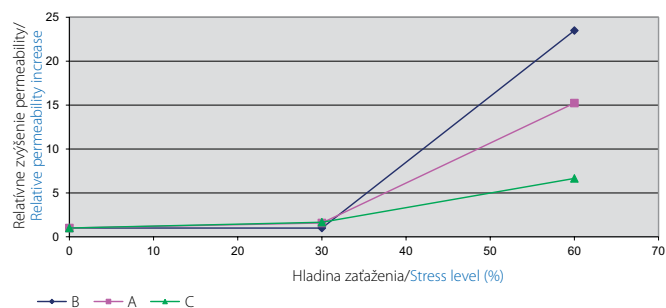
Tab. 8 presents the dynamic modulus elasticity $E_{c,dyn}$ at 30 and 60 % of f_{cm} . Graphic presentation of the relation between dynamic modulus of elasticity and the fiber reinforcement amount is shown in Fig. 8 (values are at stress level equal to 30 % of f_{cm}).

Tab. 8 Vplyv množstva vláknovej výstuže na dynamický modul pružnosti $E_{c,dyn}$ pri hladine namáhania 30 % a 60 % z hodnoty f_{cm}
 Tab. 8 Effect of the fibre reinforcement amount on the dynamic modulus of elasticity $E_{c,dyn}$ at 30 and 60 % of f_{cm} stress level

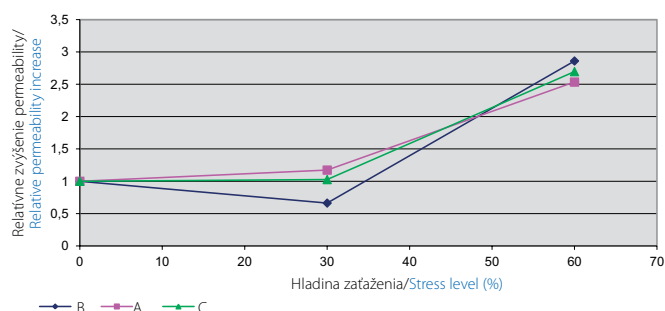
Vzorka/Sample	Hladina zaťaženia 30 %/Stress level 30 %		Hladina zaťaženia 60 %/Stress level 60 %		
	$E_{c,dyn} \text{ (GPa)}$	Priemer/Mean	$E_{c,dyn} \text{ (GPa)}$	Priemer/Mean	Násobok 30 %/Mult. 30 %
C1	49,8	48,5	53,4	53,3	1,098
C3	47,2		53,1		
B1	44,5	44,9	47,4	47,6	1,060
B2	45,3		47,8		
A4	46,7	46,7	50,3	50,3	1,077
A1	48,2		50,8		



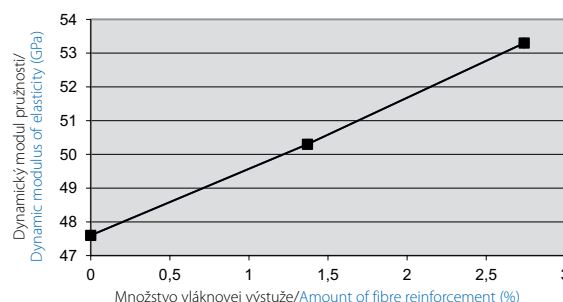
Obr. 5 Závislosť medzi zvýšením relatívnej priepustnosti (úroveň tlakového namáhania zvýšená z 30 % na 60 % z hodnoty f_{cm}) a množstvom vláknovej výstuže
Fig. 5 Relation between relative permeability increasing (compressive stress level increasing from 30 to 60 % of f_{cm}) and the amount of fibre reinforcement



Obr. 6 Relatívne zvýšenie priepustnosti pri hladine namáhania 30 % a 60 % z hodnoty f_{cm}
Fig. 6 Relative increasing of permeability at 30 and 60 % of f_{cm} stress level



Obr. 7 Relatívne zvýšenie priepustnosti po odľahčení od namáhania na úrovni 30 a 60 % z hodnoty f_{cm}
Fig. 7 Relative increase of permeability after unloading from 30 and 60 % of f_{cm} stress level



Obr. 8 Závislosť medzi dynamickým modulom pružnosti a množstvom vláknovej výstuže (hodnoty pri hladine tlakového namáhania rovné 30 % z hodnoty f_{cm})
Fig. 8 Relation between dynamic modulus of elasticity and the fibre reinforcement amount (values are at compressive stress level equal 30 % of f_{cm})

Závery

- So zvyšujúcim sa množstvom vlákien v betóne sa výrazne znižuje jeho priepustnosť pri pôsobení tlakového namáhania. Čím je v betóne viac vlákien, tým menej to ovplyvňuje priepustnosť pri zvyšujúcom sa zatažení. Priepustnosť betónu bez vlákien je 23-krát vyššia, keď sa hladina namáhania zvýši z 30 % na 60 % úrovne f_{cm} . Ten istý betón s 2,74-percentným množstvom vlákien vykazuje len 4-násobne vyššiu priepustnosť pri rovnakom zvýšení namáhania.
- Kvalita spracovania betónu má však oveľa väčší vplyv na jeho priepustnosť ako samotná vláknová výstuž.
- Počas zvyšovania hladiny tlakového namáhania sa na niektorých skúšobných vzorkách objavili trhliny. Tento jav výrazne ovplyvňuje výsledky skúšok. Ak sa na vzorke objavila okom viditeľná trhlina (pri hladine namáhania 30 % a 60 % z hodnoty f_{cm}), tento výsledok sa nepoužil pri výslednom vyhodnotení. Po odľahčení od tlakového namáhania sa trhlina uzavrela a nebola okom viditeľná. Na základe výsledkov meraní možno konštatovať, že priepustnosť mieraná na povrchu porušenom viditeľnou trhlinou sa nemôže použiť pri hodnotení výsledkov.
- Po odľahčení vzorky sa regenerácia priepustnosti prejavuje efektívnejšie pri betóne bez vláknovej výstuže. V tomto prípade sa priepustnosť zníži 8-krát. Na druhej strane, priepustnosť betónu s obsahom 2,74 % vlákien sa regeneruje len 2,4-krát.
- Pri betónovej vzorke bez vláknovej výstuže bola redukcia relatívnej priepustnosti (0,66-krát) pozorovaná pri hladine namáhania 30 % z hodnoty f_{cm} . V prípade vláknobetónu sa tento fenomén neprejavuje a priepustnosť betónových vzoriek pri hladine namáhania 30 % z hodnoty f_{cm} bola približne rovnaká ako pri nezaťažených vzorkách.
- Vplyv množstva vláknovej výstuže bolo tiež možné pozorovať na hodnotách priepustnosti betónových vzoriek po odľahčení. Vzorky bez vlákien, ktoré boli zatažené na úrovni 60 % z hodnoty f_{cm} a ná-

Conclusions

- In relation with the increasing amount of fibers in concrete, there is a significant reduction of its permeability under the compressive load. More fibers in the concrete reduce the permeability increase at increasing load. Tested concrete without fibers had more than 23-times bigger permeability after increasing the stress level from 30 to 60 % of f_{cm} . The same concrete with the fibers amount of 2.74 % showed only 4-times bigger permeability after the same load increasing.
- The quality of concrete mix compaction had much bigger impact on the permeability than the fiber reinforcement amount.
- During increasing of the compressive load level, crack had occurred on some specimens. This fact strongly influenced the test results. If a visible crack had developed (at the stress level 30 or 60 % of f_{cm}) this result was not used for the test result calculation. After unloading the specimens the crack closed and was not visible by naked eye. From the measurements results, it can be concluded that the permeability measured at the surface with a visible crack cannot be used in the evaluation of the results.
- After the compressive load has been removed, the regeneration of permeability was bigger on concrete specimens without fiber reinforcement. Permeability measured on specimens without fiber reinforcement decreased more than 8-times after unloading. On the other hand, the permeability of concrete with a fiber content of 2.74 % regenerated only 2.4-times.
- In concrete specimens without fiber reinforcement, relative permeability reduction (0.66-times) was observed at the stress level of 30 % of f_{cm} . In the case of fiber reinforced concrete this phenomenon doesn't occurred and the permeability of concrete specimens at stress level of 30 % of f_{cm} was approximately the same as the permeability of the unloaded concrete specimens.
- The impact of the fiber reinforcement amount was also observed on permeability values of the concrete specimens after unloading.

sledne odľahčené, vykazovali 4,3-násobné zvýšenie priepustnosti v porovnaní so stavom po odľahčení od hladiny namáhania 30 % z f_{cm} . Na druhej strane, ten istý betón s obsahom vlákien 2,74 % vykazoval v tom istom prípade len 2,4-násobné zvýšenie priepustnosti.

- Dynamický modul pružnosti je ovplyvnený hladinou tlakového namáhania, ako aj množstvom vláknovej výstuže v betóne. Keď sa tlakové namáhanie zvýšilo na hodnotu 60 % z úrovne f_{cm} , dynamický modul sa tiež zvýšil (1,1-krát pri vzorkách s obsahom vlákien 2,24 % a 1,06-krát pri vzorkách bez vláknovej výstuže).
- Dynamický modul pružnosti pri úrovni 30 % namáhania z hodnoty f_{cm} bol vyšší pri vzorkách s vláknohou výstužou (dôsledkom vyššieho obsahu vlákien je vyšší dynamický modul pružnosti). Po odľahčení od určitej hladiny tlakového namáhania zostáva dynamický modul pružnosti na tej istej úrovni ako pred odľahčením.
- Pri úrovni tlakového namáhania 60 % z hodnoty f_{cm} bol nameraný dynamický modul pružnosti v strede vzorky (kocky) vyšší ako pri okrají (rozdiel medzi nameranými hodnotami bol asi 15 %).

Literatúra

- [1] Adámek, J. – Juránková, V. – Stehlík, M.: Influence of drainage cover arrangement on the concrete surface layer properties, In: Proceeding of the Conference CONCRETE DAYS 2006, Bratislava, s. 173 – 178 (dostupné v češtine).
- [2] Picadent, V. – Khelidj, A. – Bastian, G.: Gas permeability of mechanically damaged concrete, In: Proceeding of Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions, Edited by N. Banthia, K. Sakai and O. E. Gjorv, Vancouver, Canada 2001.
- [3] Bágeľ, L. – Živica, V.: Relationship between Pore Structures and Permeability of hardened Cement Mortars: On the Choice of effective Pore Structures Parameter, Cement and Cement Research, 1997/98, č. 27, s. 1 225 – 1 235.
- [4] Hudoba, I. – Mušková, L.: Final report on control test results of mechanical and physical properties of fibre concrete for container production, Faculty of Civil Engineering STU, apríl 1999 (dostupné v slovenčine).
- [5] Permeability tester TORRENT, Operating Instructions – PROCEQ.
- [6] Banthia N. – Bhargava, A.: Permeability of Stressed Concrete and Role of Fiber Reinforcement, In: ACI Materials Journal, 2007.

The specimens without fibers, which have been loaded to stress level of 60 % of f_{cm} and consequently unloaded showed 4.3-times increasing of the permeability in comparison with the state after unloading from stress level 30 % of f_{cm} . On the other hand, the same concrete containing 2.74 % fibers, showed in the same case only 2.4-times increased permeability.

- The dynamic modulus of elasticity was influenced by compressive stress level as well as by the amount of fiber reinforcement. When the stress level was increased to 60 % of f_{cm} , the dynamic modulus of elasticity also increased (1.1-times in the specimens with 2.74 % of fiber reinforcement and 1.06-times in the specimens without fiber reinforcement).
- The measured dynamic modulus of elasticity at the stress level of 30 % of f_{cm} was higher on specimens with fiber reinforcement (higher amount of fiber reinforcement induced higher measured values of dynamic modulus of elasticity). After unloading from a certain compressive stress level, the dynamic modulus of elasticity remained at the same level as before loading.
- On stress level of 60 % of f_{cm} , the measured values of dynamic modulus of elasticity were higher at the middle part of the specimen (cube) than at the edges (the difference between measured values was approx. 15 %).

References

- [1] Adámek, J. – Juránková, V. – Stehlík, M.: Influence of drainage cover arrangement on the concrete surface layer properties, In: Proceeding of the Conference CONCRETE DAYS 2006, Bratislava, s. 173 – 178 (in czech).
- [2] Picadent, V. – Khelidj, A. – Bastian, G.: Gas permeability of mechanically damaged concrete, In: Proceeding of Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions, Edited by N. Banthia, K. Sakai and O. E. Gjorv, Vancouver, Canada 2001.
- [3] Bágeľ, L. – Živica, V.: Relationship between Pore Structures and Permeability of hardened Cement Mortars: On the Choice of effective Pore Structures Parameter, Cement and Cement Research, 1997/98, No. 27, pp. 1 225 – 1 235.
- [4] Hudoba, I. – Mušková, L.: Final report on control test results of mechanical and physical properties of fibre concrete for container production, Faculty of Civil Engineering STU, April 1999 (in slovak).
- [5] Permeability tester TORRENT, Operating Instructions – PROCEQ.
- [6] Banthia N. – Bhargava, A.: Permeability of Stressed Concrete and Role of Fiber Reinforcement, In: ACI Materials Journal, 2007.



Pavol Tekula – Ľubomír Lašán

Prefabrikovaná železobetónová nosná konštrukcia – hangár Letiska M. R. Štefánika v Bratislave Prefabricated Reinforced-Concrete Structural Framing – Hangar at M. R. Štefánik Airport in Bratislava

Nosná konštrukcia prvého Hangára VIP Handling na Slovensku na bratislavskom Letisku M. R. Štefánika je vytvorená kombináciou oceľových a betónových prvkov. Oceľové prvky sa použili na vytvorenie strešnej konštrukcie a oceľových stužení v obvodových stenách, ktoré sú priamo spojené so zvislými betónovými konštrukciami – prefabrikovanými železobetónovými stĺpmi. Na miestach ukotvenia vstupných segmentových vrát zabezpečujú horizontálnu stabilitu stužujúce veže vytvorené z prefabrikovaných stĺpov spojených monolitickými železobetónovými stenami.

The first VIP Handling Hangar both in Bratislava and Slovakia, situated at M. R. Štefánik Airport with its structural framing made of a combination of steel and concrete elements. The latter ones are used to create a roof structure and steel reinforcements in the perimeter walls and are directly connected with vertical concrete structures – prefab reinforced concrete columns. At the place where the segmental entrance gates are anchored, horizontal stability is secured by reinforcing towers made of prefab columns that are interconnected with monolithic reinforced concrete walls.

Opis objektu

V súvislosti s rekonštrukciou a modernizáciou terminálu Letiska M. R. Štefánika v Bratislave sa realizovalo aj viacero súvisiacich objektov. Jedným z nich je Hangár VIP Handling. Je navrhnutý ako veľkopriestorová hala s pôdorysnými rozmermi 150 x 50 m, ktorá je vnú-

Structure description

Reconstruction and modernisation of M. R. Štefánik Airport terminal in Bratislava covered several items, VIP Handling Hangar being among them. It is designed as a large-volume hall with 150 x 50 m area that is divided into 3 separate hangars by internal partition walls



Základné údaje o stavbe/ Basic specifications of structure

Projektant architektonicko-stavebnej časti/Designer of architectural and constructional stages: PIO-Keramoprojekt Trenčín, a. s.

Investor/Investor: VIP Handling, a. s.

Dodávateľ/Supplier: ZIPP BRATISLAVA, spol. s r. o.

Objem prefabrikátov/Volume of prefabs: 398 m³

Zabudovaná výstuž/In-built reinforcement: 82,5 t

Zabudované kotevné platne/In-built anchorage slabs: 18,481 t

Objem stavebných prác/Price of constructional work: 7,1 mil. eur

Čas výstavby/Duration of construction: 14 mesiacov/14 months



tornými priečkami variabilne delená na tri prevádzkovo samostatné hangáre vybavené vstupnými segmentovými vrátami so svetlou šírkou = 38,2 m a svetlou výškou = 13,3 m.

Zvislú nosnú konštrukciu tvoria prefabrikované stĺpy s monolitickými stužujúcimi stenami (jadrami), ktoré zároveň zabezpečujú horizontálnu statickú stabilitu objektu v stene so vstupnými segmentovými vrátami. Po ostatnom obvode je stabilita zaistená systémom pomerne mohutných oceľových stužení medzi stĺpmi.

Vodorovnú nosnú konštrukciu zastrešenia tvoria veľkorozponové oceľové priehradové väzníky ($L = 50,0$ m), na ktorých je ľahký veľkorozponový strešný plášť ($L = 13,0$ m). Fasáda je z ľahkého skladaného kovoplastického plášťa. Prioritnú účelnosť a úžitkovosť objektu zvonka esteticky dotvára zakrivená strešná rovina a zvnútra šikmo tvarované hlavné modulové stĺpy. Spolu s ďalšími doplnkami tak stavba nadobúda dynamický charakter vhodne korešpondujúci s lietaním.

Objekt je s ohľadom na geologické pomery a pôsobiace veľké silové účinky založený na veľkopriemerových železobetónových pilótach. Do monolitických hláv pilót sú prefabrikované stĺpy ukotvené cez oceľové pätky Peikko. Takéto ukotvenie zabezpečuje statický efekt votknutia prefabrikovaných železobetónových stĺpov.

Prefabrikácia

Prefabrikované prvky sú reprezentované obvodovými nosníkmi a nosnými stĺpmi. Obvodové nosníky sú zateplené a majú sendvičovú skladbu: vnútorná nosná vrstva + tepelná izolácia + vonkajšia membrána ($150 + 60 + 80 = 280$ mm). Zároveň plnia funkciu parapetu hornej stavby. Majú teda zvyčajnú konštrukciu s bežným riešením spodného osadenia na trň a horného rohového pripojenia k stĺpu pomocou prikotovaciego uholníka do zabudovaných prvkov HTA.

Väčšiu pozornosť si zaslúžia nosné železobetónové prefabrikované stĺpy. Podľa účelu, umiestnenia v objekte a súvisiaceho odlišného tvaru prierezu ich môžeme rozdeliť do piatich charakteristických skupín:

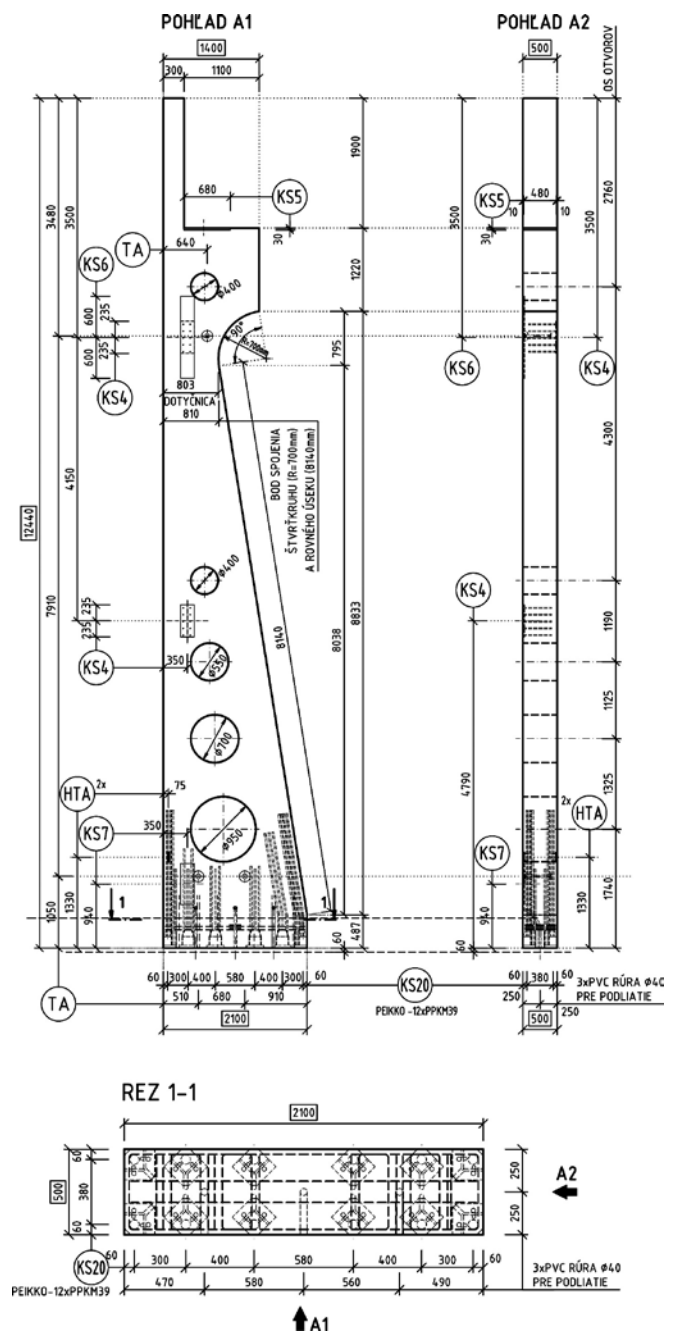
- hlavné modulové stĺpy – v obvodovej osi J po 13 m, nesúce strešné oceľové väzníky, sú dynamicky tvarované od širokej obdĺžni-

– equipped with segmental entry gates with 38.2 m internal width and 13.3 m internal height.

Vertical structural frame is made of prefab columns with monolithic reinforcing walls (cores) which also secure horizontal stability of the building with segment entry gates built into the wall. Stability in the rest of the perimeter is secured by a system of relatively massive steel reinforcements between the columns.

Horizontal framing of the roofing is made of large-span steel truss beams ($L = 50.0$ m), with a large-span roof cladding laid out over them ($L = 13.0$ m). The facade is made of a light, layered metal-plastic skin. Purpose and efficiency of the building is aesthetically contributed by a bent roof surface on the outside and main module columns shaped askew in the interior. Together with other features, the building gains dynamics that corresponds with flying.

Considering the geological features and big forces, the building sits on large reinforced concrete bearing piles. Prefab columns are anchored into monolithic heads of piles using PEIKKO steel footings. Such anchoring secures a static effect of cantilevered reinforced concrete columns.



Výkres tvaru hlavného stĺpa
Shape drawing – main module column



kovej päty 2100×500 mm, zužujúc sa smerom hore na prierez 803×500 mm a oblúkom prechádzajúc do mohutnej konzoly širokej 1400 mm a vysokej 1220 mm; hore sa končia atikovým zúžením $300 \times 500/1900$ mm. Ich celková výška je $12,44$ m. V spodnej polovici je stĺp odľahčený štyrmi otvormi s rôznym prierezom (950 , 700 , 550 a 400 mm). Piaty otvor s priemerom 400 mm je v tele konzoly. Tieto otvory zároveň slúžia na prechod vedenia médií (napríklad elektriny, vody a podobne). Na stĺpy bolo potrebné vyrobiť špeciálne formy, upraviť do päty osadzované pätky Peikko a následne špecificky riešiť ich vystuženie;

- bežné obvodové medzimodulové stĺpy – majú obdĺžnikový prierez 500×700 mm a výšku $12,66$ m;



Prefabrication

Prefab elements are represented by perimeter carrier beams and support columns. Perimeter carrier beams are thermally insulated, with sandwich composition of internal supporting layer + thermal insulation + outer membrane: $150 + 60 + 80 = 280$ mm. They also serve as a sill for the upper structure. They are in line with the usual solution – installed onto a pin at the bottom and connection to columns in top corner using an anchoring angle piece into inbuilt HTA elements.

What needs to be highlighted are the support reinforced concrete prefab columns. By their purpose, their location in the building and different cross-section shapes, they can be divided into 5 basic groups:

- group 1 – main module columns in J perimeter axis, 13 metres, supporting the concrete roof trusses, dynamically shaped into a wide rectangular 2100×500 mm base, getting narrower upwards ending with 803×500 mm cross-section and an arch that changes into a massive bracket ($W = 1400$ mm/ $H = 1220$ mm), narrowing in the attic into $300 \times 500/1900$ mm. Total height is 12.44 m. In its bottom part, the column is hollowed by 4 opening with different cross-sections (950 , 700 , 550 , and 400 mm). The 5th opening, 400 mm diameter, is located in the bracket body. These openings also serve as ducts for various lines (e.g. power, water, etc.). Special moulds had to be manufactured for these columns, PEIKKO footings had to be modified at the place of anchoring and then additionally reinforced;
- group 2 consists of usual perimeter intermodule columns with 500×700 m rectangular cross-section, height = 12.66 m;
- group 3 – top columns with average heights: a) smaller $H = 13.39 - 15.54$ m, 500×700 mm rectangular cross-section, b) bigger $H = 16.44 - 18.59$ m, 500×850 mm rectangular cross-section;



- štítové stĺpy s premennou výškou – nižšie majú výšku 13,39 až 15,54 m a obdĺžnikový prierez 500 × 700 mm, vyššie majú výšku 16,44 až 18,59 m a obdĺžnikový prierez 500 × 850 mm;
- rohové stĺpy – ich obdĺžnikový prierez je 500 × 500 mm a výška 15,51 m;
- stĺpy na stužujúce veže – sú spojené pomocou monolitických stien s prierezom 500 × 500 mm s rozšírenou hlavou v tvare kladiva 950 × 1 100 mm a s výškou 15,51 m.

Všetky stĺpy majú osadené pätky Peikko na ukotvenie do základov – buď bežné typové, alebo špeciálne upravené do celých blokov, ktoré boli navrhnuté v spolupráci firmou Peikko – SK. V stĺpoch sú v potrebnej miere vychádzajúcej z požiadaviek ukotvenia oceľových stužovadiel zabudované pomerne mohutné oceľové platne.

Záver

Nosná konštrukcia objektu Hangár VIP Handling využila spojenie oceľovej a betónovej časti s cieľom vytvoriť veľké priestory na parkovanie rôznych veľkých lietadiel. Vzhľadom na veľkú pôdorysnú plochu haly (50,0 × 150,0 m) sa navrhla ľahká oceľová konštrukcia strechy, uložená na prefabrikované železobetónové stĺpy, ktoré svojím tvarom nenarúšajú ľahkosť celého nosného systému.

Z hľadiska prenosu vodorovných síl z oceľových prekladov na segmentové vráta dominujú stužujúce veže vytvorené z prefabrikovaných železobetónových stĺpov a stien z monolitického betónu. Ľahkosť oceľovej konštrukcie osobitne dopĺňajú hlavné modulové prefabrikované železobetónové stĺpy atypického tvaru a vytvárajú tak opticky priaznivý dojem z objektu.

- group 4 – corner columns, with 500 × 500 mm rectangular cross-section, height = 15.51 m;
- group 5 – columns for reinforcing towers, connected with monolithic walls with 500 × 500 mm cross-section, with a widened 950 × 1 100 mm hammer-shaped head; 15.51 m height.

All columns have PEIKKO footings installed for anchoring into foundations – either common type or specially modified into blocks and designed in cooperation with PEIKKO – SK. There are also massive steel plates installed inside the columns as necessary for anchoring of steel reinforcing elements.

Conclusion

Structural framing of VIP Handling Hangar uses a combination of steel and concrete structures in order to create large areas where various-sizes aircrafts can be parked. Considering the 50 × 150 m area of the hall, a light steel roof structure was designed to be laid onto prefab reinforced concrete columns the shape of which contributed to the lightness of the entire framing. In terms of transfer of horizontal forces from steel beams into segmental gates, there are reinforcing towers created from prefab reinforced concrete columns and walls made of monolithic concrete. Especially the main module prefab reinforced concrete columns contribute to lightness of the steel structure with their unusual shape, thus creating a favourable optical impression of a building that serves to park aircrafts.



Každé číslo
až do schránky
**a úspora 43 %
z ceny!**

Predplatné so zľavou až 43 %

Vyberte si:

- A)** predplatné Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, 6 čísel (1 rok)
cena v SR: **9,00 €** (každé číslo so zľavou 34 %)
cena v ČR: **240 Kč** (každé číslo se slevou 42 %)
- B)** predplatné Inžinierske stavby/Inženýrské stavby, 12 čísel (2 roky)
cena v SR: **15,60 €** (každé číslo so zľavou 43 %)
cena v ČR: **408 Kč** (každé číslo se slevou 50 %)

Ceny sú uvedené vrátane DPH, poštovného a balného.

Objednávajte:

Slovenská republika
L. K. Permanent, s. r. o.
pošt. prieč. 4, 834 14 Bratislava 34
tel.: 02/49 111 201
e-mail: lkperm@lkpermanent.sk
web: www.casopis.sk

Česká republika
A.L.L. production, s. r. o.
P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
tel.: 840 30 60 90
e-mail: is@predplatne.cz
web: www.casopis.cz



Letisko M.R.Štefánika, Bratislava



Most na R1



Obytný dom Nová Mýtna, Bratislava



Hangár VIP HANDLING, Bratislava



ČOV Poprad – Matejovce



Nafta, Gajary

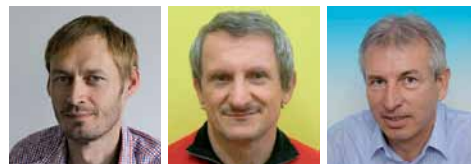


ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o. je spoločnosť s viac ako 50-ročnou tradíciou v stavebnej výrobe, od roku 2004 súčasťou európskeho stavebného koncernu STRABAG.

- dodávka a realizácia stavieb na kľúč
- realizácia inžinierskych stavieb
- výroba a montáž prefabrikovaných konštrukcií

ZIPP BRATISLAVA spol. s r.o.
 Mlynské nivy 61/A
 SK - 820 15 Bratislava
 Tel.: +421 (0)2 32 62 11 11
 Fax: +421 (0)2 32 62 33 41
 e-mail: zipp@strabag.com
www.zipp.sk, www.strabag.com

Ján Kušnír – Michal Gramblička – Otakar Hasík



Železničný tunel Turecký vrch

Railway Tunnel Turecký vrch

Jedným zo strategických cieľov Slovenskej republiky v procese európskej integrácie je napojenie dopravných väzieb Slovenska na európsku dopravnú sieť. Požiadavka modernizácie vybraných železničných tratí ŽSR vychádza z koncepcie európskych dopravných koridorov definovaných na II. Paneurópskej konferencii ministrov dopravy, konanej na Kréte v roku 1994. Nadväzovala na snahy Európskej únie o rozvoj novej železničnej politiky, ktorá by vyjadrovala aj integračné snahy o zjednotenie celého železničného systému, harmonizáciu kvalitatívnych ukazovateľov, zákonodarných opatrení a zvyšovanie výkonnosti železníc vo všetkých európskych štátoch aj mimo EÚ. Na spomenutej konferencii boli definované dopravné koridory aj v strednej a východnej Európe, z ktorých tri sa týkajú siete ŽSR. Na jednom z nich, koridore č. V v úseku vetvy A Bratislava – Žilina – Čierna nad Tisou, sa nachádza tunel Turecký vrch.

Zdôvodnenie stavby

Na základné koncepčné súvislosti nadväzuje rozvojový dokument rozhodujúci pre Slovenskú republiku: Dlhodobý program rozvoja železničných ciest, schválený uznesením vlády SR č. 166/93 a aktualizovaný uznesením vlády č. 686/97, v ktorom boli definované základné smery rozvoja železničnej dopravy na Slovensku do roku 2010 a načrtnutý ďalší vývoj. Ako jedna z priorít je stanovená modernizácia železničného koridoru Bratislava – Žilina – Čadca – Skalité – štátna hranica s Poľskou republikou.

Aj stavba ŽSR Modernizácia železničnej trate Nové Mesto nad Váhom – Púchov, žkm 100,500 – 159,100 pre traťovú rýchlosť do 160 km/h je súčasťou uvedených medzinárodných koridorov a vybraného tahu Bratislava – Žilina – Čadca – Skalité – štátna hranica s Poľskou republikou. Podľa predbežného členenia ide o súčasť koridoru č. V, vetva A2, úsek Nové Mesto nad Váhom – Púchov v dĺžke asi 60 km.

Základné údaje o stavbe

I. etapou stavby ŽSR Modernizácia železničnej trate Nové Mesto nad Váhom – Púchov, žkm 100,500 – 159,100 pre traťovú rýchlosť do 160 km/h je medzistaničný úsek Nové Mesto nad Váhom – Trenčianske Bohuslavice, žkm 100,500 – 105,245. Táto etapa nadväzuje na predchádzajúci II. úsek Trnava – Nové Mesto nad Váhom, ktorý sa končil v železničnej stanici Nové Mesto nad Váhom v žkm 100,500. Koniec I. etapy stavby je pred železničnou stanicou Trenčianske Bohuslavice v žkm 105,245.

Smernovo a výškovo je modernizovaná trať vedená v maximálnej miere na pôvodnom železničnom telese s prihliadnutím na dodržanie požadovaných rýchlostných parametrov, základných podmienok na priechodnosť a priestorovú úpravu podľa STN 73 6201 (najmä vo vzťahu k nadjazdom), ako aj dodržanie požadovanej únosnosti mostov a priepustnosť pre storočné hladiny vody nad vodnými tokmi.

Najvýraznejším prvkom I. etapy stavby je železničný tunel cez Turecký vrch, ktorý bol navrhnutý na dosiahnutie požadovanej rýchlosti

One of the strategic objectives of the Slovak Republic in the process of European integration is connection of Slovak transport communications to the European transport network. A requirement for modernisation of selected railway lines of ŽSR is based upon a concept of the European transport corridors defined at the 2nd Pan-European Conference of Ministers of Transportation that was held on Crete in 1994. It was a continuation of EU efforts for development of new railway policy, which would indicate also integration efforts for union of the whole railway system, harmonisation of quality indicators, legal measures and increase of railway performance in all European countries outside the EU. At the mentioned conference, the transport corridors were defined also in central and Eastern Europe; three corridors relate to ŽSR lines. Tunnel Turecký vrch is located in one of them, in the corridor no. V, in the sector of the branch A Bratislava – Žilina – Čierna nad Tisou.

Reasoning of the project

Decisive development document for the Slovak Republic: Long-term program for development of the railway lines, approved by the government decree no. 166/93 and updated by the government decree no. 686/97, is based upon the basic concept relations. In this document, there were defined the basic directions of the development of railway transport in Slovakia up to 2010 and there was also outlined the following development. Modernization of the railway corridor Bratislava – Žilina – Čadca – Skalité – state border with Poland is determined as one of the main priority.

Also the project of ŽSR, Modernization of railway line Nové Mesto nad Váhom – Púchov, railway kilometre (rkm) 100,500 – 159,100 for line speed up to 160 km/h is a part of mentioned international corridors and the selected line Bratislava – Žilina – Čadca – Skalité – state border with Poland. According to the preliminary classification it is a part of the corridor no. V, branch A2, section Nové Mesto nad Váhom – Púchov with length of approx. 60 km.

Basic data about the construction

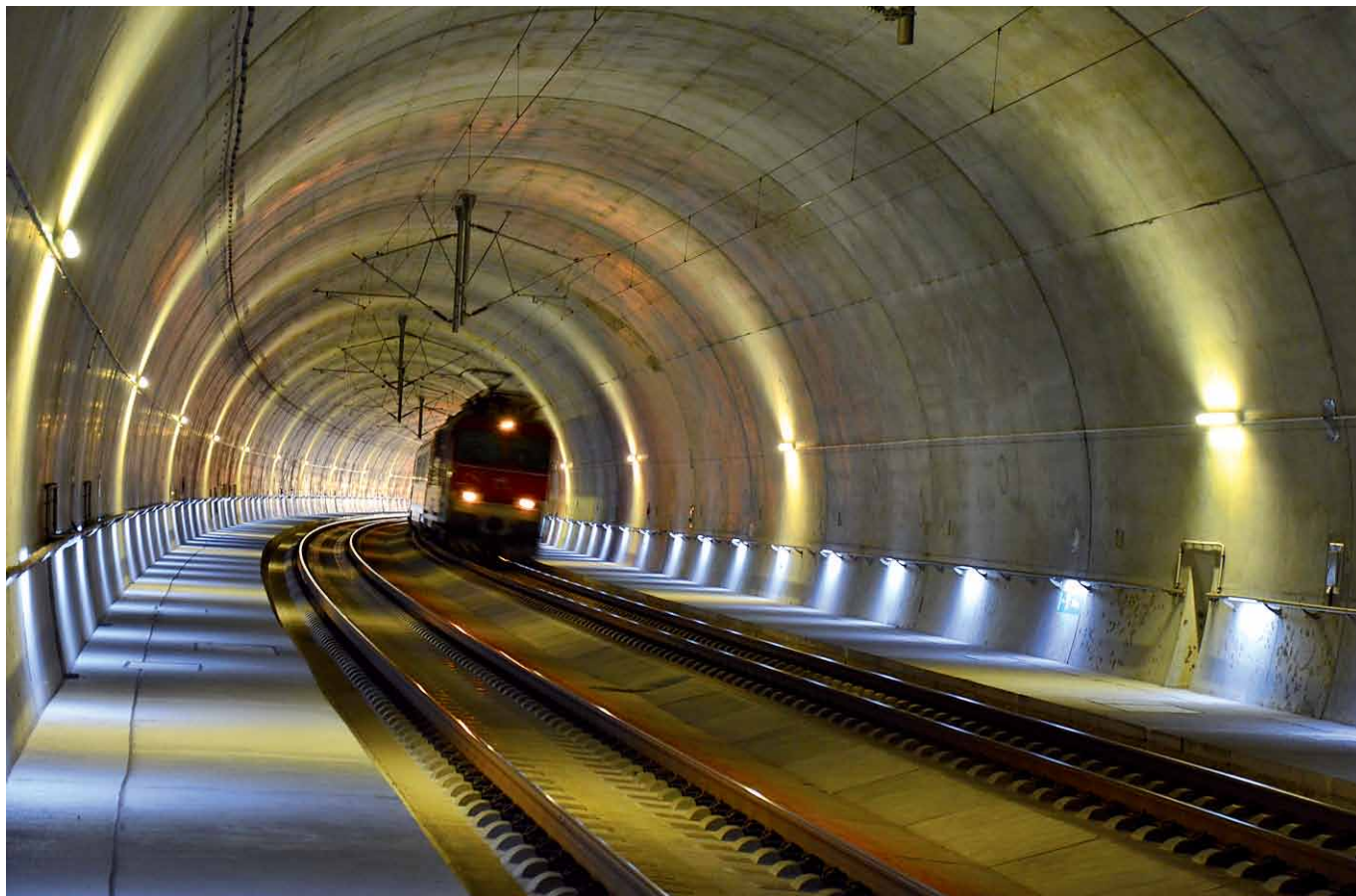
The first section of the project ŽSR, Modernization of railway line Nové Mesto nad Váhom – Púchov, rkm 100,500 – 159,100 for line speed up to 160 km/h is the line section Nové Mesto nad Váhom – Trenčianske Bohuslavice, rkm 100,500 – 105,245. The first section is a continuation of the previous 2nd project Trnava – Nové Mesto nad Váhom, which ended in the railway station Nové Mesto nad Váhom in rkm 100,500. The end of the section 1 is in front of the railway station Trenčianske Bohuslavice in rkm 105,245.

Regarding the horizontal and vertical alignment, the modernized line is led in maximal possible volume on the original railway body with consideration of required speed parameters, basic negotiability conditions and spatial arrangement according to STN 73 6201 (mainly with regard to the overbridges) and in order to meet carrying capacity of bridges and throughput above the water courses for hundred-year water levels.

Ing. Ján Kušnír, REMING CONSULT, a. s., Trnavská cesta 27, 831 04 Bratislava, tel.: +421 2 50201808, e-mail: kusnir@reming.sk

Ing. Michal Gramblička, SUDOP Praha, a. s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 – Žižkov, tel.: +420 2 67094 323, e-mail: michal.gramblicka@sudop.cz

Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha, a. s., I. P. Pavlova 1786/2, 120 00 Praha 2, tel.: +420 2 96154514, e-mail: hasik@metroprojekt.cz



Tunel Turecký vrch v prevádzke
Tunnel Turecký vrch during operation

160 km/h, výhľadovo 190 km/h, pri použití konvenčných súprav bez naklápacej techniky. Dĺžka tunela je 1 775 m (žkm 102,485 – 104,260). Navrhnutá nová trať tu opúšťa pôvodné teleso, pretože bez rozsiahlych nových záberov územia sa nedá realizovať požadovaný rýchlostný parameter.

Základné údaje o tuneli

Tunel prekonáva masív Tureckého vrchu vo dvoch protismerných oblúkoch, približne rovnobežne so smerom štátnej cesty I/61 a ochrannej hrádze Biskupického kanála, v smere staničenia novej trate od juhu na sever. Trasa vychádza z veľmi stiesnených pomerov jestvujúceho skalného odrezu pred vjazdovým (južným) portálom s veľmi malým odklonom (maximálne 15°) od prevládajúceho smeru vrstevníc. Železničný dvojkolajový tunel má dĺžku 1 775 m, razená časť je dlhá 1 740 m. Stavba tunela pozostáva z komplexu povrchových (hlbených) a razených (podzemných) stavebných objektov. Súčasťou sú aj zárubné steny pred portálmi.

Technológia výstavby rešpektovala horninové prostredie masívu tvorené veľmi pevnými vápencami a dolomitmi. Projekt navhol uplatniť zásady tzv. Novej rakúskej tunelovacej metódy s použitím rozpojovania hornín pomocou trhacích prác. Zvyšok sa realizoval v otvorených stavebných jamách, presypaných tak, aby sa povrch nad tunelom vrátil v maximálnej miere na pôvodnú úroveň. Technické riešenie rešpektovalo pôvodný charakter prostredia. Návrhom zárubných múrov z opracovaného kameňa na oboch portáloch po vrch klenby tunela a prípravou na ozelenenie na vrchnej úrovni sa vytvorila možnosť na prirodzené rozšírenie prírodného prostredia lesostepi čo najbližšie k železničnej trati.

Razený dvojkolajový železničný tunel je navrhnutý na priechodný prierez UIC C s osovou vzdialenosťou koľají 4 200 mm vo dvoch protismerných oblúkoch R 2 000 m (1 995 m) a medzi priamej pri minimálnych pozdĺžnych sklonoch 3,5 a 4,9 ‰. Požiadavka stavebníka navrhnuť tunel tak, aby bol pripravený na prevádzku súprav dosahujúcich 200 km/h bola splnená tým, že projektant pri posudzovaní

The most distinctive element of the section 1 of construction is the railway tunnel through the hill called Turecký vrch, which was designed for reaching the required speed of 160 km/h, with a possibility to reach 190 km/h when using conventional train sets with tilting technology. The length of the tunnel is 1 775 m (rkm 102,485 – 104,260). In this area, the newly designed track leaves the original body, in which there is impossible to perform required speed parameter of the track without new extensive territory utilization.

Basic data about the tunnel

The tunnel runs through the massif of Turecký vrch in two reversed curves, approximately in parallel way with the state road I/61 and with the earth bank of Biskupický kanál, in direction of stationing of the new line from the south to the north. The route comes out from very restricted conditions of existing rocky cut-off in front of entrance (southern) portal with very small diversion (max. 15°) from prevailing direction of level lines. The railway, double track tunnel has a length of 1 775 m, the tunnelled part is of length 1 740 m. The tunnel construction consists of the complex of surface (excavated) and tunnelled (underground) construction objects. It consists also of breast walls in front of portals.

The building technology respected a geological environment of the massif, consisting of very solid limestone and dolomites. The design for construction utilized principles of the New Austrian Tunneling Method for rock disintegration by blasting. The rest of works were performed in opened construction pits by cut-and-cover so that the surface above the tunnel was returned to the original condition in maximal possible scope. The technical solution respected the original character of the environment and by the design of breast walls on both portals of square stone up to the tunnel arch and by preparation for planting of greenery on the upper level, it created a possibility for natural spreading of the natural character of forest environment up to the minimal distance from the railway track.

A driven double-track railway tunnel is designed for the gauge

návrhu priečného rezu tunela bral do úvahy aerodynamiku súprav (súčasných aj pripravovaných) a jej akustické účinky na cestujúcich pri rýchlosti dopravy $v = 200$ km/h. Podkladom na návrh bola správa ERRI C 218/DT 368 z júna 1998 o technickom riešení návrhu prierezu železničných tunelov pre uzavreté súpravy pri uvažovaní aerodynamiky (European Rail Research Institute – ERRI).

Vjazdový (južný) portál je umiestnený v nžkm 102,485, výjazdový (severný) v nžkm 104,260. Nadložie v osi tunela dosahuje minimálnu hodnotu v mieste južného razeného portálu, najvyššie je v nžkm 103,500 a dosahuje približne 100 m.

Profil výrubu vrátane nadvýlomov má plochu od 110 do 118 m² (pri použití protiklenby), je široký 13,20 m a vysoký od 8,90 do 10,06 m (s protiklenbou). Tunel sa dispozične pripravil na inštaláciu trakčného vedenia, káblových kanálov, osvetlenia, zabezpečovacieho zariadenia a odvodnenia. Na oboch stranách je komunikačný priestor so šírkou 1 200 mm, umožňujúci únik osôb. V služobných chodníkoch tunela sa nachádzajú potrubia požiarneho vodovodu s nadzemnými hydrantmi umiestnenými vo výklenkoch, umožňujúce napojenie hasičskej hadice pri zásahu v tuneli. Tvar konštrukcie je podkovovitý s kruhovou klenbou, v oblasti portálov a na miestach s výskytom porúch podložia sa zrealizovala spodná klenba. Železobetónovú konštrukciu tvorí dočasné (primárne) ostenie zo striekaného betónu a trvalé (sekundárne) ostenie z monolitického betónu. Dočasné a trvalé ostenie oddeľuje drenážna medzivrstva tvorená špeciálnou drenážnou fóliou. Odvodnenie tunela je zabezpečené pozdĺžnym sklonom tunelovej rúry. V smere staničenia stúpa 0,489 % od vjazdového portálu až do km 103,500, odkiaľ niveleta klesá 0,350 % na úseku dlhom 700 m do km 104,200 a následne 0,472 % do konca tunela smerom k severnému portálu.

Razená úniková štôľňa umožní cestujúcim opustiť ohrozený priestor železničného tunela, prípadne aj nástup hasičského záchranného zboru. Štôľňa je dlhá 240 m a na tunel je napojená v nžkm 103,483. Vyúsťuje v mieste starého nadjazdu v sžkm 104,00. Razená štôľňa má podkovovitý profil s plochým dnom a je vybavená systémom nútenej ventilácie a požiarnymi dverami.

Prieskum a geologické pomery

Inžinierskogeologický a hydrologický prieskum (IGHP) na mieste tunela vykonala v období január až máj 2003 spoločnosť GEOFOS, s. r. o., Žilina. Predmetom IGHP bolo dokumentovanie vlastností zemín a hornín v podloží, ako aj výskyt a agresivita podzemnej vody pri pôsobení na konštrukcie z betónu a ocele. V zmysle STN 73 0036 patrí skúmané územie do rájónov s maximálne pozorovanou seizmickou intenzitou 6 – 7° MSK-64.

Výsledkom inžinierskogeologického prieskumu bolo členenie masívu, v ktorom sa tunel razil, na kvázi homogénne bloky, ktoré sa počas razenia stávajú službou geotechnického monitoringu priebežne upravovali podľa skutočných podmienok na čelbe.

Tunel sa začal raziť zo severného portálu v komplexe kvartérnych sedimentov eolického a deluviálneho pôvodu. Ich mocnosť sa smerom k svahu zmenšovala. V tomto úseku sa razilo postupne na vertikálne aj horizontálne rozdelené čelbe. Razenie tunela prešlo zo zemín do zvetraného skalného masívu, ktorý sa nachádzal postupne v celom výrubu. Prechodový úsek tvorili v dne a jadre vrstvy dolomitov prekryté súvrstvom vápencov. Okrem niekoľkých zlomov s výškovými posunmi a vplyvu zvetrania sa nič nezvyčajné neobjavilo, predpokladané krasové vplyvy sa zo severnej strany nepotvrdili.

Razenie z južného portálu prebiehalo v kvalitnejších podmienkach, masív tvorili tektonicky porušené vápence, ktorých vlastnosti sa s hĺbkou postupu zlepšovali. Od južného portálu sa v určitých úsekoch pri odkrývaní dna objavili hlboké ryhy vytvorené krasovou činnosťou a vyplnené sedimentmi.

Skalný masív Tureckého vrchu tvorili mezozoické súvrstvia karbonátových hornín (dolomitov a vápencov). Karbonátický masív vrátane zón tektonického porušenia a rozvoľnenia hornín bol minimálne zavodený. V masíve Tureckého vrchu sa nenarazilo na žiadne vývery podzemných vôd ani rozptýlené prítoky. Možno konštatovať, že tunel bol suchý.

UIC C at axial line distance of 4 200 mm in two reversed curves of R 2 000 m (1 995 m) and inter-straight at the minimal longitudinal gradients 3,5 and 4,9 ‰. A requirement of the Employer to design the tunnel the way that it is prepared for operation of the train sets with the speed of 200 km/h was achieved so that the designer considered the design of the tunnel cross-section with consideration of train set aerodynamics (existing and future) and its acoustic impacts on passengers at the transport speed $v = 200$ km/h. A basis for the design was a report ERRI C 218/DT 368 from June 1998, on Technical solution of railway tunnel cross-section design for closed train set with considering the aerodynamics (ERRI – European Rail Research Institute).

The entrance (southern) portal is located in new rkm (nrkm) 102,485, the exit (northern) portal in nrkm 104,260. The overburden in tunnel axis has the minimal value in the area of the southern driven portal, the maximal value is in nrkm 103,500 and it is approximately 100 m.

The profile of excavation including overbreak has a surface from 110 up to 118 m² (when using counter-vault); it is 13,20 m wide and from 8,90 m to 10,06 m high (with counter-vault). The tunnel was prepared for installation of catenary, cable channels, lighting, safety device and drainage. On both sides of the tunnel, there will be installed a communication space with width 1 200 mm that will enable escaping of persons from the tunnel. In the service pavements of the tunnel, there is located piping of fire-fighting main with above ground hydrants located in the niches, which enable connection of the hose for an action in the tunnel. The construction is a horse-shoe shaped with a circular vault; an invert vault was performed in the area of portals and in the area with occurrence of sub-soil defects. Iron concrete construction is created by temporal (primary) lining made of sprayed concrete and by permanent (secondary) lining made of monolithic concrete. Temporal and permanent lining are divided by drainage intermediate layer consisting of special drainage foil. The tunnel drainage is provided by longitudinal gradient of the tunnel tube. In the direction of stationing it rises 0,489 % from the entrance portal up to the km 103,500, then it falls 0,350 % on the length 700 m to km 104,200 and subsequently 0,472 % up to the end of the tunnel towards the northern portal.

Excavated escape tunnel enables passengers to leave an endangered space of the railway tunnel and it also enables entry of the fire-fighting and emergency teams. The escape tunnel has length 240 m, it is connected to the tunnel in nrkm 103,483 and it ends in the area of the old overbridge in old rkm (orkm) 104,00. The excavated escape tunnel is horse-shoe shaped with a flat bottom. The escape tunnel is equipped with a system of forced ventilation and with fire-safety doors.

Survey and geological conditions

Technical-geological and hydrological survey (TGHS) for the tunnel was performed from January to May 2003 by the elaborator GEOFOS, s. r. o., Žilina. The aim of TGHS was to document characteristic of soils and rocks in the sub-soil, as well as occurrence and aggressiveness of the ground water against constructions made of iron concrete and steel. According to STN 73 0036, the examined location belongs to regions with the maximal observed seismic intensity 6 – 7° MSK-64.

The result of the technical-geological survey was division of the massif, in which the tunnel was excavated, into the quasi-homogenous blocks, which were permanently modified during driving by the permanent geotechnical monitoring according to the real conditions at the face.

Beginning of the tunnel driving from the northern portal was in the complex of quaternary sediments of Eolithic and Deluvial origin. Their thickness decreased towards the centre of the massif. In this section, the driving was performed gradually on vertically and horizontally divided face. When driving continued, the whole excavating came into the weathered rock massif. The transition section consists, in the bottom and in the core, of the layers of dolomites covered by the layers of limestone. Except several faults with vertical displacements and influence of weathering, nothing extraordinary occurred. Expected carst influences from the northern side were not confirmed.

Driving from the southern portal was performed in more qualitative conditions; the massif was created by tectonically corrupted



Pevná jazdná dráha v tuneli Turecký vrch
Solid track in tunnel Turecký vrch

Nadložie v osi tunela dosahuje minimálnu hodnotu, asi 3 m v mieste južného razeného portálu (nžkm 102,510), najvyššie je v nžkm 103,500 a dosahuje približne 100 m.

Technické riešenia Priechy rez tunelom

Projektovanie jednotlivých stupňov sprevádzala diskusia o správnej veľkosti tunela. Svetlý profil bol na dané obdobie (rok 2002 – dokumentácia na územné rozhodnutie) navrhnutý pomerne veľkoryso so šírkou 12,2 m a plochou 80,6 m². Osová vzdialenosť koľají sa navrhla na 4,20 m. Väčší profil vychádzal z požiadavky stavebníka (ŽSR), aby bolo výhľadovo možné prevádzkovať súpravy s rýchlosťou až 200 km/h, zatiaľ čo dnešné predpisy umožňujú najvyššiu rýchlosť 160 km/h.

Návrh priečného rezu bol posúdený z hľadiska aerodynamiky a splňal lekárske kritérium maximálnej zmeny tlaku 10 kPa v priebehu jazdy vlaku tunelom a tým aj požiadavky na tlakový komfort cestujúcich vnútri vlaku. Vo väčšom profile vzniká aj menší aerodynamický odpor, čím dochádza k nižšej spotrebe energie a je potrebný menší trakčný výkon.

Technické špecifikácie interoperability (TSI SRT)

Rozhodnutím európskej komisie zo dňa 20. decembra 2007 – TSI SRT Bezpečnosť v železničných tuneloch sa stanovujú niektoré záväzné prvky týkajúce sa bezpečnosti. V dvojkolajovom tuneli sú predpísané únikové chodníky na oboch stranách tunela široké najmenej 0,75 m. Vzhľadom na navrhnutú veľkosť priečného rezu sa tieto požiadavky v projekte a následne na stavbe splnili a priečny rez, ako aj ďalšie nadväznosti nebolo potrebné meniť.

limestone, characteristic of which improved with the depth of approach. Deep grooves created by carst activity and filled with sediments occurred in some sectors during uncovering of the bottom from the southern portal. The rock massif of Turecký vrch was created by Mesozoic strata of carbonatic rocks (dolomites and limestone). The carbonatic massif, including the zones of tectonic corruption and loosening of the rocks, was minimally watered. In the massif of Turecký vrch, no effluxes of ground water were drilled, nor dispersed influxes. It can be concluded that the tunnel was dry.

The hanging wall in the tunnel axis reaches a minimal value approx. 3 m in the area of the southern driven portal (nrkm 102,510), the highest is in nrkm 103,500 and it reaches the value approx. 100 m.

Technical solutions Cross-section of the tunnel

Designing during the individual stages was accompanied with the discussion about the right size of the tunnel. The clear cross section with width 12,2 m and surface of 80,6 m² was designed very generously for that period (year 2002 documentation for territorial decision). The axial distance between the lines was proposed to be 4,20 m. The greater profile arose from the Employer's (ŽSR) requirement to enable operation of the train set with speed up to 200 km/h, whereby current regulations enable maximal speed to be 160 km/h.

The design of the cross-section was assessed regarding aerodynamics and it met the medical criteria for the maximal change of pressure 10 kPa during travel in the train and it met also the pressure comfort of the passengers inside the train. In the larger profile, the lower aerodynamic resistance is created, and thus lower energy consumption is achieved and also lower traction performance is needed.

Pevná jazdná dráha

O pevnej jazdnej dráhe (PJD) sa rozhodlo v projekte na stavebné povolenie. PJD má oproti klasickému štrkovému lôžku niekoľko významných pozitív. Je to predovšetkým dlhodobá stabilita koľajníc upevnených v betónovej doske PJD a z toho vyplývajúce minimalizácie udržiavacích prác, ktoré najmä v tuneli znamenajú výluky premávky. PJD umožňuje aj jazdu automobilov, čo je v prípade tunelov vhodné na rýchly zásah jednotiek hasičského a záchranného zboru.

Ďalším prínosom je zníženie konštrukčnej výšky železničného zvršku, čo znižuje plochu nutnú na výrub tunela. Menšia plocha výrubu spoločne s nižšími nákladmi na údržbu znamenajú úsporu celkových investičných nákladov, hoci zriaďovacie náklady na PJD sú asi 1,5-krát vyššie.

Pri realizácii stavby sa zvolil systém PJD RHEDA 2000 s menšou konštrukčnou výškou, ako uvažoval projekt, to však umožnilo zdvihnúť dno tunela až o 400 mm a tým ešte viac zmenšiť výrub.

Vypustenie záchranných výklenkov

Vo všetkých stupňoch projektovej dokumentácie boli navrhované po celej dĺžke tunela záchranné výklenky v ostení tunela po oboch stranách vo vzájomnej vzdialenosti 20 m. Takéto výklenky sa navrhovali od čias Rakúsko-Uhorska a slúžili na prečkanie zamestnanca v tuneli počas prejazdu vlaku. Pri rýchlosti 160 km/h a vyššej už výklenky bezpečnosť nezaistia (tlaková a podtlaková vlna od vlaku by mohla osobu vytiahnuť), a preto je potrebné prehladky a práce v tuneli zabezpečiť iným spôsobom – organizačne, krátkodobými výlukami.

V priebehu realizácie tunela sa podarilo prerokovať zmenu oproti pôvodnej projektovej dokumentácii a výklenky sa z realizácie vynechali, čím sa podstatne zjednodušila konštrukcia samotného tunela.

Razený tunel

Tunelová rúra razeného úseku má dĺžku 1 740 m (nžkm 102,510 – 104,250) a nadväzujú na ňu hlbené úseky južného portálu s dĺžkou 25 m a severného portálu s dĺžkou 10 m. V celej dĺžke (až na dve miesta v strede tunela) je použitý jednotný prierez dvojkoľajového tunela. Približne v strede sú zhotovené dve napínacie komory na trakčné vedenie dlhé 10 m.

Uprostred tunela v km 103,483,00 je napojená 244,7 m dlhá razeň úniková štôľňa ústiaca do priestoru bývalého nadjazdu dnes už opustenej cestnej komunikácie cez pôvodnú železničnú trať.

Konštrukcia tunela je dvojplášťová (primárne a sekundárne ostenie) s medzilahlou fóliovou izoláciou, ktorá je chránená pred drsným povrchom primárneho ostenia ochrannou geotextíliou.

Primárne (dočasné) ostenie je zo striekaného betónu C 16/20 s premenlivou hrúbkou 150 až 400 mm. Podľa vystrojovacích tried je okrem betónu tvorené aj z priehradových oceľových nosníkov, zvaranej siete s rôznym priemerom a rastra, dištančných telies a oceľových, respektíve sklolaminátových svorníkov.

Asymetricky zaťažené sekundárne ostenie je z monolitického vystuženého, prípadne nevystuženého betónu C 25/30 – XC1, XF1 – CI 0,20 – D_{max}22 – S3 hrubého 300 mm a viac.

Napriek tomu, že sa v projekte uvažovalo použiť vo vápencoch a dolomitoch v priebehu celého tunela ploché dno so základovými pásmi, v odkrytých úsekoch s mohutnými poruchami vyplnenými ílovitou výplňou s dĺžkou aj viac ako 3 m, bolo potrebné na základe odporúčania geotechnického dozoru doplniť spodné klenby.

Južný (vjazdový) portál

V úseku zárubného múra pred vjazdom do tunela sa nová trasa trate veľmi pomaly odkláňa od starej a vyžaduje si tak skalný odrez v pôvodnom strmom svahu z pevných vápencov. Aj keď bol skalný odrez relatívne stabilný, zárubný múr z kamenného muriva v sklone 5 : 1 zabráni následnej erózii a zvetraniu skalného masívu. Miesta, ktoré boli vo väčšej miere zvetrané, sa zaistili striekaným betónom s oceľovými sieťami a tyčovými svorníkmi. Nad betónovou korunou múra, na ktorej je osadené bezpečnostné zábradlie, sa pôvodný svah spevnil antikorovou sieťou Tecco® s hydroosevom. Nad úrovňou takto spev-

Technical specification of interoperability (TSI SRT)

The decision of the European Commission dated December 20, 2007 – TSI SRT „Safety in railway tunnels“ determines some mandatory safety elements. In the double track tunnel, it prescribes escape pavements on both sides of the tunnel with minimal width 0,75 m. Regarding the designed cross-section size, this requirements was fulfilled in the project and in the construction, so it was not necessary to modify the cross-section or other parameters.

Solid track

A decision regarding the slab track (ST) was made in the project for the building permission. The slab track has in comparison with the classic underlayer of ballast several significant advantages. It is mainly the long-term stability of rails fixed in the concrete slab of the ST and resulting in minimization of maintenance works, which means traffic closure, especially in tunnels. The slab track enables also travel of automobiles, which in case of tunnels enables quick access of fire-fighting and emergency units.

Another advantage is lowering of the constructional depth of the permanent way, which decreases the necessary surface of the excavation of the tunnel. The smaller surface of the excavation, together with lower maintenance costs, means savings of the total investment costs, although first costs for the ST are approximately 1,5 times higher.

For realization of the construction, a system RHEDA 2000 for ST was chosen with smaller constructional depth as considered in the project, which enabled to raise the tunnel bottom by 400 mm and thus even more reduce the excavating.

Omission of safety niches

In all stages of the project documentation, safety niches were designed on the whole length of the tunnel in the tunnel lining on both sides in mutual distance 20 m. Such niches have been designed since Austria-Hungary and they were used by railway employees to wait until train passes by. For train speed of 160 km/h and higher, the niches will not provide safety anymore (shock and vacuum wave from the train could drag out the person) and therefore it is necessary to secure inspections and works in the tunnel by some other means – organisationally, short-term closures.

During realization of the tunnel, a change was made in the original design and the niches were omitted from the realization, by which also the individual design of the tunnel was made simpler.

Driven tunnel

The tunnel tube of the driven section has length 1 740 m (nrkm 102,510 – 104,250) and cut and cover sections of the southern portal with length of 25 m and northern portal with length of 10 m. In the whole length, except two areas in the tunnel centre, unified cross-section of the double track tunnel is used. Approximately in the centre, there are two 10 meters long tension chambers for traction mains.

In the tunnel centre, in rkm 103,483 00, there is connected 244,7 m long escape tunnel ending in the area of the former overbridge of the abandoned road through the original railway track.

The tunnel construction is a two-casing (primary and secondary lining) with the intermediate membrane, which is protected against the rough surface of the primary lining by the protective geo-textile.

The primary (temporal) lining is made of sprayed concrete C 16/20 with varying thickness 150 to 400 mm. According to support classes, it is created, except of concrete, by steel truss girders, welded net of various diameters and raster, spacers and steel or fibreglass laminate bolts.

Asymmetrically loaded secondary lining is made of monolithic reinforced eventually plain concrete C 25/30 – XC1, XF1 – CI 0,20 – D_{max}22 – S3 with thickness of 300 mm and more.

Despite the fact that in the design it was considered to use flat bottom with strip foundations in the whole tunnel in limestone and dolomites, it was necessary, in uncovered sections with large defects filled with clay filling with length sometimes over 3 m, to supplement the invert vaults upon recommendation of the geotechnical inspection.



Turecký vrch – severný portál
Turecký vrch – the northern portal



Turecký vrch – južný portál
Turecký vrch – the southern portal

neného svahu sa vybuďovala línia ochranných dynamických bariér proti padaniu predovšetkým kamenných blokov do priestoru trate.

Najväčší problém predstavovalo rozpojovanie horniny odrezu v tesnej blízkosti prevádzkovej trate, navyše komplikované úrovňovým železničným prejazdom na stavenisko. Zhotovovateľ si však pri postupnom odťahovaní na úroveň päty zárubného múru erodovane poradil aj bez predpokladaných trhacích prác, len s pomocou rýpadiel a ochranných stien z prefabrikátov. Týmto krokom sa značne zredukoval plánovaný rozsah výluk.

Hĺbený tunel je vybudovaný pomocou kontradebnenia a debniaceho vozu vysunutého z tunela v zrezanom tvare s límcem po obvode. Jeho povrch je sčasti obnažený, chránený striekanou izoláciou na báze živíc a sčasti obetónovaný betónom s malým obsahom cementu (tzv. prostým) s povrchovou úpravou ručne ukladaných drôtokamenných matracov. Ponad hĺbený tunel sa zrealizoval aj kameňom vydláždený rigol na odvedenie povrchových vôd do požiarnej nádrže situovanej v tesnej blízkosti.

Severný (výjazdový) portál

Ako už bolo spomenuté, severný portál sa nachádza v kvartérnych sedimentoch Váhu a potoka Bošáčky, ich mocnosť je viac ako 40 m a zasahuje až pod základové konštrukcie. V strmom portálovom svahu tvorenom prevažne sprašovými hlinami bolo potrebné počítať s možnosťou aktivácie svahových pohybov, čo sa však nepotvrdilo.

V týchto podmienkach bolo náročné zvoliť vhodný postup pri zaistovaní portálovej jamy. Zhotovovateľ nakoniec zvolil racionálny spôsob práce, ktorého podmienkou bolo vytvorenie pracovného priestoru na zaistovanie každej úrovne odkopu a kotvenie. Práce sa začali vybudovaním prístupovej komunikácie na strmý svah tak, aby bolo možné vrátať a zabudovať prvé mikropilóty stien, pramencové kotvy a tri železobetónové prievlaky. Prievlaky lemujuce terén sa realizovali po častiach a zároveň vytvorili definitívnu stužujúcu korunu portálových stien kotvenú trvalými horninovými kotvami. Výkopy a zaistovanie jamy pokračovali postupne nadol po jednotlivých etážach s výškou asi 3 m až na druhú kotevnú úroveň. Odtiaľ sa vrátili pilóty severnej a južnej pilótovej steny, ktoré boli kotvené, a medzi nimi sa vybuďovala spodná rozperná doska a spodná klenba hĺbeného tunela, obe zo železobetónu. Postup hĺbenia a zaistovania stavebnej jamy bol úzko viazaný za začiatok razby tunela.

Definitívny zárubný múr z betónu C 25/30 lemuje steny jamy. Sklon líca je 5 : 1 a tak ako portálové steny, aj steny jamy sú obložené lomovým kamenným murivom. Koruny sú ukončené rímsami prekrývajúcimi súčasne trvalé prievlaky. Všetky steny portálu sú kotvené v hornej časti trvalými kotvami, z ktorých vybrané sú prispôbené na sledovanie deformácií pomocou dynamometrov.

Portálový blok hĺbeného tunela je ukončený zvislo, časť je obnažená a pokrytá striekanou izoláciou, časť je obetónovaná a obložená kamenným murivom.

Southern (entrance) portal

In the sector of the breast wall before the entrance to the tunnel, the new route of the track slowly turns away from the old one and requires a rocky off-cut in the original steep uphill made of solid limestone. Even if the rocky off-cut was relatively stable, the breast wall made of stone work with the slope 5 : 1 shall prevent erosion and weathering of the rocky massif. Areas that were weathered in greater range were secured by sprayed concrete with steel nets and bar bolts. Above the concrete crown of the wall, on which a safety railing is installed, the original uphill was reinforced by stainless net Tecco® with hydro-seeding. Above the level of the reinforced uphill, a line of protective dynamic barriers against falling of rock blocks onto the track was built.

The main problem was excavation of the cut-off rocks at close nearness of the operated track complicated even more by the level railway crossing to the construction site. The contractor solved this problem professionally by using of excavators and pre-cast protective walls during gradual unloading up to the level of the breast wall base even without expected blasting operations. By this step, the planned traffic closures were significantly reduced.

Cut and cover tunnel is built by means of the lap shuttering and the formwork car shifted from the tunnel in a cut shape with a collar on the circumference. Its surface is partially uncovered protected by sprayed proofing based upon bitumens and partially covered by plain concrete with a surface treatment made of manually placed rock-wire boards. Above the cut and cover tunnel, there is built also a stoned gutter for drainage of surface water into the fire reservoir located in the near distance.

Northern (exit) portal

As mentioned before, the northern portal is in the quaternary sediments of the Váh river and Bošáčka stream, their thickness is more than 40 m and it reaches up to under the foundation structures. In the steep portal uphill created mainly by loess loams, it was necessary to consider the possibility of activation of the uphill movements, but this was not confirmed.

In these conditions, it was difficult to choose the suitable process for securing the portal pit. Finally, the contractor chose a rational method of work, condition of which was creation of working space for securing of each level of excavation and anchoring. The works started with building of the access road to the steep hill in order to be possible to drill out and to install the first micro-piles of walls, strand anchors and three iron concrete girders. The girders edging the terrain were realized in parts and they created a final reinforced crown of the portal walls anchored by the permanent rock anchors. Excavations and securing of the pit continued gradually downwards by the individual etages with height of approx. 3 m up to the second anchoring level. From that, piles of the northern and southern pile walls were bored and anchored and between them a lower spacer

Vybavenie tunela

Súčasťou tunela ako funkčného celku je jeho technologické vybavenie umožňujúce samotnú prevádzku a údržbu a zabezpečujúce bezpečné podmienky pri všetkých stavoch a situáciách, ktoré v ňom môžu nastať. Medzi zrealizované technologické vybavenie tunela patria:

- bezpečnostné držadlá z nehrdzavejúcej ocele umiestnené obojstranne,
- adaptačné osvetlenie, prevádzkové osvetlenie a núdzové LED osvetlenie umiestnené v držadlách, osvetlenie vchodu do únikovej štôlne,
- zásuvkový rozvod pre potreby údržby a zásah bezpečnostných zložiek,
- vyžarovací kábel na šírenie rádiového a telefónneho signálu,
- tlačidlá elektropožiarnej signalizácie,
- líniový požiarly hlásič zrealizovaný na štyroch úrovniach,
- požiarly vodovod s nadzemnými hydrantmi,
- bezpečnostné značenie úniku z tunela,
- kamery sledujúce oblasti portálov tunela a vstup z tunela do únikovej štôlne,
- zariadenie na napájanie trakcie,
- rozvody ukofajnenia trakčného vedenia,
- zabezpečovacie zariadenia (návestidlá, vzdialenostné upozorňovadlá, balízy),
- pretlakové vetranie štôlne atď.

Väčšina zariadení je riadená, respektíve napájaná káblami, ktoré sú umiestnené v chodníkoch v káblových kanáloch. Delia sa v káblových šachtách a k samotným aktívnym prvkom sú vedené v ostení v zabetonovaných chráničkách. Riadiace a napájacie zariadenia sú situované mimo tunela v technologických domčekoch na oboch portáloch.

Prístupové komunikácie

K všetkým vstupom do tunela sa vybudovali prístupové komunikácie slúžiace na údržbu, prevádzku a bezpečnosť tunela. V rámci nich sú vytvorené nástupné plochy v prípade zásahu požiarlych a záchranných zložiek.

Záver

Môžeme konštatovať, že projektantovi v spolupráci so zhotovovateľom sa podarilo úspešne navrhnuť a realizovať dielo, ktoré reprezentuje posledné trendy tunelového staviteľstva na železničiach. A nie je to len vďaka stavebnej časti, ku ktorej patria veľkosť tunela na rýchlosť 200 km/h, pevná jazdná dráha, odstránenie záchranných výklenkov atď, ale treba spomenúť aj moderné technologické vybavenie, ku ktorému patrí núdzové osvetlenie umiestnené v antikorových držadlách, požiarly nádrž napájaná priamo zo susediaceho toku, nezavodený požiarly vodovod kombinovaný z HDPE a liatiny alebo požiarly dvere do únikovej štôlne odolávajúce aerodynamickým tlakom.

board and invert vault of cut and cover tunnel were built, both made of reinforced concrete. Process of excavation and securing of the construction pit was closely related to the start of the tunnel boring.

The final breast wall made of concrete C 25/30 edges the pit walls. The slope of the face is 5 : 1 and, similarly as the portal walls, it is tiled with quarry stone. The crowns are finished by edge beams overlapping at the same time also the permanent girders. All portal walls are anchored in the upper part by the permanent anchors, selected ones of which are modified for monitoring of deformations by dynamometers.

The portal block of the cut and cover tunnel is ended vertically, one part is exposed covered with sprayed proofing, the other part is covered with concrete and tiled with stone.

Tunnel equipment

A part of the tunnel as a logical unit is its technological equipment that enables the individual operation and maintenance of the tunnel and also safety conditions in all states and situations which could occur in the tunnel. The following belongs among executed technological equipment of the tunnel:

- safety handles made of stainless steel placed on both sides,
- adaptation lighting, operational lighting and emergency LED lighting installed in the handles, lighting of the entrance to the escape tunnel,
- socket distribution for the needs of the maintenance and operation of safety units,
- radiation cable for spreading radio and telephone signal,
- buttons of electro-fire signalisation,
- line fire alarm installed on 4 levels,
- fire water-supply with above-ground hydrants,
- safety marking for escape from the tunnel,
- cameras recording areas of the tunnel portals and entrance from the tunnel to the escape tunnel,
- device for traction stretching,
- wiring of traction mains earthing,
- interlocking (signalling devices, distance warning devices, balises),
- pressure ventilation of the escape tunnel, and other.

Majority of devices is controlled, or supplied by cables, which are placed in the pavements in the cable channels. They are divided in the cable shafts and they are lead to the individual active elements in the lining in the cable tubes buried in concrete. Control and supply devices are located outside the tunnel, in the technological buildings on the both portals.

Access roads

Access roads are executed to all tunnel entrances. These roads are used for maintenance, operation and safety of the tunnel. Within the access roads, there are created surfaces for operation of fire-fighting and emergency units.

Conclusion

Regarding the construction, we can conclude that the designer together with the contractor successfully designed and constructed piece of work, which represents the last trends in the tunnel building on the railways. This was achieved not only due to the construction part, to which belongs the size of the tunnel for the speed 200 km/h, slab tract, tunnel without niches and other, but it is necessary to mention also modern technological equipment, which is represented by the emergency lighting installed in the stainless handles, fire reservoir fed directly from the adjacent stream, unwatered fire water-supply combined with HDPE and cast iron, or fire doors for the escape tunnel that can withstand the aerodynamic pressures.



VÁHOSTAV – SK, a. s. odštepny závod – Pozemné stavby





František Brliť – Štefan Choma

Rekonštrukcia oblúkového železobetónového mosta v Dolných Plachtinciach

Reconstruction of Reinforced Concrete Arch Bridge in Dolné Plachtince

V rokoch 2010 až 2011 sa rekonštruoval oblúkový železobetónový most v Dolných Plachtinciach v okrese Veľký Krtíš. Projekt obsahoval kompletnú rekonštrukciu mosta z roku 1937 – stavebno-technickú a statickú – , ako aj vyriešenie dopravných problémov v tomto uzle na ceste I/75 v obci Dolné Plachtince.

In the years 2010 – 2011, reinforced concrete arch bridge in Dolne Plachtince, District of Velky Krtis, was reconstructed. The project included complete reconstruction of the bridge from 1937, constructional, technical and structural, solving traffic problems in this node on the road I/75 in the village of Dolne Plachtince.

Most s evidenčným číslom 052 sa nachádza v intraviláne obce Dolné Plachtince a prevádza komunikáciu I/75 z Veľkého Krtíša ponad Plachtinský potok. Je situovaný za odbočkou na Horné Plachtince v smere z Veľkého Krtíša, neďaleko obecného úradu. Jestvujúci most bol postavený v roku 1937 po povodni v roku 1936, ktorá strhla dvojtrámový betónový most s rozpätím 20 m, pôvodne stojaci na mieste dnešného mosta. Pre potreby rekonštrukcie sme v Štátnom národnom archíve našli kompletnú projektovú dokumentáciu, podľa ktorej bol most postavený. Dokumentácia dokonca obsahovala policajný spis z vyšetrovania zodpovednosti za spadnutie pôvodného mosta.

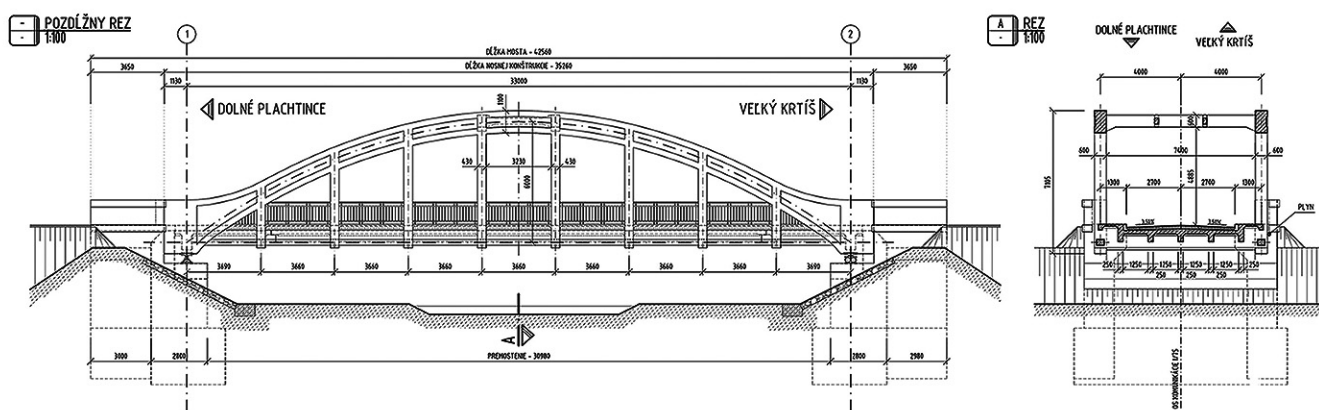
The bridge No. 052 is located within the boundaries of the village of Dolne Plachtince, on the road I/75 from Velky Krtis over the stream Plachtinsky potok. The bridge is located behind the turn of the road to Horne Plachtince in the direction from Velky Krtis, near the municipal office. The existing bridge was built in 1937, after flood in 1936, which broke down the original two-joist concrete bridge with a span of 20 m. For the needs of reconstruction, the complete design documentation, according to which the bridge was originally built up, was found in State National Archives. The documentation even included the police file from the investigation of responsibility for the original bridge crash.

Opis konštrukcie a dôvod rekonštrukcie

Ide o jednoložový železobetónový mostný objekt s rozpätím 33,0 m. Hlavným nosným prvkom mosta je dvojica vrchných oblúkov vystužených nezávislým oceľovým obetónovaným ťahadlom. Na oblúku je pomocou rámových závesov zavesená mostovková doska vystužená sústavou pozdĺžnych trámov a priečnikov nadväzujúcich na závesy. Aby doska nepôsobila ako ťahadlo, v miestach za krajnými závesmi je vytvorená dilatačná škára s vloženými mostnými závermi.

Description of structure and reason for reconstruction

It is a one-span reinforced concrete bridge structure with a span of 33 m. The main structural members of the bridge are the two upper arches stiffened with a steel tie rod in concrete encasement. The bridge deck slab, reinforced with a system of longitudinal and transverse beams, is suspended in the arch through frame suspensions. In places behind external suspensions a dilatation joint with embedded extension joints is created for the reason of the slab not to act like a tie.



Prehľadná schéma mosta
Summary bridge scheme



Stav mostného objektu v roku 2005

Building condition of the bridge structure in year 2005

Stavebný stav mosta bol na základe hlavnej prehliadky definovaný ako zlý (V. stupeň). Most vykazoval tieto poruchy:

- spodná stavba:
 - znečistenie,
 - opadávanie fazetovej omietky a narušenie vonkajšej vrstvy betónu;
- nosná konštrukcia:
 - rozpad fazetovej omietky,
 - narušenie vrchnej betónovej vrstvy,
 - odhalenie a korózia betonárskej výstuže oblúka a závesov,
 - nedostatočné krytie betonárskej výstuže,
 - zatekanie na miestach krajných ozubov mostovkovej dosky (miesta dilatčných škár),
 - rozpadnutá betónová vrstva okolo oceľového ťahadla,
 - korózia ťahadla,
 - znečistenie konštrukcie;
- mostný zvršok a vybavenie mosta:
 - trhliny na vozovke na miestach predpokladaných mostných záverov,
 - znečistené, nefunkčné a skorodované odvodňovače,
 - hrdzavejúce zábradlie, nefunkčné posuvné uloženie držiakov zábradlia do betónu oblúka a závesov,
 - porušené opevnenia svahov pod mostom a svahových kužeľov,
 - naplaveniny pod mostom.

Zaťažiteľnosť mosta bola stanovená statickým prepočtom na úrovni:

- normálna zaťažiteľnosť: $V_n = 12 \text{ t (37,5 \%)}$,
- výhradná zaťažiteľnosť: $V_v = 17 \text{ t (21,2 \%)}$,
- výnimočná zaťažiteľnosť: $V_e = 71 \text{ t (36,2\%)}$.

Okrem uvedených nedostatkov bola doprava na moste obmedzovaná jeho šírkovým usporiadaním. Šírka medzi obrubníkmi bola 5,4 m. Na moste neboli chodníky pre chodcov, na prechod peších sa využívali odrazové pruhy so šírkou 1,0 m alebo vozovka.

Z uvedených dôvodov sa správca mosta rozhodol most rekonštruovať. Cieľom rekonštrukcie bolo dosiahnuť triedu zaťažiteľnosti A

Building condition of the bridge, based on the main inspection was defined as bad (grade V). The bridge showed following disorders:

- substructure:
 - pollution,
 - falling of the bezel plaster and disruption of the outer layer of concrete;
- bearing structure:
 - decomposition of the bezel plaster,
 - disruption of the outer layer of concrete,
 - uncovering and corrosion of concrete reinforcement of arch and suspensions,
 - insufficient concrete cover of reinforcement,
 - leakage in places of extreme barbs of bridge deck slab (places of dilatation joists),
 - disintegrated concrete layer around the steel tie,
 - tie corrosion,
 - structure pollution;
- the bridge superstructure and bridge equipment:
 - cracks on the carriageway in places of projected expansion joints,
 - polluted, dysfunctional and corroded drainers,
 - uted handrail, dysfunctional shifting bedding of handrail handles to the concrete of arch and suspensions,
 - broken fortifications under the bridge slopes and slope cones,
 - silts under the bridge.

The bearing capacity of the bridge was determined according to static calculation on the level of

- normal capacity: $V_n = 12 \text{ t (37.5 \%)}$,
- sole capacity: $V_v = 17 \text{ t (21.2 \%)}$,
- exceptional capacity: $V_e = 71 \text{ t (36.2\%)}$.

In addition to these shortcomings the traffic across the bridge was limited by the width arrangement of bridge. Width between curbs was 5.4 m. There were no footpaths on the bridge, for pedestrian transition the reflective stripes with the width of 1.0 m or carriageway were used.



Pôvodné očistené ťahadlo, nové ťahadlo, nalepená oceľová pásnica
Original, cleaned tie, new tie, bonded steel flange

podľa vtedy platnej normy STN 73 6203 (plná neobmedzená zaťažiteľnosť). Ďalej sa mal dosiahnuť taký stavebný stav mosta, ktorý nebude mať vplyv na zníženie zaťažiteľnosti. Z mosta sa mala vyľúčiť pešia doprava. Zároveň bolo potrebné rešpektovať požiadavku správcu na zachovanie pôvodného vzhľadu mosta, ktorý je dominantou blízkeho okolia.

Tieto ciele sa dosiahli statickým zosilnením nosnej konštrukcie, dôkladnou celoplošnou sanáciou povrchu betónu a skorodovanej výstuže a zhotovením novej lávky pre peších v tesnej blízkosti existujúceho mosta a rovnobežne s ním.

Po rekonštrukcii je svetlá šírka medzi obrubníkmi 5,75 m, čo zodpovedá dvom jazdným pruhom širokým 2,875 m. Obrubník s výškou 120 mm je tvorený vrchnou časťou nosného pozdĺžneho trámu, ktorý prechádza do pôvodnej chodníkovej časti. Do tohto trámu sa nemohlo zo statického hľadiska zasahovať, preto nebolo možné ani zväčšiť svetlú šírku medzi obrubníkmi. Svetlá šírka medzi závesmi oblúka je 7,4 m.

Projektová dokumentácia a príprava

Projektové práce sa začali v roku 2005. Prvotným problémom bolo vyriešenie obchádzkovej trasy stavby. Prevádzaná komunikácia je cesta I. triedy, po ktorej musela prechádzať doprava bez výrazného obmedzenia. Prvý návrh vychádzal z využitia existujúcich komunikácií v obci, s ich miernou úpravou a dočasným premostením Plachtinského potoka. Pri príprave súťažných podkladov investor prehodnotil využitie projektovanej lávky pre peších tak, aby ju v prípade potreby bolo možné použiť na prejazd vozidiel. Jej parametre (šírkové usporiadanie a únosnosť) sa upravili tak, aby bolo možné túto lávku využiť počas výstavby ako obchádzkovú trasu striedavo pre oba smery. Doprava bola riadená svetelným signalizačným zariadením. Toto riešenie na jednej strane predišlo problémom v doprave na prevádzkanej komunikácii, na druhej strane zvýšilo nároky na zhotovovateľa pri zriadení staveniska a pri realizácii prác na oprave. Zároveň bolo potrebné upraviť aj niektoré technické riešenia opravy mosta (riešenie nového ťahadla), ktoré boli závislé od postupu výstavby.

Začiatok realizácie stavby sa niekoľkokrát posúval z dôvodu problémov s prekládkou plynového potrubia pôvodne uloženého na moste a z dôvodu plánovania finančných prostriedkov na rekonštrukciu mosta. So samotnými prácami sa začalo až v roku 2010, päť rokov po vypracovaní projektovej dokumentácie. Preto bolo nevyhnutné nanovo prehodnotiť stav mosta, ktorý sa vzhľadom na posun termínu viditeľne zmenil. Zmenil sa rozsah poškodenia jednotlivých častí a tomu sa muselo prispôbiť aj technické riešenie.

Projekt rekonštrukcie bol spracovaný na podkladoch pôvodnej realizačnej dokumentácie, čo značne spresnilo a uľahčilo prípravu statickej analýzy. Na návrh zosilnenia sa pripravil veľmi presný a pomerne komplikovaný priestorový výpočtový model konštrukcie. Použil sa výpočtový systém Nexis (metóda konečných prvkov), ktorý dokázal využitím fázovaných prierezov namodelovať zosilnenie mostovky dodatočnou spriahajúcou doskou. Takouto analýzou sa zistilo niekoľko zaujímavých skutočností a statických rezerv konštrukcie. Preukázalo sa aj nie celkom správne použitie statických schém v pô-

vodných prípadoch. Preto rozhodol o rekonštrukcii mosta. Cieľom rekonštrukcie bolo dosiahnuť kapacitnú triedu „A“ podľa platnej normy STN 73 6203 (plná neobmedzená nosnosť). Ďalej, ak by sa dosiahol stav, ktorý by neovplyvnil zníženie nosnosti, bolo by potrebné vylúčiť pešiu dopravu. Zároveň bolo potrebné rešpektovať požiadavku správcu na zachovanie pôvodného vzhľadu mosta, ktorý je dominantou blízkeho okolia.

Tieto ciele sa dosiahli statickým zosilnením nosnej konštrukcie, dôkladnou celoplošnou sanáciou povrchu betónu a skorodovanej výstuže a zhotovením novej lávky pre peších v tesnej blízkosti existujúceho mosta a rovnobežne s ním.

Po rekonštrukcii je svetlá šírka medzi obrubníkmi 5,75 m, čo zodpovedá dvom jazdným pruhom širokým 2,875 m. Obrubník s výškou 120 mm je tvorený vrchnou časťou nosného pozdĺžneho trámu, ktorý prechádza do pôvodnej chodníkovej časti. Do tohto trámu sa nemohlo zo statického hľadiska zasahovať, preto nebolo možné ani zväčšiť svetlú šírku medzi obrubníkmi. Svetlá šírka medzi závesmi oblúka je 7,4 m.

Projektová dokumentácia a príprava

Rekonštrukcia bola navrhnutá v roku 2005. Prvotným problémom bolo vyriešenie obchádzkovej trasy stavby. Prevádzaná komunikácia je cesta I. triedy, po ktorej musela prechádzať doprava bez výrazného obmedzenia. Prvý návrh vychádzal z využitia existujúcich komunikácií v obci, s ich miernou úpravou a dočasným premostením Plachtinského potoka. Pri príprave súťažných podkladov investor prehodnotil využitie projektovanej lávky pre peších tak, aby ju v prípade potreby bolo možné použiť na prejazd vozidiel. Jej parametre (šírkové usporiadanie a únosnosť) sa upravili tak, aby bolo možné túto lávku využiť počas výstavby ako obchádzkovú trasu striedavo pre oba smery. Doprava bola riadená svetelným signalizačným zariadením. Toto riešenie na jednej strane predišlo problémom v doprave na prevádzkanej komunikácii, na druhej strane zvýšilo nároky na zhotovovateľa pri zriadení staveniska a pri realizácii prác na oprave. Zároveň bolo potrebné upraviť aj niektoré technické riešenia opravy mosta (riešenie nového ťahadla), ktoré boli závislé od postupu výstavby.

Začiatok realizácie stavby sa niekoľkokrát posúval z dôvodu problémov s prekládkou plynového potrubia pôvodne uloženého na moste a z dôvodu plánovania finančných prostriedkov na rekonštrukciu mosta. So samotnými prácami sa začalo až v roku 2010, päť rokov po vypracovaní projektovej dokumentácie. Preto bolo nevyhnutné nanovo prehodnotiť stav mosta, ktorý sa vzhľadom na posun termínu viditeľne zmenil. Zmenil sa rozsah poškodenia jednotlivých častí a tomu sa muselo prispôbiť aj technické riešenie.

Projekt rekonštrukcie bol spracovaný na podkladoch pôvodnej realizačnej dokumentácie, čo značne spresnilo a uľahčilo prípravu statickej analýzy. Na návrh zosilnenia sa pripravil veľmi presný a pomerne komplikovaný priestorový výpočtový model konštrukcie. Použil sa výpočtový systém Nexis (metóda konečných prvkov), ktorý dokázal využitím fázovaných prierezov namodelovať zosilnenie mostovky dodatočnou spriahajúcou doskou. Takouto analýzou sa zistilo niekoľko zaujímavých skutočností a statických rezerv konštrukcie. Preukázalo sa aj nie celkom správne použitie statických schém v pô-

vodných prípadoch. Preto rozhodol o rekonštrukcii mosta. Cieľom rekonštrukcie bolo dosiahnuť kapacitnú triedu „A“ podľa platnej normy STN 73 6203 (plná neobmedzená nosnosť). Ďalej, ak by sa dosiahol stav, ktorý by neovplyvnil zníženie nosnosti, bolo by potrebné vylúčiť pešiu dopravu. Zároveň bolo potrebné rešpektovať požiadavku správcu na zachovanie pôvodného vzhľadu mosta, ktorý je dominantou blízkeho okolia.

Tieto ciele sa dosiahli statickým zosilnením nosnej konštrukcie, dôkladnou celoplošnou sanáciou povrchu betónu a skorodovanej výstuže a zhotovením novej lávky pre peších v tesnej blízkosti existujúceho mosta a rovnobežne s ním.



Pohľad na rekonštruovaný most tesne pred odovzdaním
View to the reconstructed bridge just before handing

vodnom statickom výpočte, predovšetkým pri pozdĺžnych trámoch mostovkovej dosky. Tieto prvky boli pôvodne dimenzované ako spojité nosníky s tuhým podoprením, pričom dosť výrazný vplyv pružného podoprenia od poddajnosti oblúka bol zanedbaný. Na základe výpočtu sa navrhlo statické zosilnenie konštrukcie, ktoré sa dosiahlo troma spôsobmi:

- zosilnením zvislých závesov tyčovou výstužou umiestnenou v priereze závesov,
- doplnením nového ťahadla do jestvujúceho oblúka – z predpínacích lán ukotvených do oblúka v mieste krajných opôr,
- zhotovením spriahajúcej dosky mostovky, ktorá zároveň vytvorila priečny sklon vozovky a zosilnením pozdĺžnikov mostovky pomocou lepených oceľových pásnic.

Správnosť predpokladov výpočtu a realizovaných opráv sa po skončení prác preukázala statickou zaťažovacou skúškou.

Realizácia prác

Rekonštrukčné práce realizovala spoločnosť STRABAG, s. r. o., PJ Lučenec, s poddodávateľom predpínacích prác – spoločnosťou SM 7, a. s. Práce prebiehali v rokoch 2009 až 2011.

V prvom kroku sa vybudoval objekt lávky pre peších, ktorý dočasne slúžil presmerovanej doprave. Nosná konštrukcia lávky je monolitická, trámová s dodatočne predpätého betónu s jedným poľom s rozptátím 32,7 m. Prierez nosnej konštrukcie lávky tvorí trám s konštantnou výškou 1 450 mm so symetrickými obojstrannými konzolami.

Búracie práce

Po presmerovaní dopravy sa začalo s búracími prácami na mostnom objekte. Búracie práce zahŕňali viacero operácií, ktorých cieľom bolo odstrániť z mostného objektu všetky mechanicky aj chemicky porušené časti. Pozostávali z niekoľkých etáp. V prvej fáze sa z nosnej konštrukcie mosta odstránil mostný zvršok vrátane obrubníkov, odvodňovačov, izolácie, vozovkových vrstiev, vyrovnávacích vrstiev – aj na chodníkových častiach až na pôvodnú nosnú konštrukciu. Týkalo sa to aj všetkých častí z predchádzajúcich čiastkových opráv.

Samotné čistenie betónových povrchov sa realizovalo vo dvoch etapách. V prvej sa vykonalo mechanické očistenie povrchu. Odstránila sa rozpadnutá fazetová omietka a porušený betón. Pri čistení sa

- completion of existing arch tie by a new tie from prestressing cables anchored in the arch in places of outermost abutments,
- execution of composite slab of bridge deck, which creates the transverse gradient of the road and strengthening of longitudinal beams with the help of bonded steel flanges.

Regularity of assumptions, calculation and implemented repairs after completion of the work was demonstrated by a static load test.

Works execution

Reconstruction works were executed by STRABAG, s. r. o., PJ Lučenec corporation with subcontractor of prestressing works SM 7, a. s. Works went on in 2009 – 2011.

In the first step, pedestrian bridge, serving for the redirected traffic, was built. The pedestrian bridge has cast-in-situ prestressed concrete joist bearing structure of one span of 32.7 m. The cross-section is made of beam of constant height of 1 450 mm with symmetrical cantilevered parts on both sides.

Demolition works

After redirecting of transport, demolition works started on the bridge structure. Demolition works consisted of several operations, the aim of which was to eliminate all of the bridge structure mechanically and chemically broken parts. They consisted of several stages. In first stage, the bridge superstructure was removed, including curbs, drainers, insulation, layers of carriageway, levelling layers even on the pavement parts to the original bearing structure. This also applies to all parts of the previous partial repairs.

The actual cleaning of concrete surfaces was executed in two stages. In the first one, the mechanical surface cleaning was provided. Falling of the bezel plaster and damaged concrete were removed. The cleaning had to proceed with caution and works were coordinated so as to avoid additional violations in massive concrete due to vibrations.

After mechanical one, the cleaning of the surface with high pressure water jetting (pressure of 100 – 300 MPa) followed to remove disrupted concrete to healthy core of concrete structure. This cleaning and following testing of surface strengths showed higher values of concrete strengths as assumed in calculation at many places of

postupovalo opatrne a práce sa koordinovali tak, aby vplyvom vibrácií nedochádzalo k dodatočným porušeniam v celistvom betóne.

Po mechanickom čistení nasledovalo očistenie povrchu vysokotlakovým vodným lúčom (tlak 100 až 300 MPa), ktorým sa odstránil narušený betón po zdravé jadro betónovej konštrukcie. Toto čistenie a následná realizácia skúšok povrchových pevností preukázali na mnohých častiach konštrukcie (najmä v spodnej časti) vyššie hodnoty pevností betónov, ako sa predpokladalo v statickom výpočte. Pred nanášaním reprofilačných materiálov sa konštrukcia dočistila tlakovou vodou (tlak asi 20 MPa).

Po dokončení búracích prác jednotlivých prvkov sa vždy prizvali projektant a zástupcovia investora, ktorí zhodnotili stav konštrukcie, prípadne upravili technické riešenie.

Zosilnenie zvislých závesov

Zosilnenie sa realizovalo dodatočným osadením celozávitových predpínacích tyčí Ø 32 mm do drážky vysekanej pozdĺž celého závesu. Pri osadzovaní tyčí sa zachovala pôvodná strmeňová betonárska výstuž závesov bez porušenia. V oblúku sa vytvorili kapsy na kotevné matice zosilnenia. Tyče sa osádzali zasúvaním za pôvodnú nosnú výstuž oblúka a strmeňovú výstuž závesov zvrchu. Ukotvili sa v hornej časti prostredníctvom manžety vlepenej do drážky epoxidovým lepidlom. V spodnej časti sa tyč ukotvila pomocou kotevnej dosky a matice v miestach pod jestvujúcou výstužou. Predpínacie tyče sa aktivovali dotiahnutím matíc. Po osadení a aktivovaní všetkých tyčí sa drážky a kapsy vyplnili tekutým sanačným systémom so zvýšenou pevnosťou v tlaku, s predchádzajúcim antikorozybným náterom oceľových častí.

Doplnenie ťahadla oblúka

Pôvodné ťahadlo tvoria oceľové pásnice spájané skrutkami, chránené obetónovaním. Vzhľadom na nepreukázateľné pevnosti spojov a ukotvenia v päťach oblúkov, ako aj potrebu vnesenia aktívnej sily do oblúka sa pôvodné ťahadlo po oprave doplnilo novými ťahadlami. Tie sa na oboch oblúkoch zhotovili z nesúdržných káblov zložených z 12 lán typu monostrand Y 1860 S7 15,7 mm kotvených v priečnikoch 2 a 9, pretože v krajných priečnikoch nebolo z priestorového hľadiska možné osadiť kotevné objímky a následne realizovať predpätie. Z týchto priečnikov sa ťahová sila preniesla do päty oblúkov v krajných poliach dvojicou predpínacích tyčí Dywidag 36WR. Prvky ťahadla prechádzajú cez priečniky vo vyvrtaných otvoroch. Predpínacie tyče sú kotvené na priečniku 1 a 10 prostredníctvom rozšáracieho podložky a matice 36WR. Tyče sa na priečnikoch 2 a 9 ukotvili prostredníctvom kotevnej zostavy obopínajúcej priečniky z oboch strán. Kotevná zostava je spoločná aj na kotvenie lán ťahadla.

Predpínanie sa realizovalo po zostavení a zainjektovaní celého ťahadla v niekoľkých etapách tak, aby sa sila postupne a rovnomerne vnesla do celej konštrukcie.

Zosilnenie mostovkovej dosky

Zosilnenie mostovkovej dosky prebiehalo vo dvoch etapách. Prvá etapa pozostávala zo zosilnenia pozdĺžnikov mostovky pomocou lepených oceľových pásnic. V druhej sa zhotovila spriahajúca doska mostovky, ktorá súčasne vytvorila priečny sklon vozovky. Vlastná ťaž spriahajúcej dosky zároveň aktivovala oceľové pásnice nalepené a ukotvené v prvej etape.

Princíp zosilnenia oceľovými pásnicami spočíval v tom, že k pozdĺžnikom mostovky nosnej konštrukcie sa epoxidovým lepidlom prilepila vonkajšia nosná výstuž vo forme oceľových pásnic. Lepidlo prenáša deformáciu z konštrukcie na pásnicu a zabezpečuje kontinuálnu súdržnosť medzi pásnicou a betónovou konštrukciou, čím sa pásnica stáva súčasťou prierezu. Tým sa v plnej miere zapája do jeho únosnosti. Pásnice, ktorými sú vystužené úseky medzi jednotlivými priečnikmi, vzájomne spolupôsobia. Je to zabezpečené prostredníctvom závitových tyčí M24 prechádzajúcich cez priečniky, ktorými sú jednotlivé pásnice na pozdĺžnych trámoch spojené.

Základný postup prác pri zosilňovaní spočíval v tom, že sa nosná konštrukcia očistila od skorodovaných a porušených častí betónu a odstránil sa mostný zvršok, čím sa konštrukcia maximálne odľahči-

structure (almost in bottom part). Before applying the repair materials, the structure was cleaned by pressure water (pressure of about 20 MPa)

After completion of the demolition of individual elements, designer and investor have always been invited to assess the state of the structure and to make any adjustments to the technical solution.

Strengthening of vertical suspensions

The strengthening was executed by additional installation of full thread prestressing rods of diameter of 32 mm to the groove cut along the whole suspension. When fitting the rods, the original concrete reinforcement of links of suspensions was maintained without damaging. In the arch, pockets for anchoring nuts of strengthening were made. Rods were embedded behind original bearing reinforcement of the arch and links of suspensions from above. They were anchored in the upper part by a sleeve bonded with epoxy adhesive into the groove. At the bottom, the rod was anchored by the help of anchorage plate and nut in places under the existing reinforcement. Prestressing rods were activated by fastening of nuts. After embedding and activation of all rods, grooves and pockets were filled by liquid rehabilitation system with increased compressive strength, with a previous anticorrosive paint of steel parts.

Completion of arch tie

The original tie is made of steel strips, jointed with screws, protected by concreting. Considering unverifiable joint strengths and anchorages in arch foets and the need for introducing the activation force to arch, the original tie was added by new ties. New ties at both arches were made of non-cohesive cables from 12 tendons of type "Monostrand Y 1860 S7 15.7 mm" anchored in transverse beams 2 and 9, because in outmost transverse beams there was impossible to embed the anchorage sleeves and to execute the prestressing. From these beams the tensile force was transferred to arch foets in outmost spans by a couple of prestressing rods Dywidag 36WR. Tie elements go through the beams in drilled holes. Prestressing rods are anchored in beams 1 and 10 by the bearing washer and nut 36WR. Anchoring of rods 2 and 9 is carried out by anchoring system, encircling transverse beams from both sides. Anchoring system is also common for anchoring of tie cables.

Prestressing was carried out after mounting and grouting of all ties in several stages so the force was gradually and evenly transferred to the whole structure.

Strengthening of bridge deck slab

Strengthening of bridge deck slab was carried out in two stages. The first stage consisted of strengthening of longitudinal beams of the deck using bonded steel flanges. In second stage, the composite bridge deck slab was created along with transverse gradient of the road. The self-weight of composite slab activated steel flanges bonded and anchored in first stage.

Steel flanges strengthening principle was that external steel reinforcement in the form of steel flanges was bonded with epoxy adhesive to the longitudinal beams of bearing structure bridge deck slab. The adhesive transfers deformation from structure to flange and ensures continual bond between flange and concrete structure, so the flange becomes a part of cross-section. It is fully integrated to carrying capacity. Flanges, by which the parts between transverse beams are stiffened, work together. It is ensured through threaded rods M24, passing through transverse beams, by which the flanges are joined at longitudinal beams.

The basic procedure of works was that bearing structure was cleaned from corroded and damaged concrete parts and bridge superstructure was removed, so the structure was maximally unloaded. Bottom parts of bridge deck slab were cleaned and repaired. Missing parts of concrete were repaired so that the unevenness of surface in longitudinal direction was not more than 2 mm. To bottom surfaces of longitudinal beams the steel flanges were bonded by epoxy adhesive, before bonding they were cleaned by abrasion

la. Spodné plochy mostovky sa očistili a následne reprofiliovali. Chýbajúce časti betónu sa po očistení reprofiliovali tak, že nerovnosti povrchu v pozdĺžnom smere boli maximálne 2 mm. Na spodné plochy pozdĺžnych trámov sa epoxidovým lepidlom nalepili oceľové pásnice, ktoré sa bezprostredne pred lepením očistili abráziou na stupeň S2,5. Na pásnice sa nanieslo lepidlo v požadovanej hrúbke a pripevnili sa k nosnej konštrukcii. Pred vytvrdnutím lepidla sa na pásnicu vyvinul prítlak na dokonalé spojenie pásnice s betónovou konštrukciou. Dotiahli sa kotevné prípravky a pospájali sa jednotlivé úseky. Pásnice sa ochránili sanačným systémom s použitím kontaktného mostíka, čo zabezpečilo, že zosilnenie nie je viditeľné.

Ďalším prvkom zosilnenia mostovky je spriahajúca doska z betónu C 35/45 XD1, XF2, realizovaná v druhej etape. Výstužená je betonárskou výstužou triedy 10 505 (R) uloženou v pozdĺžnom aj priečnom smere. V miestach dilatčných škár spriahajúca doska kopíruje tvar pôvodnej nosnej konštrukcie. V spriahajúcej doske sú zabetónované taniere na odvodňovače a drenážne tvarovky na odvodnenie povrchu izolácie.

Zlepšenie stavebného stavu mosta

Zlepšenie stavebného stavu mosta sa dosiahlo dôkladnou celoplošnou sanáciou povrchov betónu a skorodovanej výstuže. Použili sa prípravky firmy BASF, a to viac ako 20 druhov sanačných materiálov. Pri výbere a aplikácii týchto materiálov sa okrem technickej vhodnosti použitia a hospodárnosti kladol dôraz aj na výslednú estetiku viditeľných sanovaných povrchov.

Po skončení sanačných prác na nosnej konštrukcii sa realizoval mostný zvršok. Osadili sa prvky na odvodnenie – odvodňovače a odvodňovacie tvarovky. Zhotovila sa izolačná vrstva s použitím striekanej izolácie. Izolačná vrstva sa zhotovila v priečnom smere kontinuálne aj na rímsových častiach, kde vytvorila povrchovú izoláciu. Následne sa položili vozovkové vrstvy. Na moste sú štyri asfaltové mostné závery.

Vzhľadom na kvalitu a nízky stupeň korózie oceľových častí zábradlia a ložísk sa pristúpilo len k ich dôkladnému očisteniu, sfunkčneniu a aplikácii antikoročných náterov.

Záver

Rekonštrukciou sa splnili všetky požiadavky investora definované v zadaní. Pri zachovaní pôvodnej konštrukcie sa sfunkčnil daný dopravný uzol na významnej komunikácii, ceste I/75. Rekonštrukcia zabezpečila zvýšenie zaťažiteľnosti a predĺženie životnosti mostného objektu na mieru požadovanú slovenskými technickými predpismi.

Rekonštrukcia je dôkazom, že vhodným prístupom ku konštrukcii možno zachovať významné technické diela ako ukážku technickej vyspelosti našich predchodcov a zabezpečiť ich funkčnosť aj pri tejších nárokoch.

to S2.5 level. Adhesive was coated to flanges in needed thickness and they were then bonded to bearing structure. Before adhesive hardening, pressure was made to flange to perfect connection of flange with concrete structure. Anchoring agents were fastened and individual parts were mounted together. Flanges were protected by repair system of contact bridge, which ensured that strengthening is not visible.

Next element of bridge deck slab strengthening is a composite slab made of concrete C 35/45 XD1, XF2, executed in second stage. It is reinforced with concrete reinforcement steel 10 505 (R) embedded in longitudinal and also transverse direction. In places of dilatation joints, the composite slab is copying the shape of original bearing structure. In composite slab, drainer plates and drainage fittings are embedded.

Improving the construction condition of the bridge

Improving the construction condition of the bridge was carried out by thorough full renovation of concrete surfaces and corroded reinforcement. Materials of BASF corporation were used. There were used more than 20 types of repair materials for individual stages of reconstruction. At the selection and application of these materials, the emphasis was given not only to technical suitability for use and economic aspects but also to final aesthetics of visible repaired elements.

After finishing repair works on bearing structure, the bridge superstructure was executed. Drainage elements (drainers and drainage fittings) were embedded. Insulation layer by the use of sprayed insulation was constructed. It was carried out in transverse direction continually at cornice parts, where it formed a surface insulation. Subsequently the carriageway layers were laid down. There are four asphalt expansion joints on the bridge.

Due to the quality and the low degree of corrosion of steel railing parts and bearings, they were only cleaned thorough, operationalized and anti-corrosion coatings were applied.

Conclusion

All investor requirements defined in the contract were fulfilled by reconstruction. While preserving the original structure, the transport node on the important I/75 road was operationalized. The reconstruction ensured increase in load capacity and extension of life time of bridge structure required by Slovak technical standards.

This reconstruction is the proof, that by a suitable approach to the structure, significant technical works can be maintained functional also for today needs, as a preview of engineering achievement of our predecessors.

PROJEKTY PRE VÁS – PROJEKTY PRE BUDÚCNOSŤ















CEMOS, s. r. o. • Mlynské nivy 70, 821 05 Bratislava • www.cemos.sk



Rastislav Písařík – Jozef Hanuliak

Rekonštrukcia mosta na ceste I/59 ponad rieku Oravu v meste Tvrdošín

Bridge Reconstruction on the Road I/59 over the River Orava in the Town Tvrdošín

Príspevok sa zameriava na opis a poznatky z rekonštrukcie mostného objektu ponad rieku Oravu v meste Tvrdošín na medzinárodnej ceste E77 (I/59) metódou zosilnenia nosnej konštrukcie pomocou vonkajšej nesúdržnej predpínacej výstuže.

The report focuses on the description and data of the bridge object reconstruction over the river Orava in the town Tvrdošín on the international road E77 (I/59) by the method of amplification of the main structure with the usage of external non-cohesive tendon.



Pôvodný stav mosta
Old state of the bridge

Tvrdošínsky most je jeden z najdôležitejších mostných objektov cez rieku Oravu na medzinárodnej ceste I. triedy č. 59 (E77), ktorý sa do značnej miery využíva ako hlavný koridor na tranzitné spojenie medzi Slovenskou republikou a Poľskom. Význam mosta umocňuje aj fakt, že rieka Orava rozdeľuje mesto na dve časti a tento most je ich jediným cestným prepojením. Podľa sčítania dopravy z roku 2010 je intenzita dopravy na danom úseku väčšia ako 12,5 tisíce vozidiel za 24 hodín a z tohto počtu pripadá na nákladnú dopravu 2,8 tisíce vozidiel. Mostný objekt je v správe IVSC SSC Žilina.

Charakteristika mosta a dôvody rekonštrukcie

Ide o trojpoľový mostný objekt s rozpätiami polí 22,15 + 27,63 + 22,15 m. Nosná konštrukcia je riešená ako spojitá rámová sústava v priečnom reze s piatimi hlavnými nosníkmi spojenými doskou. Hlavné trámy sú stužené priečnikmi v nadpodporových oblastiach a štyrmi, respektíve piatimi priečnymi stužovadlami v poli. Spodnú stavbu tvoria masívne krajné betónové opory a medziľahlé železobetónové podpory s kamenným obkladom. Založenie mosta je plošné.

Na moste vzniklo viacero porúch, ktoré znižovali funkčnú schopnosť objektu a ohrozovali jeho životnosť. Stav mosta bol vzhľadom na druh a rozsah porúch hodnotený ako zlý, t. j. stupeň V, a most si vyžadoval okamžitú opravu. Samotnému návrhu rekonštrukcie mostného objektu predchádzala v roku 2009 rozsiahla diagnostika, ktorá podrobne špecifikovala stav konštrukcie a rozsah porúch.



Most po rekonštrukcii
Bridge after reconstruction

Tvrdošín bridge is one of the most important object bridges over the river Orava on the international road of the first I. class no. 59 (E77) which is predominantly used as the main corridor for the transit connection between the Slovak Republic and Poland. The importance of the bridge is enhanced by the fact that the river Orava divides the town into two parts and the bridge is the only road connection. According to census traffic from 2010 is the traffic intensity in a given part of more volume than 12,5 thousand vehicles/24 and from that amount 2,8 thousand vehicles falls to freight traffic. The bridge object is in the report IVSC SSC Žilina.

Bridge characteristics and the reasons of reconstruction

It is about 3 pole bridge object with the span of poles 22,15 + 27,63 + 22,15 m. The supporting structure is designed as a continuous frame system in a cross section with 5 main beams connected with the board. The main beams are reinforced in upper supporting parts and with 4, resp. 5 transverse reinforced objects in a field. The substructure consists of massive lateral concrete pillars and intermediate ferroconcrete supports with stone cladding. The establishment of the bridge is flat.

On the bridge occurred multiple defects that reduced functional ability of the object and threatened its lifespan. In regards to the type and extent of the defects, the state of the bridge was rated as poor,



Závěsné lešení nad Oravou
Hanging scaffolding over Orava

Poruchy spodnej stavby

Stav betónovej spodnej stavby bol výrazne ovplyvnený intenzívnym zatekaním. Kamenný obklad mal vypadanú maltu v škárach. Na oporách plnili funkciu pohyblivých ložísk kývavé betónové bloky. V dôsledku zatekania bol ich betón značne zdegradovaný a výstuž poznačená rozsiahlou koróziou.

Poruchy nosnej konštrukcie

Aj stav nosnej konštrukcie ovplyvňovalo intenzívne zatekanie. Najvýraznejšie sa to prejavilo pod rímsami, kde sa betón krajných konzol rozpadol a výstuž skorodovala. V dôsledku nefunkčnej izolácie bola celá nosná konštrukcia zatečená, výsledkom čoho boli výkveti vyplaveného spojiva viditeľné zospodu v doske mostovky. Hrúbka krycích vrstiev bola na viacerých miestach nulová, priečna výstuž často vystupovala až k povrchu. Najzávažnejšou poruchou nosnej konštrukcie boli zvislé trhliny. Hojne sa vyskytovali v krajných trámoch, lokálne aj vo vnútorných. Šírka trhlín bola 0,2 až 0,5 mm. Ich pôvod sa nedal jednoznačne určiť a vzhľadom na charakter a rozmiestnenie bolo možné konštatovať, že nešlo o typické ohybové trhliny. Už pri pohľade voľným okom vyzerali hlavné trámy v strede poľa prehnuté.

Poruchy mostného zvršku a vybavenia mosta

Vážne poruchy sa zistili aj na mostnom zvršku a príslušenstve mosta. Dilatačné škáry boli na oboch stranách zablokované, mostné závery nefunkčné a vozovka na mieste dilatačnej škáry bola pretrhnutá. Kryt vozovky a kryt chodníkov boli poškodené trhlínami a výtlkmi. Na vozovke boli vyjazdené koľaje. Odvodňovacie rúrky boli krátke a degradačné procesy výrazne zasiahli aj betónovú rímsu. Zábradlie napadla korózia.

Vykonaný diagnostický prieskum sa stal podkladom na prepočet zatažiteľnosti, ktorý súčasne slúžil aj na stanovenie zatažiteľnosti mosta. Na prepočet mosta sa vytvoril priestorový výpočtový model,



Dočasné podopretie konštrukcie pomocou lisov
Temporary support of construction with the usage of presses



Vybúranie káps na betonáž úložných blokov pod lisy
Removal of pockets for concreting of storage blocks below presses

which is degree "V" and the bridge required immediate repair. The actual reconstruction of the bridge object preceded extensive diagnostics in 2009, which in detail specified the state of the construction and the extent of defects.

Substructure defects

The state of the concrete substructure was significantly influenced by the intensive leaking. Stone cladding had missing mortar in joints. The function of movable bearings at abutment was performed by swinging concrete blocks. Because of leaking the concrete was significantly degraded and the reinforcement impacted by extensive corrosion.

Supporting structure defects

The state of the supporting structure was also influenced by the intensive leaking. It was mostly reflected under ledges where the concrete of lateral consoles was fragmented and the reinforcement corroded. As a result of dysfunctional insulation was the whole supporting structure flowed, the result of it were the pieces of binder visible from the bottom of the bridge deck. The thickness of coatings was in several places at zero point, transverse reinforcement often went up to the surface. The most serious defects of the supporting structure were the vertical cracks. They occurred predominantly in the lateral beams, locally also in the internal beams. The width of cracks was 0,2 – 0,5 mm. It was not possible to clearly identify its origin and in relation to the character and presence of the cracks it was possible to state that they were not typical flexural cracks. The main beams look at a first sight as bended.

Bridge superstructure defects and bridge equipment

The serious defects were also found in the state of the bridge superstructure. Dilated cracks were on both sides blocked, bridge endings dysfunctional and the road at the place of dilated crack was destroyed. Coating of the road was damaged by cracks and patholes. In the road were ruts. Drainage pipelines were short. Concrete ledge was affected by the degrading processes. Coating of the sidewalks was damaged by cracks and patholes. The railing was corroded.

The performed diagnostic survey was the basis for the calculation of carrying capacity which also served for the determination of carrying capacity of the bridge. For the calculation of the bridge was created the spatial analysis model which captured the real structure. The following resiliencies emerged from it: Normal 20,2 t, Exclusive 39,9 t, Exceptional 132,6 t. From the above stated reasons the bridge manager decided for the reconstruction. It was expected from the reconstruction of the bridge to reach the carrying capacity of the class 'A' according to applicable standards at that time and achieve such structural conditions of the bridge which will have no effect on the reducing of the carrying capacity. On the basis of the calculation, the static construction strengthening was designed which was achieved by the usage of external no cohesive reinforcement, strengthening of the pillars over supportive parts, strengthening of transverse reinforcement, creating of consorting desk which created the transverse gradient of the road and also by the total remediation



Abrázívne čistenie nosnej konštrukcie vodným lúčom
Blasting of the structure with the waterjet



Dobetónovanie priečných stužovadiel
Concreting of cross bracings

ktorý čo najvyššiu zachytával skutočnú konštrukciu. Vyplynuli z neho tieto zaťažiteľnosti: normálna 20,2 t, výhradná 39,9 t a výnimočná 132,6 t.

Z uvedených dôvodov správca mosta rozhodol o jeho rekonštrukcii. Rekonštrukciou mosta sa mala dosiahnuť zaťažiteľnosť triedy A podľa vtedy platnej normy a dosiahnuť taký stavebný stav mosta, ktorý nebude mať vplyv na zníženie zaťažiteľnosti. Na základe výpočtu sa navrhlo statické zosilnenie konštrukcie, ktoré sa dosiahlo použitím vonkajšej nesúdržnej predpínacej výstuže, zosilnením priečnikov na podporách, zosilnením priečných stužovadiel, zhotovením spriahajúcej dosky, ktorá zároveň vytvorila priečny sklon vozovky a dôkladnou celoplošnou sanáciou povrchu betónu a skorodovanej výstuže.

Správnosť predpokladov výpočtu a realizovaných opráv sa po skončení prác preukázala statickou zaťažovacou skúškou.

Realizácia prác

Rekonštrukčné práce realizovala spoločnosť Hastra, s. r. o., Žilina. Samotné stavebné práce na mostnom zvršku prebiehali po poloviciach počas premávky. Doprava na moste bola riadená prenosným dopravným značením a prenosným signalizačným zariadením, pričom doprave sprístupnili polovicu mosta, na ktorej neprebíhali stavebné práce. Z tohto dôvodu sa rekonštrukcia rozdelila na dve etapy.

V prvej etape sa ako prvé postavilo lešenie popod celú nosnú konštrukciu mosta s tým, že sa začalo v krajných poliach a pokračovalo sa ponad koryto rieky Oravy. V mieste priečnikov sa osadili podperné lisy, ktoré počas stavby prevzali funkciu ložísk nosnej konštrukcie.

Po vymedzení pracovného priestoru dopravným značením sa začala frézovať vozovka na moste a príslušné úseky za oporou. Realizovalo sa paženie miest za oporami a urobili sa výkopy spojené s odvodnením rubu opôr a budovaním novej prechodovej oblasti s prechodovou doskou. Odstránili sa staré závery a záverné múriky. Súčasne sa demontoval mostný zvršek s mostným vybavením, t. j. odstránilo sa zábradlie, chodníkové rímky, zostatkový asfalt, izolácia a zdegenerovaný betón hornej dosky. Po postavení lešenia a podporetí nosnej konštrukcie lisami sa začali práce na odbúravaní úložných prahov pilierov, častí z opôr a krídel do výšok požadovaných na vybudovanie nových častí spodnej stavby. Išlo o zložitý proces, ktorý si v prvom rade vyžadoval vybudovanie časti úložných prahov na vytvorenie betónových blokov a osadenie zdvíhacích lisov. Po betonáži blokov sa zosilnili priečniky a následne sa nosná konštrukcia podoprela pomocnými podpernými lisami (lisy sa iba aktivovali, nosná konštrukcia sa nedvíhala).

V ďalšej fáze sa vybúrali zvyšné časti existujúcej opory do výšok predpísaných na vybudovanie nového úložného prahu. Ďalej sa na zostávajúcu časť opôr a pilierov navrhli kotevné trne na prepojenie nových a starých častí spodnej stavby. Celý povrch sa ešte ošetril maltou s cementovým spojivom a vláknami na plošné opravy. Ďalšia práca spočívala v debnení a vystužovaní úložných prahov, krídel a následnej betonáži. Súčasťou úložného prahu boli aj úložné bloky

of the concrete surface and corroded reinforcement. Correctness of the calculation assumptions and implemented repairs was proven after the finishing works by the static load test.

Implementation of the works

Reconstruction works were performed by the company Hastra L.t.d., Žilina. The actual construction works on the bridge superstructure took place after the halves during the traffic. The traffic on the bridge was directed by portable traffic signs and portable signaling device, while the traffic was moved to the second part of the town where no construction works took place. Therefore, the reconstruction was divided into two phases.

In the first phase, the first was constructed a scaffold under the whole supporting structure of the bridge and it started to be constructed at lateral poles and continued over the bed of the river Orava. At the place of crossbeams were supporting presses which took the function of the bearings of supporting structure during the construction.

After defining of the workspace by traffic signs it was proceeded in milling of the pavement on the bridge and adjacent sections behind the strut. Earthwork support was made behind the strut and the excavations were connected to the drainage of struts and construction of a new transitional area with the transitional board. Removed were also old closings and closing masonries. At the same time dismantled was the bridge superstructure with the bridge equipment, e.i. removed was the railing, sidewalks ledges, remaining asphalt, insulation and degenerated concrete of the upper board. After constructing the scaffold and leaning of supporting structure with presses, the works started on removing of the storage threshold pillars, parts from the supports and wings requiring heights for constructing new parts of the substructure. The phase of demolition of storage threshold pillars and supports was defined as complicated which required demolition of the parts of storage thresholds for concreting of concrete blocks for installation for hoisting list. After concreting of the blocks came to increasing in strenght of the crossbeams and subsequent supporting of the supporting structure on supportive presses (presses were just activated). In the next phase demolished were remaining parts of the existing supports to the prescribed heights for the construction of a new storage threshold. Furthermore, the anchor spines were drilled on the remaining parts of the mainstays and pillars to link the old and new parts of the substructure. The whole surface was also treated with mortar and cement connection and fibers for flat corrections. Next was boarding up and reinforcing of the storage threshold, wings and subsequent concreting. The parts of storage threshold were also storage blocks for installation of bearings. Subsequently were installed bearings on which were saved the main beams. Consequently, applied was the blast for high-pressure water jet. The reinforcement was cleaned and treated with the protective coating and coupling. The reprofiling of the surface was made with reprofiling mortar with connecting to the bridge. In the area of overprotec-



Pohľad na mostný zvršok pred dokončením
View of the bridge superstructure before completion

na osadenie ložísk. Osadili sa ložiská, na ktoré sa uložili hlavné trámy. Následne došlo k abrazívnemu očisteniu povrchu vysokotlakovým vodným lúčom. Odhalená výstuž sa ošetrila ochranným a spojovacím náterom. Vykonala sa reprofiliácia povrchu reprofilačnou maltou so spojovacím mostíkom. V oblasti nadpodporových priečnikov sa vybúrali otvory na osadenie kotiev predpätia. Pridala sa výstuž na zosilnenie priečnikov. Nadpilierové priečniky sa takisto zosilnili prídavnou výstužou a vyvrtali sa otvory na uloženie HDPE rúrok na vedenie externého predpätia. Nová výstuž na zosilnenie, ako aj HDPE rúry sa osadili aj na priečných stužovadlách. Po osadení oceľových deviátorov a čiastočnom predopnutí nosnej konštrukcie sa na všetky plochy naniesol zjednocujúci náter.

Ďalšie práce, ktoré sa vykonali na spodnej stavbe, súviseli s očistením kamenného obkladu opôr a pilierov a s preškárovaním maltou. Povrch hornej dosky sa očistil a pred betonážou vrstvy spádového betónu sa naň položila kari sieť. Na miestach, kde bola malá výška na betonáž, sa povrch upravil sanačnou plastmaltou. Vyvrtali sa aj otvory na osadenie mostných odvodňovačov a na odvodňovacie rúry izolácie. Súčasne sa vykonávali práce na prechodovej oblasti. Po dosiahnutí dostatočnej pevnosti spádového betónu sa osadili mostné povrchové závery s protihlukovou úpravou. Ďalej sa vykonalo osadenie a kotvenie rímsových prefabrikátov a debnenie a výstuž monolitických častí rímsy. Potom sa uložili jednotlivé vrstvy vozovky, najprv ložná ako ochrana izolácie a potom obrusná. V prechodovej oblasti sa uložilo nové vozovkové súvrstvie.

V závere prác sa na mostnom vybavení osadilo zábradlie a vybudovali sa sklzy z betónových žlaboviek, ukončené vsakovacími jamami.

Po dokončení prvej etapy sa pomocou dopravného značenia previedla doprava na zrekonštruovanú stranu mosta. Bola vedená podobne ako v I. etape, pomocou svetelných signalizačných zariadení a dočasného dopravného značenia.

Stavebné činnosti sa vykonávali podobným spôsobom ako pri I. etape. Práce na jednotlivých rekonštruovaných súčiastiach mosta prebiehali rovnako alebo veľmi podobne.

Záver

Rekonštrukčné práce boli nesmierne komplikované. Jednotlivé činnosti bolo potrebné prispôsobiť náročným podmienkam. Na kvalitu a postup prác mali stále veľký vplyv otrasy od kamiónovej dopravy. Osobitne náročné bolo to, že polovica mosta bola v jednej chvíli uložená na lisoch a druhá polovica bola na pôvodných ložiskách a naopak. V druhej etape bol most spoločne uložený už na nových ložiskách a spoločne na lisoch. V druhej etape už bolo pomocou voľných káblov čiastočne aktivované dodatočné predopnutie prvej polovice mosta, čo malo vplyv na geometriu nosnej konštrukcie a najmä na prednastavenie mostného záveru, ktorý sa, samozrejme, realizoval takisto po poloviciach. Cez otvory v nosnej konštrukcii sa robila aj betonáž zosilnenia priečnikov, a to pomocou špeciálne upravenej receptúry betónovej zmesi.



Pohľad na voľné káble predpätia
View of the loose cables of bias

tive crossbeams were openings drilled for the installation of anchor of bias. The reinforcement was added for reinforcing crossbeams. Over pillars crossbeams also increased in strength by additional reinforcement and drilled openings for placing HDPE pipes for conducting external bias. Installation of the new reinforcement for strength as well as HDPE pipes was conducted also on transverse reinforcement. After installation of the steel deviators and partial connection of supporting structure were all the surfaces unanimously painted.

Further works carried out at the substructure were related to the cleaning of stone cladding of supports and pillars and connection of joints with mortar. The surface of the upper board was cleaned and on it was placed curvy network before concreting of the layer of gravity concrete. At the places where was the height small for concreting was the surface modified with the remediation of plastic concretes. The openings were also drilled for installation of the bridge drainages and drainage pipes of insulation. Simultaneously were works carried out on transitional area. After achieving of the adequate solidness of gravity concrete it was applied on the bridge surface closures with the anti noise modification. Then the installation was carried out and anchoring of prefabricated parapet, boarding up and reinforcement of monolithic parts of the ledges. Subsequently particular layers of the road were positioned, firstly loading layer as the protection of the insulation and then brushed layer. New road layer was positioned into the transitional area.

At the end of the works on the bridge equipment was installed the railing. Finally were also constructed slides from the concrete gutters with the seepage pit. After finishing of the first phase the traffic was moved to the reconstructed part of the bridge by traffic signs. The traffic was similarly moved as in the I. phase by the lighting signaling devices and temporary traffic signs.

Particular construction activities were carried out in a similar manner as in the I. phase. Works on particular reconstructed parts of the bridge were reconstructed in the same or similar design.

Conclusion

The reconstruction works were extremely complicated. It was necessary to adjust particular activities to complicated conditions. The quality and progress of the work was largely influenced by the vibrations from the truck transport. Complicated was the fact that the first part of the bridge was supported by the presses and the second part of the bridge by the original bearings and vice versa in the second phase was the bridge situated on the new bearings and on presses. At the same time in the second phase was the additional tension of the first part of the bridge partially activated which had the influence on geometry of the supporting structure and mainly on the pre-setting of the bridge closure which was of course realized after halves. At the same time concreting of strengthening of crossbeams was realized through openings in the supporting structure with the help of specially modified formulation of concrete mixtures.

HASTRA s.r.o.

Cesta k novým rozmerom



Spoločnosť **HASTRA, s.r.o.** je stavebno-obchodná spoločnosť zameraná na pozemné a inžinierske stavby. Vznikla v roku 1994.

Stavby

Pozemné stavby
Inžinierske stavby

Stavebniny

Doprava

Certifikáty

Na riadenie a kontrolu kvality má spoločnosť zavedený Integrovaný manažérsky systém, preverený a uznaný certifikačným orgánom CLPR č.3016 v zhode s normou:

EN ISO 9001:2008

Certifikovaný systém managementu kvality

EN ISO 14001:2004

Certifikovaný systém environmentálneho manažérstva

BH OHSAS 18001:2007

Certifikovaný systém managementu bezpečnosti a ochrany zdravia pri práci
Naša spoločnosť nakupuje a zabudováva len certifikované stavebné materiály.

HASTRA s.r.o.

Dolné Rudiny 2/3528
010 01 Žilina
Slovenská Republika
Telefón: 041 5091 440
Fax: 041 5091 444
E-mail: hastra@hastra.sk

www.asb.sk

Internetový portál ASB.sk poskytuje profesionálom z oblasti architektúry, stavebníctva a developmentu ucelený prehľad o aktuálnom dianí v oblasti architektúry a stavebného podnikania.



NOVÁ LANOVKA NA SKALNATÉ PLESO – BUDOVAŤ ALEBO CHRÁNIŤ?

Dokonca ani po bližšom preskúmaní problematiky nie je ľahké jednoznačne sa prikloniť na stranu priaznivcov alebo odporcov.



LIETAJÚCA STRECHA S ROZMERMÍ FUTBALOVÉHO IHRISKA

Hlavným zámerom architektov bolo vytvoriť dielo so strechou, ktorá nie je len strohou konštrukciou, ale živým architektonickým prvkom.



ŠTADIÓN PRE RÝCHLOKORČULIAROV V MESTE INZELL

Dvesto metrov dlhá a deväťdesiat metrov široká aréna bola naprojektovaná bez vnútorných stĺpov.



PERSPEKTÍVY DREVOSTAVIEB NA SLOVENSKU

V súvislosti so stále rastúcim povedomím o prevádzkových nákladoch na bývanie rastie aj záujem o nízkoenergetické a energeticky pasívne rodinné domy.

www.asb-portal.cz

realizace odborné články firemní novinky



REVITALIZACE PRŮMYSL OVÝCH SKLADŮ

V historii nasáklém prostředí staré loděnice a velkých průmyslových skladů vznikl rozsáhlý komplex pro současnou hudbu.



RECYKLOVANÁ BUDOVA MUZEJA NÁMORNÍKŮ

Snad ještě zajímavějším prvkem, než charakteristický tvar střechy, je dřevěné vertikální obložení celé budovy, které stíní jinak plně prosklenou fasádu.



ŽELEZOBETON BEZ ŽELEZA

Kladnými vlastnostmi FRP jsou velká pevnost při krátkodobém i dlouhodobém a únavovém zatížení, odolnost proti elektrolytické korozi, malá objemová hmotnost, magnetická neutralita.



PASIVNĚ, SOCIÁLNĚ, EKOLOGICKY...

PassivHaus architekta Pascala Gontiera, který vyrostl v revitalizované ekologické čtvrti Fréquel-Fontarabi, je prvním pasivním bytovým domem v Paříži.



New Dash 8 Series

(Všetky práva vyhradené. Len pre reklamné účely.)

Zavolajte svojho špecialistu pre maximálnu produktivitu pri minimálnej spotrebe paliva.



Nové rýpadlá KOMATSU radu PC-8 zvyšujú úroveň požiadaviek priemyslu na rýpadlo s vynikajúcou ekonomikou prevádzky. Pod krytom motora nájdete motor Ecot3, navrhnutý a vyvinutý u firmy KOMATSU. Výkonný, s čistou prevádzkou a navyše ekonomický motor umožňuje znížiť spotrebu paliva až o 10%! Tieto jedinečné rýpadlá poskytujú bezkonkurenčné výhody. Nová kabína SpaceCab™ nie je len celosvetovo najbezpečnejšou kabínou rýpadla, ale je tiež najtichšou - tichá ako kabína priemerného osobného automobilu. Satelitný navigačný systém Komtrax s veľkým monitorom prináša do kabíny vodiča potrebné informácie a poskytuje kľud v práci. U značky KOMATSU tiež oceníte predĺžené intervaly údržby.
.....To sú vlastnosti našich rýpadel.



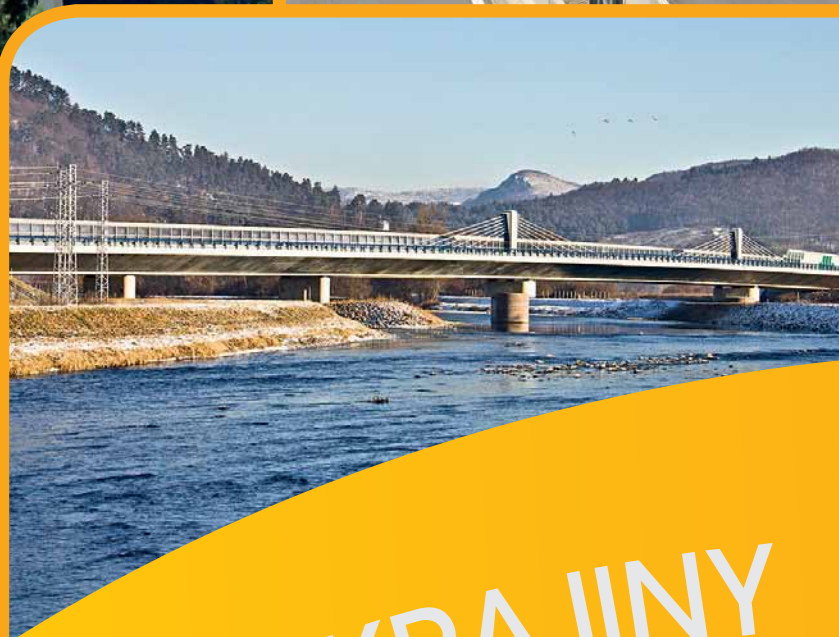
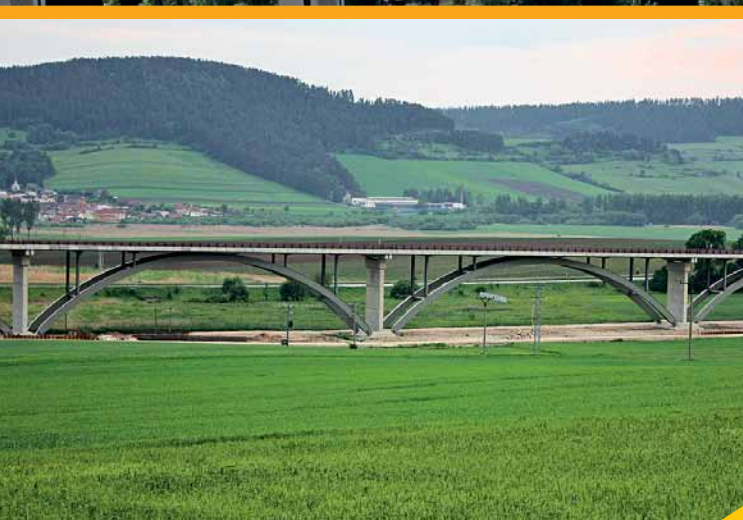
KOMATSU

KUHN-Slovakia s.r.o.

Kuhn-Slovakia, s.r.o., 903 01 Senec, Diaľničná cesta 16A, tel.: 02/6383 8509, 6383 8517, tel./fax: 02/6381 1097, e-mail: komatsu@kuhn.sk

KUHN-Bohemia a.s.

Kuhn-Bohemia a.s., 155 00 Praha 5- Stodůlky, Jeremiášova 947, tel.: +420 251613264, fax.: +420 251610211, e-mail: komatsu@kuhnbohemia.cz



SME SÚČAŠTOU KRAJINY

WE BELONG TO THE COUNTRY



NÁRODNÁ
DIAĽNIČNÁ
SPOLOČNOSŤ

www.ndsas.sk