

IS

INŽINIERSKE
STAVBY

#444
02/2026

INŽINIERSKE STAVBY JAGA

74. ročník • 2,60 € • 69 Kč
casopis.sk • casopis.cz



The Seventh International *fib* Congress and Exhibition LISBON, PORTUGAL

Národná správa SNK *fib*

National Report of the Slovak Republic





\ ALLPLAN Civil 2026

VAŠE BIM / CAD / AEC RIEŠENIE OD NÁVRHU PO VÝSTAVBU

S ALLPLAN Civil 2026 vstupujú projektanti a špecialisti na infraštruktúru do novej éry plne integrovaného a automatizovaného modelovania. Či už navrhujete mosty, cesty, tunely, zemné práce alebo križovatky, ALLPLAN Civil 2026 vám prináša maximálnu presnosť, spoľahlivosť a efektívnosť v každej fáze projektu – od prvotného návrhu až po realizáciu.

Prečo zvoliť ALLPLAN Civil 2026?

- > Špecializované nástroje pre efektívny návrh tunelov a dopravnej infraštruktúry
- > Precízne práce s komplexnými 3D modelmi pod plnou kontrolou
- > Výkonné nástroje na úpravu a modeláciu rozsiahlych zemných prác
- > Inteligentný návrh križovatiek s vyššou presnosťou a minimálnou potrebou úpravy
- > Prepojenie na programy pre statickú analýzu

www.allplan.com





www.vahostav.sk

ZODPOVEDNÝ
ZHOTOVITEĽ
INŽINIERSKYCH
STAVIEB

RESPONSIBLE
CONTRACTOR
OF ENGINEERING
CONSTRUCTIONS

- cesty
- mosty
- tunely
- železnice
- vodné stavby



- roads
- bridges
- tunnels
- railways
- water structures





SAGASTA

PROJEKČNÁ
A INŽINIERSKA
SPOLOČNOSŤ

- ZÁKLADNÉ PORADENSTVO (PRIMECONSULT)
- PROJEKTOVÝ MANAŽMENT STAVIEB
- PROJEKTOVÉ DOKUMENTÁCIE
- STAVEBNÝ DOZOR
- TECHNICKO-EKONOMICKÉ ŠTÚDIE
- VÝBEROVÉ KONANIA
- KONCEPČNÉ PLÁNOVANIE
- ÚZEMNÉ PLÁNOVANIE
- OBLASŤ ŽIVOTNÉHO PROSTREDIA
- INŽINIERSKA ČINNOSŤ

www.sagasta.cz

SAGASTA s.r.o.
Novodvorská 1010/14
142 00 Praha 4

SAGASTA SK s.r.o.
Vajnorská 100/B | Tower 2
831 04 Bratislava

Spoločlivý partner pre vaše stavby

Na Doka-debniace
systémy a technické
riešenia sa môžete vždy
spoločnúť. Vo všetkých
oblastiach výstavby.





**DIAGNOSTIKA A MONITORING
STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ
GEOTECHNICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PRÁCE
GEOLOGICKÝ A GEOFYZIKÁLNÍ PRŮZKUM
MONITORING ŽIVOTNÍHO PROSTŘEDÍ
GEODETICKÉ A INŽENÝRSKÉ PRÁCE**





Predhovor

Národná správa Betón na Slovensku 2022 – 2026 nadväzuje na tradíciu národných správ, ktoré sa spracúvali vždy pri príležitosti svetového kongresu združenia *fib* International (predtým FIP) – ten sa bude tento rok konať v Portugalsku v Lisabone.

V rámci našej Národnej správy by sme odbornej verejnosti radi predstavili najzaujímavejšie betónové stavby, ktoré sa postavili, stavajú alebo boli naprojektované v období ostatných štyroch rokov na Slovensku. Okrem stavieb uvádzame aj najzaujímavejšie výsledky výskumu univerzít a inštitúcií pôsobiacich v tejto oblasti. Národnou správou sa Slovensko prezentuje aj na svetovom kongrese *fib*. Ako jedna z mála krajín a členských organizácií FIP/*fib* sme pripravili vydania národných správ na všetky svetové kongresy od roku 1994.

Príspevky do Národnej správy boli vybrané z článkov a prezentácií z celoslovenskej konferencie Betón na Slovensku 2022 – 2026, ktorá sa uskutočnila v dňoch 26. a 27. februára 2026 v priestoroch hotela Elizabeth v Trenčíne. Tieto betonárske

konferencie organizuje Slovenský národný komitét od roku 1998. Konferencia sa konala pod záštitou JUDr. Ing. Jozefa Ráža, ministra MDV SR, a s podporou generálneho partnera podujatia, ktorým bola už tradične Slovenská komora stavebných inžinierov.

V rámci konferencie boli odovzdané medaily SNK *fib* za celoživotný prínos k rozvoju betónových konštrukcií, ktoré získali prof. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD., Ing. Katarína Táborská a Ing. Matúš Búci, ktorý dostal toto ocenenie „post mortem“, a prevzal ho jeho bývalý kolega. Okrem týchto ocenení boli udelené dve ceny za najlepšiu betónovú konštrukciu za roky 2022 – 2026 a dve ceny (Cena doc. Zvaru) za najlepšiu diplomovú prácu z oblasti betónových konštrukcií.

Pre účastníkov konferencie bola zorganizovaná exkurzia na vybrané objekty v rámci rekonštrukcie mostov ponad Váh a Biskupický kanál na ceste I/9 pri Veľkých Bierovciach. Bližšie informácie o konferencii aj činnosti SNK *fib* nájdete na webovej stránke www.fib-sk.sk.

Z vybraných príspevkov z konferencie sme následne zostavili Národnú správu. Jej cieľom je nielen propagovať prácu stavbárov a výskumníkov na Slovensku, ale zároveň uchovávať odborné dedičstvo tak, aby sa nezabudlo na tie najzaujímavejšie stavby, ktoré sa u nás postavili, a na projektantov, stavbárov a vedcov, ktorí pôsobili v oblasti betónového staviteľstva.

Záverom by som rád poďakoval všetkým autorom článkov, ako aj firmám, ktoré konferenciu a vydanie Národnej správy podporili. V neposlednom rade by som rád poďakoval celému Slovenskému národnému komitétu *fib* za ich prácu a podporu. Som presvedčený, že táto naša komunita pomáha k budovaniu dobrých vzťahov v rámci firiem, inštitúcií a univerzít a že tieto posilnené vzťahy, odovzdané skúsenosti a vedomosti posunú betónové staviteľstvo na Slovensku opäť o krok ďalej.

Doc. Ing. Peter Paulík, PhD.
prezident SNK *fib*

- 8 Novinky
News

AKTUÁLNE / CURRENT

- 14 Dostavba D3 na Kysuciach zmení sever Slovenska
The completion of the D3 motorway in the
Kysuce region will transform northern Slovakia

REALIZOVANÉ MOSTNÉ STAVBY / REALIZED BRIDGE STRUCTURES

- 18 Výstavba úseku R2 Kriváň – Mýtina
Construction of the expressway
R2 Kriváň – Mýtina
- 26 Mostná estakáda na rýchlostnej ceste
R2 Kriváň – Mýtina
Elevated R2 expressway section Kriváň – Mýtina
- 30 Viadukt Kriváň – Mýtina na rýchlostní
komunikaci R2
Viaduct Kriváň – Mýtina on the expressway R2
- 36 Viadukt dálnice D1 u obce Turie – most 202
Viaduct of the motorway D1 near a village
Turie – Bridge 202
- 40 Viadukt dálnice D1 nad svážným územím – most 204
Viaduct of motorway D1 over the landslide
area – Bridge 204
- 44 Mostný objekt SO 201-00 budovaný technológiou
výsuvnej skruže v rámci I. etapy R4 Severného
obchvatu Prešova
Bridge structure SO 201-00 constructed using the
incremental launching method as part of Phase I
of the R4 Prešov Northern Bypass
- 54 Tri prefabrikované klenbové mosty na stavbe D3
Zelený most Svrčinovec
Three prefabricated arch bridges on the D3
Svrčinovec green bridge project
- 64 Rýchlostná cesta R3, Tvrdošín – Nižná, stavebné
objekty mostov 206, 210, 211, 212
R3 Expressway, Tvrdošín – Nižná, bridge
structures 206, 210, 211, 212
- 70 Realizácia mosta ŠRT – Valaliky
Construction of the ŠRT Bridge – Valaliky
- 74 Priečny zásun mosta pri Valalikoch
Transverse bridge extension near Valaliky
- 78 Ekologický betón na R2 Kriváň – Mýtina
Eco-friendly concrete for R2 Kriváň – Mýtina
- 82 Dvorecký most – technická výzva v srdci Prahy
Dvorecký bridge – a technical challenge
in the heart of Prague
- 86 Integrované spriahnuté ocelobetónové mosty
ako trvácne riešenie mostných konštrukcií
Integrated steel-concrete composite bridges
as a durable solution for bridge structures

MOSTY VO VÝSTAVBE / BRIDGES UNDER CONSTRUCTION

- 94 Výstavba mostov na diaľnici D1 Bratislava –
Triblavina, rozšírenie
Construction of bridges on the Bratislava –
Triblavina D1 motorway section
(road widening and extension)

- 102 Nový cestný nadjazd na Ulici 1. mája v Žiline
A new road overpass on 1. May Street in Žilina
- 110 Rekonštrukcia mostov ponad Biskupický kanál
a Váh na ceste I/9 vo Veľkých Bierovciach
Reconstruction of the bridges over the Biskupice
Canal and the Váh river on road I/9 in Veľké Bierovce

OPRAVY A REKONŠTRUKCIE / REPAIRS AND RECONSTRUCTIONS

- 120 Komplexná rekonštrukcia Marcheggského
viaduktu v žkm 37,910
Comprehensive reconstruction of the Marchegg
viaduct at km 37.910

DIAGNOSTIKA A MONITORING / DIAGNOSTICS AND MONITORING

- 128 Diagnostika predpätia a online monitoring mosta
pri Slovenskej Lupči
Diagnostics of post-tensioning tendons and online
monitoring of the bridge near Slovenská Lupča
- 134 Súčasný poznatky o príčinách zlého technického
stavu dodatočne predpätých priehradových väzníkov
Current insights into the causes of poor technical
condition of post-tensioned truss beams
- 140 Metódy skúšok na stavebne dokončených pilótach
Testing methods quality verification
of constructed piles

VEDA A VÝSKUM / SCIENCE AND RESEARCH

- 146 Výskum v oblasti predpätých betónových
konštrukcií na STU Bratislava v rokoch 2022 – 2026
Research on prestressed concrete structures
at STU Bratislava in 2022 – 2026
- 152 Experimentálny výskum využitia
recyklovaných materiálov v betóne na Slovensku
v rokoch 2022 – 2025
Experimental study on the application
of recycled materials in concrete in Slovakia
in the years 2022 – 2025
- 162 Význam pH prostredia na koróziu betonárskej
výstuže a presnejšiu identifikáciu poškodenia
Importance of pH environment on concrete
reinforcement corrosion and more accurate
identification of damage
- 168 Výskum v oblasti vystužovania a zosilňovania FRP
výstužou na SvF STU v Bratislave
Research in the field of reinforcing
and strengthening with FRP reinforcement
at the FCE STU in Bratislava
- 174 MC-CLDS model ako nástroj na hodnotenie životnosti
betónových konštrukcií
The MC-CLDS Model as a tool for assessing
the service life of concrete structures
- 180 Inovatívne využitie hlavových trňov v mostoch
Innovative applications of headed bars in bridges

TUNELY / TUNNELS

- 184 Tunel Višňové – najdlhší cestný tunel na Slovensku
Višňové Tunnel – the longest road tunnel in Slovakia



REALIZOVANÉ MOSTNÉ STAVBY / REALIZED BRIDGE STRUCTURES

Mostná estakáda na R2 Kriváň – Mýtina
Elevated R2 expressway section Kriváň – Mýtina



REALIZOVANÉ MOSTNÉ STAVBY / REALIZED BRIDGE STRUCTURES

Mostný objekt SO 201-00 budovaný technológiou výsuvnej skruže v rámci I. etapy R4 Severného obchvatu Prešova
Bridge structure SO 201-00 constructed using the incremental launching method as part of Phase I of the R4 Prešov Northern Bypass



REALIZOVANÉ MOSTNÉ STAVBY / REALIZED BRIDGE STRUCTURES

Realizácia mosta ŠRT – Valaliky
Construction of the ŠRT Bridge – Valaliky



MOSTY VO VÝSTAVBE / BRIDGES UNDER CONSTRUCTION

Rekonštrukcia mostov ponad Biskupický kanál a Váh na ceste I/9 vo Veľkých Bierovciach
Reconstruction of the bridges over the Biskupice Canal and the Váh river on road I/9 in Veľké Bierovce

26

44

70

110

INŽINIERSKE STAVBY / INŽENÝRSKÉ STAVBY 2/2026

Vedecko-odborný recenzovaný časopis

Ročník: 74

Vychádza: 6-krát ročne

Vyšlo: 15. 5. 2026

Cena: 2,60 € / 69 Kč

Vydáva: JAGA GROUP, s. r. o.

Lamačská cesta 45, 841 03 Bratislava

IČO: 35705779

tel.: 02/50 200 200

Redakcia: Ing. Silvia Friedlová

tel.: 0903 516 165, silvia.friedlova@jaga.sk

Medzinárodná redakčná rada:

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

prof. Dipl. Ing. Dr. Vladimír Benko, PhD.

Slovenská komora stavebných inžinierov

Ing. Filip Bušina, Ph.D., MBA, MGTU STANKIN

Ing. Igor Choma, Ministerstvo dopravy SR

Ing. Richard Púček, VÁHOSTAV, a. s.

Ing. Igor Jakubík, DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Ing. Branislav Lukáč, STRABAG, s. r. o.

Ing. Pavol Kováčik, Ph.D., MBA

Zväz stavebných podnikateľov Slovenska

Ing. Dušan Mráz, Doprastav, a. s.

prof. Ing. Ludovít Naď, CSc., iS-Konzult, s. r. o.

doc. Ing. Peter Paulík, Ph.D., prezident SNK fib,

Stavebná fakulta STU v Bratislave

Ing. Slavomír Podmanický, PSKD

prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.

Produkcia: Jana Štefániková

tel.: 02/50 200 264, jana.stefanikova@jaga.sk

Inzercia: Juraj Vilkovský – produktový manažér

02/50 200 222, 0903 246 321

juraj.vilkovsky@jaga.sk

Ludmila Prekalová, 0903 592 378

ludmila.prekalova@jaga.sk

Katarína Lipovská, 0903 288 511

katarina.lipovska@jaga.sk

Jaroslava Laššáková, 0903 245 665

jaroslava.lassakova@jaga.sk

Veronika Uhrínová, 0902 982 999

veronika.uhrinova@jaga.sk

Jazyková úprava: Táňa Mirza Macháčová, Pavla Rožničková

Grafická úprava: Miroslava Čačaná

Tlač: Triangl a.s.

Predplatné v SR: L. K. Permanent, s. r. o.

pošt. priech. 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. Vydavateľstvo nemá

právnú zodpovednosť za obsah inzercie a advertoriálov.

Vedecko-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

Foto na titulnej strane: R2 Kriváň – Mýtina;

zdroj: Doprastav, a. s.

Ďalšie číslo vyjde 29. 6. 2026

© JAGA GROUP, s. r. o.

Právo na opravu: Žiadosť o uverejnenie opravy podľa zákona

189/2025 Z. z. môžete spoločnosti JAGA GROUP, vydavateľovi

časopisu IS, poslať na emailovú adresu opravy@jaga.sk.

Pred poslaním žiadosti si, prosím, naštudujte ustanovenia

zákona o tom, v akých prípadoch možno žiadať opravu.

Žiadosť o uverejnenie opravy musí byť písomná a musí obsahovať:

■ identifikáciu vydania (resp. url adresu webovej stránky),

kde bolo skutkové tvrdenie uverejnené

■ popis skutkového tvrdenia s uvedením, v čom je skutkové

tvrdenie nepravdivé alebo neúplné a v čom zasahuje do čí, dôstojnosti

alebo súkromia fyzickej osoby alebo do dobrej

povesť právnickej osoby

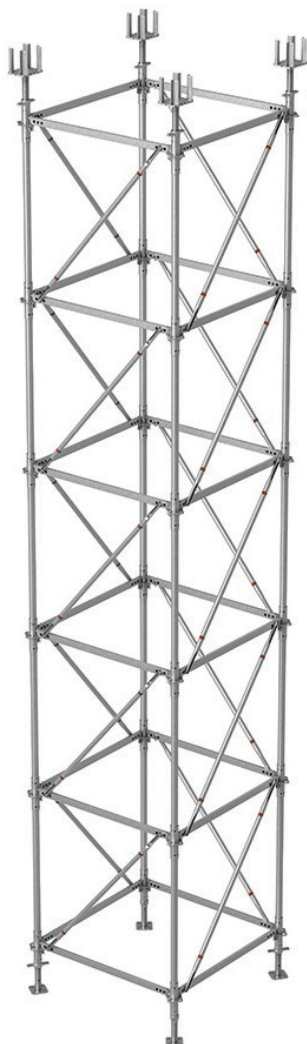
■ uvedenie pravdivého alebo úplného skutkového tvrdenia

■ návrh znenia opravy.

Systém podpěrných věží PERI UP Flex MD

Systém podpěrných věží PERI UP Flex MD nachází uplatnění zejména v inženýrském stavitelství při realizaci mostovek a těžkých monolitických konstrukcí. S maximálním zatížením až 100 kN na sloupek a tuhým styčnickovým spojením nabízí výjimečnou stabilitu. Výhodou je plná kompatibilita se stavebnicí PERI VARIOKIT, což umožňuje vytvářet komplexní nosná řešení. Flexibilní rastr zajišťuje bezpečný přenos sil i u atypických tvarů. Jednoduchá logika montáže s minimem komponent zvyšuje efektivitu práce a minimalizuje chyby při realizaci, čímž přispívá k bezpečnosti a hospodárnosti inženýrských staveb.

www.peri.cz



OSMA přináší na trh novinku: plnostěnnou PVC trubku SN 12

Společnost Ostendorf – OSMA rozšiřuje své produktové portfolio o novou plnostěnnou PVC trubku s kruhovou tuhostí SN 12. Novinka reaguje na rostoucí požadavky trhu na vyšší mechanickou odolnost, spolehlivost a dlouhou životnost kanalizačních systémů. Plnostěnná konstrukce trubky SN 12 zajišťuje mimořádnou pevnost a stabilitu i při vysokém statickém a dynamickém zatížení. Díky zvýšené kruhové tuhosti je ideálním řešením pro náročné instalace, například v oblastech s vysokým dopravním zatížením nebo ve větších hloubkách uložení.

HLAVNÍ VÝHODY NOVÉ PVC TRUBKY SN 12:

- ▶ vysoká kruhová tuhost SN 12
- ▶ plnostěnná konstrukce pro maximální odolnost
- ▶ dlouhá životnost a vysoká chemická odolnost

- ▶ jednoduchá manipulace a montáž
- ▶ kompatibilita se stávajícím systémem OSMA

Nový produkt potvrzuje dlouhodobý závazek společnosti Ostendorf – OSMA přinášet na český trh inovativní, kvalitní a spolehlivá řešení pro gravitační kanalizační systémy. Více na <https://kanalizacezplastu.cz/clanky/plnostenna-trubka-osma-vollwand-sn-12>.

Zdroj: Ostendorf – OSMA



Diaľničný most na D1 pri Bratislave je dokončený

Práce na diaľničnom moste nad železnicou na D1 pri Bratislave sa skončili podľa plánu. Vďaka tomu sa motoristi v smere na Trnavu už môžu napojiť na diaľnicu z cesty I/61 pri Vajnorskom jazere. Rovnako je vodičom k dispozícii aj vetva z D1 na D4 v smere na Jarovce.

Už pred koncom apríla mohli začať motoristi využívať obojsmerne

zrekonštruovaný a rozšírený ťah D1 pri Bratislave. Vďaka miestami osemprúdovej diaľnici sa významne zvýšila bezpečnosť a plynulosť cestnej premávky pri vstupe do hlavného mesta či výstupe z neho. Zásadným spôsobom sa predovšetkým znížilo riziko kolón v križovatke Bernolákovo.

Zdroj: NDS, a. s.



Pracujeme pre ľudí.
Sme súčasťou riešení.
Tvoríme budúcnosť.
#buildingeverbetter



swietelsky.sk

Krivánska estakáda získala prestížne ocenenie na Stavbe roka

V údolí Krivánskeho potoka môžu motoristi už pol roka využívať na presun autom jedinečný most, ktorý je súčasťou rýchlostného ťahu R2. Ide o najdlhšiu estakádu na Slovensku, ktorá zároveň patrí medzi najdlhšie aj v stredoeurópskom meradle. Táto dominantná cestná stavba sa momentálne pýši už aj titulom stavby roka v kategórii inžinierskych stavieb, kde sa jej podarilo získať hlavnú cenu.

Krivánsky most je celkovo dlhý takmer 4,5 kilometra a pozostáva z troch častí. Výnimočný bol aj spôsob výstavby estakády, použili sa tri rozličné technológie: výsvuná skruž, letmá betonáž a vysúvanie mosta. Pohľad na túto mohutnú stavbu bol pre miestnych atraktívny už počas výstavby. V súčasnosti majú motoristi prechádzajúci krivánskou estakádou k dispozícii jeden z najkrajších výhľadov, ktoré možno na slovenských cestách vidieť.

Z pohľadu Národnej diaľničnej spoločnosti, ktorá sa stará o sieť diaľnic a rýchlostných ciest, je vždy na



prvom mieste funkčnosť a technické riešenie cesty. Krivánska estakáda je však výnimočná aj na pohľad, a to nielen u nás, ale aj v celej strednej Európe. Slovensko sa môže pochváliť množstvom prírodných krás a práve táto výrazná stavba v našej správe ich doplní vďaka pôsobivým výhľadom na okolitú krajinu a zaradí sa medzi najatraktívnejšie rýchlostné úseky. Rýchlostnú cestu R2 Kriváň – Mýtna odovzdali diaľničári do prevádzky

20. novembra 2025. Keďže je to úsek, ktorý plynulo nadväzuje na existujúce ťahy z oboch smerov, nákladní motoristi si naň rýchlo zvykli a veľmi rýchlo prešla na rýchlostnú cestu drvivá väčšina ťažkej nákladnej dopravy. Hovoríme o zhruba 94 % nákladných vozidiel, ktoré po otvorení nového úseku už nezaťažujú cestu I/16.

Zdroj: NDS, a. s.

Dodatečné zesílení konstrukcí pomocí uhlíkových kompozitů (CFRP)

Mnoho betonových stavebních objektů bylo navrženo pro zatížení a užívání, která jsou dnes daleko překonána. Rostoucí výskyt dopravy, změny ve využívání nebo jednoduše postupný proces stárnutí vedou k tomu, že je ohrožena jejich statika. Dodatečné zesílení stavebních částí pomocí systémů uhlíkových kompozitů (CFRP) ukazuje, jak lze stávající stavební objekty modernizovat a připravit na budoucnost s minimálním zásahem.

V praxi se projektanti nosných konstrukcí při dodatečném vyztužování stavebních částí často uchylují k dodatečným ocelovým nosníkům nebo stříkanému betonu s přidáním výztuže. Tyto metody jsou osvědčené, přinášejí s sebou však značné nevýhody. Vyžadují prostor, zvyšují hmotnost a mění geometrii konstrukcí. Navíc jsou tato opatření také časově náročná.

CFRP JAKO MODERNÍ ALTERNATIVA

Alternativu zde nabízejí uhlíkové kompozity (CFRP). Umožňují cílené zesílení přesně tam, kde je to ze statických důvodů potřeba: v kritických tahových zónách betonových stavebních částí. V závislosti na požadavcích na výztužné opatření se systémy CFRP používají buď jako lamely, nebo jako flexibilní uhlíkové tkaniny (CF). Obě varianty se vyznačují velmi nízkou vlastní hmotností, vysokou pevností v tahu a minimálními instalačními výškami.

RYCHLÝ POSTUP STAVBY DÍKY NÍZKÉ HMOTNOSTI

Další praktickou výhodou systémů CFRP je jejich snadná manipulace. Na základě nízké hmotnosti nejsou nutná žádná nákladná technická opatření. Výztuže z uhlíkových vláken (CFRP) jsou navíc zatížitelné již po několika málo dnech. To



výrazně snižuje náklady na personál a dobu výstavby.

PRAKTICKÉ A VŠESTRANNÉ POUŽITELNÉ

Systémy CFRP prokazují své silné stránky zejména při složitých geometriích. Pružné tkaniny z uhlíkových vláken (CF) jsou ideálně vhodné pro sloupy, kulaté nádoby nebo zakřivené komponenty. Jsou položeny celoplošně kolem stavební části a aktivují díky omotání víceosou únosnost betonu. Lamely z kompozitu vyztuženého uhlíkovými vlákny se nabízejí k zesílení dalších inženýrských staveb, jako jsou mosty nebo objekty v oblasti pozemních staveb. ■

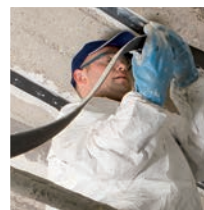


BE SURE. BUILD SURE.

ZESILOVÁNÍ KONSTRUKCÍ VE VŠECH DIMENZÍCH

CFRP lamely a tkaniny od MC

- Zesílení na ohyb a tah
- Zesílení na smyk
- Zesílení sloupů



EXPERTISE
STRUCTURAL STRENGTHENING

MC-Bauchemie s.r.o. · mc-bauchemie.cz

MC

BE SURE, BUILD SURE.



TVORÍME
BUDÚCNOSŤ

PROJEKTOVANIE

DOZOR

REALIZÁCIE



AMBERG ENGINEERING SLOVAKIA, s.r.o.
Somolického 1/B, 811 06 Bratislava

tel.: +421 2 5930 8261
e-mail: info@amberg.sk

www.amberg.sk

AMBERG
ENGINEERING

SBM
MINERAL PROCESSING

DYNAMIX® 2500
mobilní betonárna

STAVĚJTE NA
UDRŽITELNOSTI

šetřete náklady na likvidaci
zbytkového betonu a kalové vody
a proměňte je v cenné suroviny

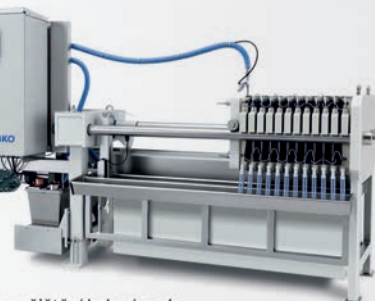


ALPAM

oficiální zastoupení SBM a Bibko
pro Česko a Slovensko

BIBKO
SYSTEM
CLEARPRESS

komorový filtrační lis na čištění kalové vody



Rok s novým stavebným zákonom

Čísla potvrdzujú, že výstavba na Slovensku prechádza zásadnou zmenou. Pred viac ako rokom, 1. apríla 2025, nadobudol účinnosť nový stavebný zákon, ktorý priniesol najvýznamnejšiu reformu v oblasti výstavby na Slovensku za takmer polstoročie. Úrad pre územné plánovanie a výstavbu SR od prvého dňa aktívne implementoval nové pravidlá do praxe. Zároveň spustil Portál výstavby, v ktorom eviduje viac ako 31-tisíc žiadostí, začal vykonávať štátny stavebný dohľad, v rámci ktorého prijal viac ako 6-tisíc podnetov, a tiež pripravil šesť vyhlášok. Zabezpečil aj personálne kapacity pre plynulý výkon rozšírenej agendy a systematicky vzdelával odbornú verejnosť. Nový stavebný zákon priniesol zásadné zmeny v stavebných procesoch. Jednou z najvýznamnejších bolo zlúčenie povolovacích konaní do jedného konania o stavebnom zámere. Zároveň sa rozšíril okruh stavieb, pri ktorých postačuje ohlásenie. K urýchleniu procesov povolovania výrazne prispelo uplatňovanie takzvanej „fikcie súhlasu“, teda opatrenia proti nečinnosti dotknutých orgánov. Aj vďaka tomu boli zrealizované už prvé kolaudácie stavieb podľa nových pravidiel.

PORTÁL VÝSTAVBY

Kľúčovou zmenou, ktorá zásadne ovplyvnila doterajšiu prax, je elektronizácia procesov vo výstavbe. Tá znižuje administratívnu záťaž a zefektívňuje doručovanie a komunikáciu medzi dotknutými subjektmi. V deň účinnosti novej stavebnej legislatívy spustil úrad Portál výstavby, ktorý je významným krokom k budúcej digi-



talizácii stavebného sektora. Po roku jeho fungovania sa portál postupne stáva dôležitou súčasťou stavebných procesov, čo potvrdzujú aj štatistiky. „Plný efekt prínosov a pozitív stavebného zákona si vyžaduje čas. Jedným z prvých hmatateľných výsledkov je Portál výstavby, ktorý má už viac ako 10-tisíc používateľov, pričom každý nový mesiac nám potvrdzuje nárast elektronického podávania žiadostí. Aktuálne ich v ňom evidujeme takmer 31-tisíc. Naším cieľom je, aby práca s portálom bola pre všetky dotknuté subjekty čo najjednoduchšia a najefektívnejšia,“ povedal Milan Valašík, predseda Úradu pre územné plánovanie a výstavbu SR.

BUDOVANIE STAVEBNEJ INŠPEKCIE

Od účinnosti nového stavebného zákona takisto zanikla Slovenská stavebná inšpekcia. Všetky kompetencie stavebných úradov miest a obcí či stavebnej inšpekcie v oblasti štátneho stavebného dohľadu prešli pod úrad. Nové podania na výkon štátneho stavebného dohľadu tak už neriešia

stavebné úrady miest a obcí, ale regionálne úrady Úradu pre územné plánovanie a výstavbu SR. V súvislosti s rozšírením agendy úrad posilnil svoje personálne kapacity vrátane stavebných inšpektorov na každom z jeho ôsmich regionálnych pracovísk. „Stavebné inšpektoráty sme budovali od základov. Napriek tomu sa nám od začiatku výkonu štátneho stavebného dohľadu našimi regionálnymi úradmi podarilo uzavrieť už viac ako 3-tisíc podnetov. Celkovo sme ich prijali okolo 6-tisíc. Po viac ako roku môžeme konštatovať, že ide o plnohodnotne fungujúcu a personálne stabilizovanú súčasť nášho úradu,“ povedal Milan Valašík, predseda Úradu pre územné plánovanie a výstavbu SR.

VZDELÁVANIE A METODICKÁ PODPORA

Aby bol prechod na nové pravidlá čo najplynulejší, úrad aktívne pristúpil k vzdelávaniu tých, ktorých sa týka nová legislatíva. Počas viac ako roka vyškolil po celom Slovensku takmer 10-tisíc účastníkov vzdelávacích aktivít. Pravidelne im približoval nielen nový stavebný zákon a súvisiace vyhlášky, ale aj to, ako naplno využívať všetky dostupné funkcionality Portálu výstavby. Okrem toho úrad pokračuje v individuálnom metodickom usmerňovaní dotknutých subjektov. Rovnako realizuje odborné vzdelávanie a skúšky pre zamestnancov stavebných úradov a stavebných inšpektorov s cieľom zabezpečiť ich odbornú kvalifikáciu. Úrad poskytuje podporu aj prostredníctvom infolinky, ktorú na dennej báze kontaktuje odborná či laická verejnosť. Celkovo prijal úrad od účinnosti nového stavebného zákona viac ako 9-tisíc telefonátov a takmer 7-tisíc e-mailov k agende súvisiacej so stavebnou legislatívou. Zároveň vydal viacero metodických usmerení a pripravil šesť vykonávacích vyhlášok, z ktorých štyri už nadobudli účinnosť. V súčasnosti sa v legislatívnom procese nachádza novela nového stavebného zákona, ktorá reflektuje aj poznatky z aplikačnej praxe naprieč celým stavebným sektorom. Jej cieľom je ďalšie zjednodušenie a zefektívnenie stavebných procesov pre všetky zúčastnené strany.



Program Slovensko 2021 – 2027: Rezort dopravy lídrom v čerpaní eurofondov

Ministerstvo dopravy SR potvrdzuje svoju dlhoročnú silnú pozíciu pri investovaní eurofondov v rámci Programu Slovensko. Rezort patrí dlhodobu medzi najvýkonnejšie ministerstvá, pričom dosahuje výrazné výsledky v celkovom objeme finančných prostriedkov vyhlásených vo výzvach, v zazmluvňovaní aj v čerpaní finančných prostriedkov.

K 31. marcu 2026 vyhlásilo ministerstvo spolu 30 výziev v celkovom objeme 3,08 miliardy eur, čo predstavuje až 91 % alokácie rezortu. Zároveň sa podarilo podpísať zmluvy na projekty v hodnote 2,49 miliardy eur a vyčerpať viac ako 591 miliónov eur. Ministerstvo dopravy SR tak s predstihom splnilo kľúčový mílnik kontrahovania, ktorý bol pôvodne stanovený až na koniec roka 2026. Tieto výsledky premieňa rezort dopravy na konkrétne projekty – modernizáciu železníc, výstavbu ciest a podporu verejnej osobnej dopravy v regiónoch aj mestách.

ŽELEZNICE

V rámci rozvoja siete TEN-T sa Program Slovensko sústreďuje na hlavné koridory smerom na východ a sever.

- **Kľúčové stavby:** Prioritou je modernizácia trate v úseku Poprad Tatry (mimo) – Vydrník.
- **Regionálna doprava:** Na modernizáciu regionálnych tratí, napríklad

dispečerizáciu úseku Prešov – Strážske, a na nákup nových hybridných elektrických jednotiek je vyčlenených viac ako 179 miliónov eur. Na železničnej zastávke Nové Košariská sa zrekonštruujú kolaje a výhybky.

- Obnovia sa viaceré železničné stanice, napríklad Hlavná stanica v Bratislave, ďalej v Žiline, Trenčíne či vo Vrútkach.

CESTY

- V rámci Programu Slovensko je zabezpečené financovanie pre všetky tri úseky diaľnice D3 na Kysuciach. Konkrétne ide o úseky Žilina, Brodno – Kysucké Nové Mesto, Kysucké Nové Mesto – Oščadnica a Oščadnica – Čadca, Bukov, II. polprofil. Hodnota európskych grantov dosahuje spolu viac ako miliardu eur. Realizácia týchto projektov má za cieľ zásadne zlepšiť každodenné cestovanie obyvateľov, ale tiež dobudovať severojužné prepojenie v rámci Európy.
- Úsek R2 Košice, Šaca – Košické Oľšany, II. úsek patrí medzi významné dopravné projekty podporené z eurofondov v rámci Programu Slovensko, pričom od septembra 2025 slúži motoristom.
- Cesty I. triedy: Na výstavbu a modernizáciu ciest a mostov na cestách I. triedy je vyhradených takmer 241 miliónov eur. Z týchto zdrojov napreduje výstavba dôležitých obchvatov miest Sabinov, Šaľa a Prievidza. Očakáva sa spustenie výstavby obchvatu mesta Stropkov.



VEREJNÁ OSOBNÁ DOPRAVA

V Bratislave a jej okolí sa realizujú významné projekty zamerané na rozvoj električkovej dopravy. Ide najmä o výstavbu Petržalskej radiály, modernizáciu Ružinovskej radiály či obstaranie 20 nových električiek. Súčasťou investícií je aj modernizácia údržbovej základne v Krasňanoch, budovanie prestupných terminálov, nových vlakových zastávok a záchytných parkovísk. Viaceré projekty sú už ukončené a slúžia cestujúcej verejnosti.

V Žiline sa podpora sústreďuje na ekologizáciu a rozšírenie mestskej hromadnej dopravy. Projekty zahŕňajú nákup štyroch nových nízko-podlažných ekologických autobusov, výstavbu nových trolejbusových tratí, obstaranie 12 trolejbusov a modernizáciu údržbovej základne na správu vozidiel.

Košice a ich širšie okolie realizujú modernizáciu električkových tratí v dĺžke 3,8 kilometra, ako aj obnovu vozového parku prostredníctvom 30 nových ekologických autobusov. Investície smerujú aj do modernizácie údržbovej infraštruktúry, čo prispeje k efektívnejšej prevádzke dopravných systémov.

V Prešove sa projekty zameriavajú na modernizáciu a výstavbu trolejbusových tratí, nákup deviatich nových trolejbusov a obnovu údržbovej základne, čím sa posilňuje kapacita a kvalita mestskej dopravy. ■

Autor a zdroj fotografií: MD SR



Dostavba D3 na Kysuciach zmení sever Slovenska

Diaľnica D3 na Kysuciach patrí medzi najvýznamnejšie dopravné investície súčasnosti. Trojica chýbajúcich úsekov – Žilina, Brodno – Kysucké Nové Mesto, Kysucké Nové Mesto – Oščadnica a Oščadnica – Čadca, Bukov, II. polprofil – predstavuje spolu približne 26 kilometrov novej diaľničnej infraštruktúry. Ich význam je nielen celoštátny, ale aj európsky: po dokončení posilnia severojužné prepojenie Slovenska v trase D1 – D3, zlepšia napojenie na Poľsko a Českú republiku a odbremení jeden z dopravne najzaťaženejších koridorov v krajine.

T/F: Ministerstvo dopravy SR



Investorom je Národná diaľničná spoločnosť, ktorá podpísala zmluvy so zhotoviteľmi 30. septembra 2025. Cieľový termín dokončenia celého koridoru je rok 2029, pričom financovanie výstavby zabezpečilo Ministerstvo dopravy SR z fondov Európskej únie v rámci Programu Slovensko 2021 – 2027.

DLH CHÝBAJÚCEJ INFRAŠTRUKTÚRY

Kysuce patria dlhodobo medzi územia, kde sa prejavuje absencia kapacitnej cestnej infraštruktúry. Doprava tu vo veľkej miere vedie po ceste I/11, ktorá popri miestnej obsluhu plní aj funkciu významnej medzinárodnej tranzitnej trasy. Výsledkom je preťaženie, znížená plynulosť premávky, vyššia nehodovosť, hluková záťaž aj zhoršené životné podmienky v mestách a obciach, cez ktoré tranzit prechádza. Práve dobudovanie D3 má tento stav zásadne zmeniť a presmerovať rozhodujúcu časť dopravy na komunikáciu zodpovedajúcu významu územia aj intenzitám dopravných prúdov.

Význam D3 pritom presahuje hranice regiónu. Ide o súčasť európskeho multimodálneho dopravného koridoru a transeurópskej doprav-

nej siete, teda o spojenie, ktoré má zásadný význam pre vnútroštátnu mobilitu aj medzinárodné hospodárske vzťahy. Koridor tvorí súčasť základnej siete TEN-T a po dokončení sa stane prvým diaľničným prepojením cez masív Karpát v tomto koridore – strategickým článkom medzi prístavmi Baltického a Jadranského mora.

TRI ÚSEKY, JEDEN STRATEGICKÝ ZÁMER D3 Žilina, Brodno

– Kysucké Nové Mesto

Tento úsek je najdlhším z trojice, má dĺžku 10,67 kilometra. Zmluvná cena je 398,7 milióna eur bez DPH. Ide o technicky mimořiadne náročnú stavbu vedenú v úzkom priestore rieky Kysuca, železničnej trate a existujúcich komunikácií. Zahŕňa 16 mostov, rozsiahle protihlukové opatrenia a významným prvkom je aj ekodukt v priestore Kysuckej brány. Práve tento úsek dobre ukazuje, že moderná diaľničná výstavba dnes nie je len o samotnom telese komunikácie, ale o komplexnom technickom riešení územia vrátane preložiek ciest, úprav inžinierskych sietí, mostných objektov aj opatrení na ochranu okolia.

D3 Kysucké Nové Mesto – Oščadnica

Nadväzuje na prvý úsek a má dĺžku 9,625 kilometra. Zmluvná cena je 261,3 milióna eur bez DPH. Trasa je navrhnutá ako štvorprúdová smerovo rozdelená komunikácia, prevažne v tesnom súbehu s dnešnou I/11. Stavba zahŕňa 22 mostov, križovatku a odpočívadlo Krásno nad Kysucou aj ďalšie vyvolané úpravy. Náročnosť realizácie zvyšuje stiesnený údolný priestor aj potreba etapizovať výstavbu tak, aby doprava v území bola zachovaná aj počas prác. Mimoriadnu pozornosť si vyžiada tiež budovanie križovatkového uzla Krásno nad Kysucou vrátane zásahov do existujúcich mostných objektov.

D3 Oščadnica – Čadca, Bukov, II. polprofil

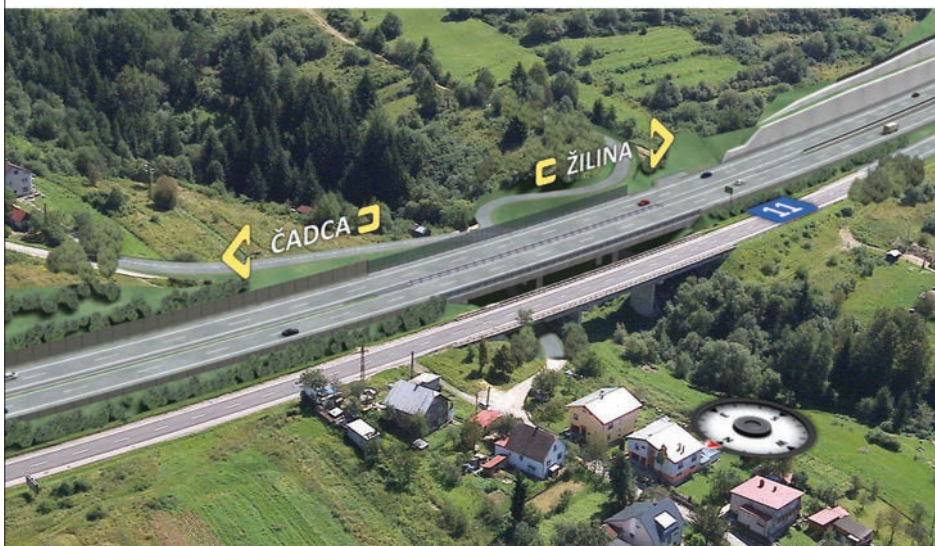
Tretí projekt predstavuje dostavbu existujúceho polprofilu na plnohodnotné diaľničné riešenie. Na rozdiel od ostatných dvoch úsekov realizovaných podľa Červenej knihy FIDIC



D3 Kysucké Nové Mesto – Oščadnica

sa tento úsek realizuje formou Žltej knihy – teda ako design-build, čiže zhotoviteľ projekt navrhuje, povolí aj postaví vo vlastnej réžii. Kľúčovou súčasťou stavby je výstavba pravej tunelovej rúry tunela Horelica a rekonštrukcia jestvujúcej ľavej

rúry. Úsek má dĺžku 5,329 kilometra, zmluvná cena je 230,4 milióna eur bez DPH. Zahŕňa nové aj rekonštruované mostné objekty, odpočívadlo, stredisko správy a údržby diaľnice aj rozsiahle protihlukové opatrenia. Práve tunel Horelica je dominantou



D3 Oščadnica – Čadca, Bukov, II. polprofil

tohto úseku. Po dokončení sa odstránia súčasné kapacitné obmedzenia a výrazne sa zvýši bezpečnosť aj spoľahlivosť prevádzky v priestore Čadce.

EUROFONDY AKO PREDPOKLAD REALIZÁCIE

Výstavba kysuckej D3 je ukázkovým príkladom toho, aký význam má európske financovanie pri realizácii veľkých verejných investícií. Ministerstvo dopravy SR zabezpečilo pre jednotlivé úseky nenávratný finančný príspevok z fondov Európskej únie v rámci Programu Slovensko 2021 – 2027. Celkové oprávnené výdavky dosahujú 447,1 milióna eur pre úsek Žilina, Brodno – Kysucké Nové Mesto, 294,3 milióna eur pre úsek Kysucké Nové Mesto – Oščadnica a 260,6 milióna eur pre úsek Oščadnica – Čadca, Bukov, II. polprofil. Opráv-

nené výdavky zahŕňajú nielen výdavky na stavebné práce, ale aj súvisiace náklady projektu (napr. projektovú dokumentáciu či stavebný dozor). Z Programu Slovensko sú tak na dostavbu diaľnice D3 podpísané zmluvy o financovaní v celkovej sume viac ako miliarda eur, z toho 85 % pochádza z EÚ zdrojov a 15 % zo štátneho rozpočtu.

PRÍNOS, KTORÝ PRESIAHNE HRANICE STAVENISKA

Prínosy D3 sa po jej dokončení nebudú merať iba v kilometroch novej komunikácie. Kľúčový efekt prinesie presun tranzitu mimo zastavaných území, zvýšenie plynulosti dopravy a zníženie dopravných bezpečnostných rizík. V obciach a mestách na Kysuciach sa očakáva citelný pokles intenzít osobnej aj nákladnej dopravy. Podľa analýz NDS možno pri Oškerde očakávať

pokles o viac ako 12 000 osobných a 6 000 nákladných vozidiel za 24 hodín, v ostatných obciach na trase sa zníženie pohybuje v tisícoch vozidiel denne.

Rovnako podstatné sú environmentálne opatrenia, ktoré sú súčasťou jednotlivých stavieb. Patria k nim protihlukové steny, ekodukty, úpravy podporujúce migráciu zveri, opatrenia na zachovanie hydrologického režimu územia, ako aj riešenia pre obojživelníky a drobnú faunu.

NOVÁ DOPRAVNÁ REALITA SEVERU

Všetky tri úseky D3 na Kysuciach sú od začiatku roka 2026 v aktívnej výstavbe – práce na odlesňovaní, demoláciách a preložkách cesty I/11 sú v plnom prúde. Koridor pritom nie je izolovaným projektom: v januári 2026 bola dokončená aj rekonštrukcia železničného uzla Žilina a úseku trate Svrčinovec – štátna hranica SR/ČR, čo spoločne s D3 komplexne adresuje mobilitu celého severného regiónu. Všetky tieto významné investície boli pokryté z fondov EÚ. Výsledkom bude zásadná zmena dopravných pomerov na severe Slovenska, lepšie prepojenie regiónov, vyššia bezpečnosť a kvalitnejšie podmienky pre obyvateľov aj hospodársky rozvoj. ■

THE COMPLETION OF THE D3 MOTORWAY IN THE KYSUCE REGION WILL TRANSFORM NORTHERN SLOVAKIA

The D3 motorway in the Kysuce region is one of the most significant transport investments of our time. Three missing sections — Žilina, Brodno – Kysucké Nové Mesto, Kysucké Nové Mesto – Oščadnica, and Oščadnica – Čadca, Bukov, 2nd half-profile – together represent approximately 26 kilometres of new motorway infrastructure. Their importance is not only national but also European: once completed, they will strengthen the north-south connection of Slovakia along the D1 – D3 corridor, improve links to Poland and the Czech Republic, and relieve one of the most heavily trafficked transport corridors in the country.



CEMENTÁREŇ
LADCE

CEMENT
S NÍZKOU
UHLÍKOVOU
STOPOU

ŠETRÍME
ZDROJE
PRE BUDÚCE
GENERÁCIE

VYRÁBAME
CEMENT
OD ROKU
1889

pcla.sk

Výstavba úseku R2 Kriváň – Mýtna

Výstavba rýchlostnej cesty R2 v úseku Kriváň – Mýtna patrí bezpochyby medzi najväčšie projekty z hľadiska cestnej infraštruktúry na Slovensku budované v rokoch 2021 až 2025. Príspevok približuje odbornej verejnosti špecifické stavebné objekty z pohľadu realizácie. Dokončením úseku sa sieť rýchlostných ciest rozrastie o 9 104 m. Novovytvorený úsek priamo nadväzuje na existujúcu časť R2 Mýtna – Lovinobaňa – Tomášovce. Jeho súčasťou je mostná estakáda s dĺžkou 4 361 m, ktorá miestami prekonáva údolie vo výške až 45 m. Zaujímavosťou je tiež široká škála použitých technológií pri výstavbe mostov.



Peter Pažma

Investorom projektu je Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Stavbu realizuje združenie R2 Kriváň – Mýtna, zastúpené spoločnosťami Doprastav, a. s., STRABAG, s. r. o., EUROVIA SK, a. s., a EUROVIA CS, a. s. Prezentovaný úsek bol odovzdaný do užívania koncom roku 2025 a plynulo sa napája na predchádzajúci úsek R2 Pstruša – Kriváň a už dokončený úsek R2 Mýtna – Lovinobaňa, Tomášovce. Trasa novobudovaného úseku síce kopíruje cestu I/16, no vzhľadom na geomorfologickú členitosť išlo o pomerne komplikované zadanie. Úsek rýchlostnej cesty pozostáva z 19 cestných objektov, 11 mostov, 11 objektov pre úpravu vodných tokov a z 5 objektov pre oporné a zárubné múry. Charakterizuje ho vysoká rozmanitosť mostných objektov od presypaných mostov s výškou násypu do 8 m až po estakádu s dĺžkou takmer 5 km zloženú z viacerých technológií výstavby. Návrh rozpätí konštrukcií, ako aj samotných technológií zásadne rešpektoval environmentálne požiadavky okolia Krivánskeho

Construction of the expressway R2 Kriváň – Mýtna

The construction of the R2 expressway between Kriváň and Mýtna is undoubtedly one of the largest road infrastructure projects in Slovakia, scheduled for completion between 2021 and 2025. This article introduces specific construction elements to the professional community from the perspective of implementation. Upon completion of this section, the expressway network will expand by 9,104 m. The newly constructed section directly connects to the existing R2 section between Mýtna – Lovinobaňa, Tomášovce. This section includes 4,361 m long overpass, which in some places spans the valley at a height of up to 45 m. Another point of interest is the wide range of technologies used in the construction of the bridges.

The project investor is Národná diaľničná spoločnosť, a. s. (National highway company) Construction is being carried out by the R2 Kriváň – Mýtna consortium, represented by the companies Doprastav, a. s., STRABAG s. r. o., EUROVIA SK, a. s., and EUROVIA CS, a. s. The presented section was opened to traffic at the end of 2025 and seamlessly connects the previous R2 section Pstruša – Kriváň with the already completed R2 section Mýtna – Lovinobaňa, Tomášovce. Although the route of the newly constructed section follows the I/16 road, the project was a relatively complicated task due to the geomorphological terrain. The expressway section consists of 19 road structures, 11 bridges, 11 objects for river regulation, and 5 retaining and embankment walls. It is characterized by the high diversity of bridge structures, ranging from embankment bridges with a fill height of up to 8 m to a viaduct nearly 5 km long, constructed using multiple technologies. The design of the structural spans, as well as the construction technologies themselves, strictly adhered to the environmental



Obr. 1 Novobudovaný úsek R2 Kriváň – Mýtina
Fig. 1 Newly constructed section of the R2 Kriváň and Mýtina

potoka v Pílianskej doline. V príspevku približujeme oba tieto exemplárne projekty.

ŠPECIFICKÉ MOSTNÉ OBJEKTY

Presypané rámové mosty

Na prezentovanom úseku R2 sa nachádzajú celkom štyri takéto mostné objekty s označením SO 201, 203, 204 a 207, ktoré sú si geometricky veľmi podobné. Pre zjednodušenie budeme prezentovať údaje iba z objektu SO 201.

Kolmá dĺžka nosnej konštrukcie je v tomto prípade 8,5 m, pričom šírka mosta je 52,00 m (šikmá šírka po osi mosta), resp. 42,50 m (kolmá). Stavebná výška medzi niveletou R2 a spodným povrchom priečle NK v mieste kríženia je 8,07 m.

Hlavnou charakteristikou týchto objektov je zmena pri riešení ich nosnej konštrukcie. Pôvodný návrh DSP pri všetkých mostoch počítal s monolitickou rámovou konštrukciou. Vzhľadom na snahu urýchliť čas výstavby sme začali uvažovať o zmene technológie. Ako najefektívnejší variant sa ukázala úprava na prefabrikovaný rám. Spoločnosť Doprastav, a. s., už mala skúsenosti s týmto typom rámových konštrukcií z neďalekého úseku R2 Kriváň – Lovinobaňa, Tomášovce, preto bolo prirodzené inšpirovať sa práve týmto riešením a ďalej ho vylepšiť s ohľadom na nové technológie a materiály.

Na technickom riešení sme teda začali spolupracovať s projekčnou kanceláriou ConIS, s. r. o. Predbežné technické riešenie umožňovalo iba veľmi konzervatívne zmeny v tvare. Zároveň sme chceli naplno využiť prednosti prefabrikácie, preto sme kládli veľký dôraz na optimalizáciu hmotnosti segmentov, aby sa čo najefektívnejšie využili prepravné kapacity. Touto cestou

requirements of the area surrounding the Kriváň Stream in the Píla Valley. In this article, we present both of these exemplary projects.

SPECIFIC BRIDGE STRUCTURES

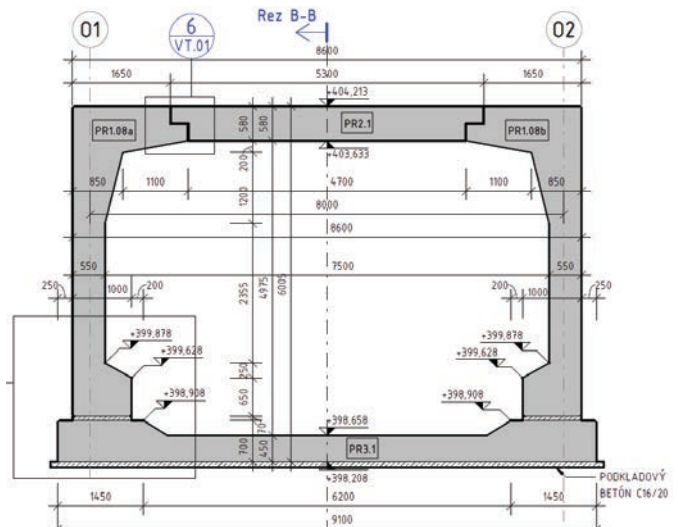
Cantilever bridges

There are the total of four such bridge structures on the presented section of the R2, designated SO 201, 203, 204, and 207, which are geometrically very similar. For simplicity, I will present data only for structure SO 201. The perpendicular length of the structure in this case is 8.5 m, while the bridge width is 52.00 m (diagonal width along the bridge axis) and 42.50 m (perpendicular). The construction height between the R2 grade line and the bottom surface of the NK crossbeam at the intersection is 8.07 m. The main characteristic of these structures is the modified design of their structure. The original DSP design for all bridges envisaged a monolithic frame structure. In an effort to accelerate the construction timeline, we began considering a change in construction technology. The most effective option turned out to be a modification to a prefabricated frame. Doprastav, a. s. already had experience with this type of frame structure from the nearby R2 Kriváň – Lovinobaňa, Tomášovce section, so it was natural to draw inspiration from this solution and further improve it with regard to new technologies and materials.

We therefore began collaborating on the technical solution with the design firm ConIS, s. r. o. The preliminary technical solution allowed only very conservative changes to the shape. At the same time, we wanted to fully leverage the advantages of prefabrication, so we placed great emphasis on optimizing the weight of the segments, to make the most efficient use of transport capacity. This led



Obr. 2 Pohľad na poskladaný objekt SO 201 vľavo, priečny rez vpravo
Fig. 2 The assembled SO 201 structure on the left, cross-section on the right



sme dospeli k návrhu rámu skladajúceho sa z masívnej spodnej dosky, zo stenových prvkov a z kompaktnejšej hornej dosky (obr. 2).

Ďalším rozhodujúcim aspektom bolo zabezpečenie tuhého rámového spoja v najviac namáhaných častiach konštrukcie, s vysokou odolnosťou proti ohybovému namáhaniu. Ako najvhodnejšie riešenie sa tu ukázala spolupráca so spoločnosťou Peikko Slovakia, s. r. o. Do stenových prvkov boli osadené stĺpové pätky Peikko BOLDA® s overeným ETA certifikátom, ktoré sa následne spojili s vysokopevnosťnými skrutkami s rozkovanou hlavou, zapustenými do spodnej dosky. Takéto rámové spojenie muselo splniť veľmi prísne požiadavky na presnosť, bezpečnosť aj spoľahlivosť počas realizácie na stavbe. Výroba jednotlivých segmentov podliehala dôkladnej výrobnej kontrole, zároveň bola realizovaná aj skúšobná montáž jedného rámového celku. Na obr. 3 vidieť zábery priamo z areálu Prefa Senec, kde prebehla skúšobná montáž, na pravej strane vidieť montáž priamo na stavbe.

Práve výber spojovacích prostriedkov zohrával kľúčovú úlohu v celkovom koncepte. Využitím tohto systému sme dokázali zabezpečiť možnosť rektifikácie stenových elementov a maximalizovať presnosť prvkov

us to a frame design consisting of a solid bottom slab, wall elements, and a more compact top slab, Fig. 2.

Another crucial aspect was ensuring a rigid frame connection in the most heavily loaded parts of the structure, with high resistance to bending stress. The most suitable solution here was found to be a collaboration with Peikko Slovakia s.r.o. Peikko BOLDA® column bases with a verified ETA certificate were installed in the wall elements, which were then connected using high-strength bolts with a flanged head, embedded in the bottom slab. Such a frame connection had to meet very strict requirements for precision, safety, and reliability during on-site installation. The production of individual segments was subject to thorough quality control, and a test assembly of one frame unit was also carried out. Fig. 3 shows images taken directly at the Prefa – Senec site, where the test assembly took place, along with an image on the right showing the assembly directly on-site.

The selection of fasteners played a key role in the overall design. By utilizing this system, we were able to ensure the adjustability of the wall elements and maximize the precision of the components during construction. In this way, the potential of the prefabricated structure was in the construction schedule maximized, with the total time for frame assembly not exceeding 12 days.

Overpass SO 209-02 DC1 + DC2

In terms of size and type of technology, the structures on the SO 209-02 viaduct serve as a counterpart to the structures described above. Doprastav, a. s. implemented expansion joints DC1 and DC2 on this structure using a sliding formwork system (designated MSS) from BERD – PROJECTO, INVESTIGAÇÃO E ENGENHARIA DE PONTES, S.A., with a working span of 70 m. This formwork is not being used in Slovakia for the first time, but due to the characteristic geomorphological conditions, it represented a unique technical solution.

Structure SO 209-02 has a total length of 1,600.50 m and consists of 4 expansion units. The structure is continuously connected to the preceding structure SO 209-01, which was constructed using the continuous casting method. The expansion units are thus located between two different construction technologies. The technological division of the structure is described in Tab. 1.



Obr. 3 Skúšobná montáž – vľavo, reálny postup výstavby vpravo
Fig. 3 Test assembly – left; actual construction process – right

| Tab. 1 Technologické delenie objektu SO 209-02 Tab. 1 Type of building technology SO 209-02 | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 209-01 Estakáda v km 2,700 – 5,460 Overpass at km 2.700 – 5.460 | Celková dĺžka: 2 760,50 m Dilatačný celok č. Total length: 2,760.50 m Expansion joint Nr. | Spôsob technológie výstavby Type of construction technology |
| | DC1: 621,00 – 9 polí DC1: 621.00 – 9 fields | MSS BERD – 70 m rozpätie MSS BERD – 70-m span |
| | DC2: 745,00 – 6,5 polí DC2: 745.00 – 6,5 fields | Letmá betonáž – max. rozpätie 150 m Continuous casting method – 150-m max span |
| | DC3: 700,00 – 6 polí DC3: 700.00 – 6 fields | |
| | DC4: 694,50 – 6,5 polí DC4: 694.50 – 6,5 fields | |
| 209-02 Estakáda v km 5,460 – 7,060 Overpass at km 5.460 – 7.060 | Celková dĺžka: 1 600,50 m Total length: 1,600.50 m | Spôsob technológie výstavby Type of construction technology |
| | DC1: 399,50 – 6 polí DC1: 399.50 – 6 fields | MSS BERD – 70 m rozpätie MSS BERD – 70-m span |
| | DC2: 400,00 – 6 polí DC2: 400.00 – 6 fields | Technológia výsuvu – 60 m rozpätie Extension – 60-m span |
| | DC3: 400,00 – 7 polí DC3: 400.00 – 7 fields | |
| | DC4: 401,00 – 7 polí DC4: 401.00 – 7 fields | |



Obr. 4 Objekty SO 203 a SO 204 v celkovej situácii
Fig. 4 Objects SO 203 and SO 204 in the overall layout

počas realizácie. Takýmto spôsobom sa v maximálnej miere využil potenciál prefabrikovanej konštrukcie vzhľadom na termín výstavby, pričom celkový čas montáže rámov nepresiahol 12 dní.

Estakáda SO 209-02 DC1 + DC2

Protipólom k spomínaným objektom vzhľadom na veľkosť a typ technológie sú mostné objekty na estakáde SO 209-02. Spoločnosť Doprastav, a. s., na tomto objekte realizovala dilatačný celok DC1 a DC2

The sliding formwork technology does not begin at the abutment embankment, as is typically the case, but starts in the standard span. In these sections, the supporting structure reaches a height of approximately 30 m. Other limiting factors included the restricted size of the construction site for formwork assembly, approximately 7,500 m².

The sliding formwork was therefore constructed on temporary supports designed using the PIŽMO system, Fig. 5, between piers 29 and 30. Given the aforementioned



Obr. 5 Dočasná montážna plošina
Fig. 5 Temporary work platform

systémom výsuvnej skruže (ozn. MSS) od spoločnosti BERD – PROJECTO, INVESTIGAÇÃO E ENGENHARIA DE PONTES, S. A., s pracovným rozpätím 70 m. Táto skruž nie je na Slovensku použitá prvýkrát, no práve z dôvodu charakteristických geomorfologických podmienok išlo o unikátne technické riešenie.

Objekt SO 209-02 má celkovú dĺžku 1 600,50 m a skladá sa zo 4 dilatačných celkov. Objekt je súvislo napojený na predchádzajúci objekt SO 209-01, ktorý bol budovaný metódou letmej betonáže. Uvedené dilatačné celky sa teda nachádzajú medzi dvomi odlišnými technológiami výstavby. Technologické delenie objektu je opísané v tab. 1.

Technológia výsuvnej skruže sa nezačína na násype opory, ako to býva štandardne zvykom, v bežnom poli. V týchto miestach dosahuje nosná konštrukcia výšku približne 30 m. Ďalšími limitujúcimi faktormi bola obmedzená veľkosť stavebného pozemku na montáž skruže, cca 7 500 m².

Výsuvná skruž sa teda budovala na dočasných podperách navrhnutých systémom PIŽMO (obr. 5) medzi piliermi 29 a 30. Vzhľadom na spomínané obmedzenia sa montáž skladala z menších segmentov. Po montáži hlavného poľa a priľahlých konzolových častí sa okam-

limitations, the assembly consisted of smaller segments. After the assembly of the main span and the adjacent cantilever sections, the temporary towers were immediately dismantled to allow the movement mechanism to be activated.

It is clear that the installation required a tremendous amount of effort and cooperation between the formwork manufacturer, the project designer, and the contractor. In this case, it is necessary to give special recognition to the engineering firm Strásky, Hustý a partneři s. r. o. for their proactive approach.

Expansion beam

An expansion beam was installed on building SO 209-01. The design principle involves the use of a solid steel section in this case, a pair of 1.5-meter-high welded sections inside the bridge deck. The purpose of this element is to minimize transverse deformation in order to maintain a smooth connection between the individual expansion units. The concept of the technical solution itself is relatively unique even from a global perspective. The innovation of the solution on the R2 Kriváň – Mýtna project lies in the change in the mounting of the steel element, such that one side of the element is firmly embedded in



Obr. 6 Pohľad na MSS a montáž dilatačného nosníka
Fig. 6 View of the MSS and installation of the expansion beam

žite pristúpilo k demontáži dočasných veží z dôvodu aktivácie pohybového mechanizmu.

Je zrejme, že montáž si vyžadovala obrovské úsilie a kooperáciu medzi výrobcom skruže, projektantom projektu a samotným realizátorom. V tomto prípade treba osobitne vyzdvihnúť prácu inžinierskej kancelárie Stráský, Hustý a partneri s. r. o. za ich aktívny prístup.

Dilatačný nosník

Na stavebnom objekte SO 209-01 bol inštalovaný dilatačný nosník. Princíp riešenia spočíva vo využití masívneho ocelového profilu, v našom prípade dvojicou 1,5 m vysokých zvarovaných profilov, vnútri komory mosta. Úlohou prvku je teda minimalizovať priečnu deformáciu na zachovanie plynulého nadviazania jednotlivých dilatačných celkov. Samotný koncept technického riešenia je pomerne unikátny aj z celosvetového hľadiska. Inovácia riešenia na projekte R2 Kriváň – Mýtna spočíva v zmene uloženia ocelového prvku, a to tak, že jedna strana prvku je pevne votknutá do jedného poľa a opačná strana je uložená. V našom prípade je ocelový prvok pevne spojený osemnástimi 19-lanovými káblami o stužujúcu stenu vnútri komory. Tým vzniká pevný konzolový spoj, ktorý dokáže plne preniesť ohybový moment do kotevnej steny. Dokončením tohto úseku sa tak stal objekt SO 209-01 pilotným projektom s touto technológiou v Európe. Systém využitia dilatačných nosníkov je pomerne známy aj na Slovensku, no riešenie, ktoré bolo použité na tomto projekte, je veľmi unikátne. Podobné bolo použité pri výstavbe mosta Benicia–Martinez Bridge v Kalifornii. Rovnako išlo o návrh prof. Stráského z kancelárie SHP.

Kotvenie prefabrikovaných vzpier

V súvislosti s oboma objektami SO 209-01 a 209-02, ktoré tvoria jadro projektu, sme mali možnosť zasiahnuť aj do návrhu kotvenia prefabrikovaných vzpier. Ako sme vyššie zmienili, na skružiach alebo vozíkoch letnej betonáže sa realizovala komora mosta a následne sa most rozšíril pomocou prefabrikovaných

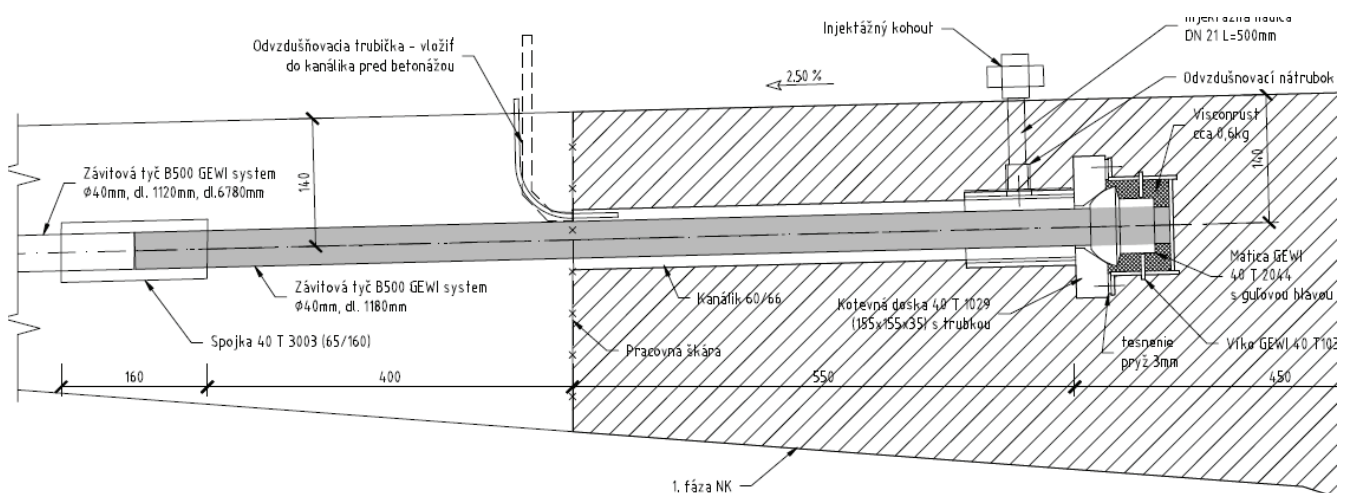


Obr. 7 Pohľad na montáž vzpier
Fig. 7 Installation of struts

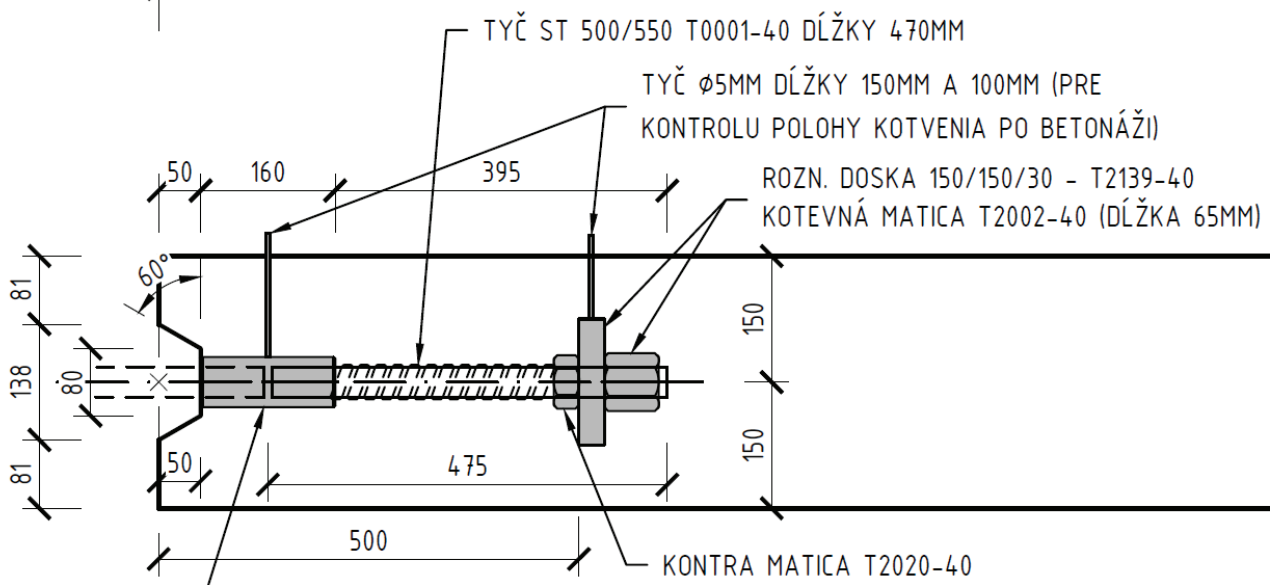
one span and the opposite side is mounted. In our case, the steel element is firmly connected to the bracing wall inside the chamber by eighteen 19-strand cables. This creates a rigid cantilever connection capable of fully transferring the bending moment to the anchor wall. With the completion of this section, structure SO 209-01 became a pilot project using this technology in Europe. The system of using expansion beams is relatively well-known in Slovakia as well. However, the solution used in this project is highly unique. A similar solution was used in the construction of the Benicia–Martinez Bridge in California. That was also a design by Prof. Stráský, from the SHP office.

Anchoring of prefabricated struts

In connection with both structures SO 209-01 and 209-02, which form the core of the project, we also had the opportunity to contribute to the design of the anchoring for the precast struts. As mentioned above, the bridge deck was constructed using formwork or slipform carriages,



Obr. 8 Pôvodné riešenie kotvenia vzpier
Fig. 8 Original strut anchoring solution



Obr. 9 Finálne riešenie kotvenia vzpier
Fig. 9 Final solution for strut anchoring

vzpier do finálneho rozmeru. Detail kotvenia bol teda kľúčovým pre štádium montáže vzpier. Na obr. 7 vidieť pohľad na montáž vzpier.

Ako vidieť ďalej na obr. 8, pôvodné riešenie bolo pomerne dosť členité z hľadiska materiálov a technológie injektáže, ktorá mala zabezpečiť konečnú ochranu výstuže. Pôvodný návrh kotvenia nevyhovoval našim požiadavkám na rýchlosť výstavby, preto sme projektantovi ponúkli alternatívne riešenia na prehodnotenie. Najvhodnejší návrh sa potom dopracoval do realizačnej podoby. Aby sme nemali my ani investor žiadne pochybnosti o bezpečnosti vybraného riešenia, navrhol sa experiment na overenie spoľahlivosti, ktorý potvrdil správnosť nášho návrhu.

Nami navrhované riešenie úplne eliminovalo potrebu injektáže, čo predstavovalo významné urýchlenie počas realizácie. Zároveň eliminovalo riziko korózie vplyvom nedostatočnej injektáže. Ako vidieť na obr. 9, najmä odvzdušňovací otvor je pomerne nevhodne zvolený. Jednak by bolo zložité jeho utesnenie, no nie vždy by sa tento otvor nachádzal v najvyššom mieste. Vzduchové bubliny, ktoré sa v injektážnej malte vyskytujú, by v takomto prípade boli koncentrované v mieste injektážneho krytu kotevnej matice.

ZÁVER

Rýchlostná cesta v korunách stromov, významná súčasť južného ťahu s dĺžkou viac ako 9 km, je jedinečná hlavne svojou technológiou výstavby, vďaka ktorej sa dnes zaraďuje medzi najzaujímavejšie projekty na Slovensku. Ďakujeme všetkým, ktorí sa podieľali na realizácii tohto významného projektu. Spoločne budujeme infraštruktúru, ktorá posúva Slovensko vpred.

Literatúra

1. PD DSP: Rýchlostná cesta R2 Kriváň – Mýtka, SO 209-02 Estakáda v km 5,310 – 7, 062. Dopravoprojekt, a. s., Kominárska 141/2,4, 821 03 Bratislava; Strásky, Husty a partneři s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno; 11/2020.
2. PD VTD: M1-70-S.W. BERD - PROJECTO, INVESTIGAÇÃO E ENGENHARIA DE PONTES, S.A., Edifício Olympus, Av. D. Afonso Henriques, 1462 - 2º, 4450-013 Matosinhos, Portugal, 08/2020.

and subsequently, the bridge was expanded to its final dimensions using precast struts. The anchoring detail was therefore crucial for the strut installation phase. Fig. 7 shows a view of the strut installation.

As can be seen in Fig. 8, the original solution was quite complex in terms of materials and grouting technology, which was intended to provide final protection for the reinforcement. The original anchoring design did not meet our requirements for construction speed, so we offered the designer alternative solutions for reconsideration. The most suitable proposal was then refined into a construction-ready design. To ensure that neither we nor the client had any doubts about the safety of the selected solution, a reliability verification test was proposed, which confirmed the correctness of our design. The solution we proposed completely eliminated the need for grouting, which significantly sped up the construction process. At the same time, it eliminated the risk of corrosion caused by insufficient grouting. As can be seen in Fig. 9, the vent hole in particular is rather poorly chosen. Not only would sealing it be difficult, but this opening would not always be located at the highest point. Air bubbles present in the grout would, in such a case, be concentrated at the location of the grout cap of the anchor nut.

CONCLUSION

The tree-top expressway, a key section of the southern corridor stretching over 9 km, is unique primarily due to its construction technology, which makes it one of the most interesting projects in Slovakia today. We would like to thank everyone who contributed to the implementation of this significant project. Together, we are building infrastructure that moves Slovakia forward.

References

1. PD DSP: Rýchlostná cesta R2 Kriváň – Mýtka, SO 209-02 Estakáda v km 5.310-7.062. Dopravoprojekt, a. s., Kominárska 141/2,4, 821 03 Bratislava; Strásky, Husty a partneři s.r.o., Bohunická 50, 619 00 Brno; 11/2020.
2. PD VTD: M1-70-S.W. BERD - PROJECTO, INVESTIGAÇÃO E ENGENHARIA DE PONTES, S.A., Edifício Olympus, Av. D. Afonso Henriques, 1462 - 2º, 4450-013 Matosinhos, Portugal, 08/2020.



FREYSSINET CS, a. s. – organizačná zložka
 Partizánska cesta 91, 974 01 Banská Bystrica
 E-mail: freyssinet@freyssinet.sk, www.freyssinet.cz
 Office: Bosákova 7, 851 04 Bratislava



MOSTNÉ LOŽISKÁ A DILATAČNÉ ZÁVERY - hrcové, kalotové a elastomérové ložiská - dilatačné závery s rozsahom do 1450 mm
MANIPULÁCIA S ŤAŽKÝMI BREMENAMI - synchronne zdvíhanie konštrukcií - vystrojenie pomocných podperných konštrukcií - servis hydraulických zariadení
HORNINOVÉ KOTVY, MIKROPILÓTY, PREDAJ MATERIÁLU

PREDPÍNANIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ - lanový a tyčový predpínací systém - závesové systémy mostov
SANÁCIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ - opravy a ochrana betónu (reprofilácia, injektáže trhlín, tesniace a izolačné nátery) - ochrana betonárskej výstuže - dodatočné zosilňovanie konštrukcií (externé predpätie, uhlíkové lamely a tkaniny)
REALIZÁCIA MOSTOV, PREFABRIKOVANÝCH A MONOLITICKÝCH OPORNÝCH MÚROV A VYSTUŽENÝCH NÁSYPOV

BETON RACIO
 1995 - 2025 30 rokov

PEVNÝ ZÁKLAD VAŠEJ STAVBY

Most Valy, Diaľnica D3, výška mostu 84 m.
 Spoločne s Doprava a služby K&T, spol. s.r.o. Čadca,
 30 rokov na Kysuciach.



DOPRAVA A SLUŽBY
K&T
www.ktcadca.sk



Mostná estakáda na rýchlostnej ceste R2 Kriváň – Mýtna

Príspevok opisuje mostnú estakádu vybudovanú na úseku rýchlostnej cesty R2 Kriváň – Mýtna. Potreba vybudovať mostnú estakádu v dĺžke cca 1 630 m vyplynula zo stiesnených pomerov vedenia trasy rýchlostnej cesty v tomto úseku, kde v súbehu s brehom vodnej nádrže Mýtna vedie aj cesta I/16 a trať železníc SR. Most je v prevažnej miere situovaný medzi vodnou nádržou Mýtna a cestou I/16, ktorú bolo potrebné v značnom úseku preložiť za navrhovanú estakádu. Objekt pozostáva z piatich dilatačných celkov. Dilatačný celok 1 až 4 sú tvorené osempolovým spojitým nosníkom a celok 5 tvorí desaťpolový spojitý nosník. Všetky dilatačné celky tvorí dvojtrámová konštrukcia s konzolami z dodatočne predpätého betónu, ktorá bola realizovaná technológiou budovania na výsuvnej skruži.

Elevated R2 expressway section Kriváň – Mýtna

The article presents the description of the elevated section (a flyover bridge) of the R2 expressway between Kriváň and Mýtna. The need to elevate the expressway in the length of around 1,630 m arose from the local unfavourable topographic conditions, with limited space available in the narrow valley due to the presence of the I/16 road and the railway line, both running parallel along the shore of the Mýtna Water Reservoir. In most of its length, the flyover bridge runs between the water reservoir and the I/16 road, a significant section of which had to be relocated behind the flyover. The flyover consists of five expansion units. Expansion units 1 to 4 are built as an eight-span continuous girder structure, while unit 5 has a ten-span continuous girder concept. All the expansion units have a double-T beam design with cantilevers made of post-tensioned concrete. Movable scaffolding system technology was used for the construction.



Adrián Chalupec



Vladimír Grigar



Martin Ondroš

Most je vybudovaný na konci úseku rýchlostnej cesty R2 Kriváň – Mýtna, ktorý je súčasťou medzinárodných ťahov spájajúcich mestá Trenčín – Zvolen – Košice. Úsek má dĺžku 9,296 km a vedie medzi pohoriami Slovenského rudohoria, Poľany a Javoria. Jeho začiatok nadväzuje na úsek R2 Pstruša – Kriváň a koniec na úsek R2 Mýtna – Lovinobaňa – Tomášovce. Vzhľadom na zložitú morfológiu terénu Píľanskej doliny so strmými svahmi a stiesnenými pomermi, ktoré v doline vytvárajú chránený Kriváňsky potok a existujúca cesta I/16, tvoria tento úsek rýchlostnej cesty najmä mostné objekty, ktorých dĺžka predstavuje takmer dve tretiny dĺžky celej trasy. Na estakáde s dĺžkou 1 630 m, ktorá premostuje preložku cesty I/16, Píľanský

The flyover bridge is situated at the end of the R2 Kriváň – Mýtna expressway section, which is a part of the network of international routes connecting the towns of Trenčín, Zvolen and Košice. The section is 9.296 km long and runs between the boundaries of three mountain ranges: the Slovak Ore Mountains, Poľana and Javorie. Its beginning is a continuation of the R2 Pstruša – Kriváň section and its end is followed by the R2 Mýtna – Lovinobaňa – Tomášovce section. Given the complex topography of the Píla Brook Valley with its steep slopes and confined conditions due to the presence of the Kriváň Brook (a water stream protected as a natural conservation site), and the existing I/16 road, this ex-



Obr. 1 Pohľad na spodnú stavbu mosta
Fig. 1 A view of the flyover substructure

potok, Košútovský jarok, Uhliarsky jarok, poľnú cestu a účelovú komunikáciu, sa nachádza rýchlostná cesta R2.

OPIS A CHARAKTERISTIKA MOSTA

Mostný objekt pozostáva z piatich dilatačných celkov. Dĺžka ľavej estakády je 1 633,79 m a pravej estakády 1 625,21 m. Všetky dilatačné celky majú obdobné usporiadanie a tvoria ich spojitá dvojtrámová konštrukcia s konzolami z dodatočne predpätého betónu. Dilatačné celky sú spojené nad stykovými medzilahými piliermi. Šírka mosta medzi vonkajšími zvodidlami je konštantná, 24,50 m, po oboch stranách mosta je navrhnutý služobný chodník so šírkou 0,75 m. Celková šírka mosta je 27,55 m. Spodnú stavbu tvorí dvojica krajných opôr navrhnutých ako železobetónový úložný prah a 41 ks medzilahých podpier, ktoré sú tvorené základovým blokom a stenovým pilierom s vrubovými kĺbmi.

TECHNICKÉ RIEŠENIE MOSTA

Počet a rozmiestnenie podpier ľavého a pravého mosta sme urobili tak, aby sme minimalizovali potrebu prekladania križujúcej cesty I/16, poľnej cesty a účelovej komunikácie k objektom správcu vodnej nádrže Mýtna. Návrh konštrukcie mosta zohľadňoval požiadavku objednávateľa na minimálny počet ložísk. Mostná estakáda je na oporách uložená na kalotových ložiskách a na pilieroch pomocou vrubových kĺbov. Dilatačné celky 1 až 4 majú 8 polí s maximálnym rozpätím poľa 42,0 m. Dilatačný celok 1 má rozdielne rozpätia polí pri ľavom a pravom moste. Dilatačný celok 5 má 10 polí s maximálnym rozpätím poľa 42,0 m. Nosná konštrukcia každého dilatačného celku pôsobí ako spojitá staticky neurčitá konštrukcia s kyvnými stojkami, ktoré majú vrubové kĺby v hornej aj dolnej časti drieku stenového piliera tak, aby bola možná ich kontrola. Pevné uloženie konštrukcie je zabezpečené dvojicou pilierov uprostred dilatačného celku. Tieto piliere majú len horný vrubový kĺb v úrovni 0,50 m pod nosnou konštrukciou. V mieste vrubových kĺbov bol priečny rez pilierov upravený na obdĺžnikový bez vybratia. Na vonkajších stranách mosta sú osadené ocelové zábradelné zvodidlá. V strednom deliacom pruhu je pojazdná nízka rímša s obojstranným betónovým zvodidlom z dôvodu zabezpečenia rozhľadových pomerov. Na vonkajšej rímse pravého mosta je od opory 1 až po pole 36 osadená protihluková stena. Odvodnenie mostovky je za-

pressway section consists mainly of bridge structures, with their length accounting for almost two-thirds of the entire road. The 1,630-metre-long flyover bridge that spans a number of obstacles (the I/16 road relocation, three water streams – the Píla, the Košútovský and the Uhliarsky brooks, an unpaved farm road and a service road) carries the R2 expressway.

DESCRIPTION AND CHARACTERISTICS OF THE FLYOVER

The flyover bridge consists of five expansion units. The length of the left flyover is 1,633.79 m and the length of its right-side one is 1,625.21 m. All the expansion units have a similar profile and are designed as a continuous double-T beam structure with cantilevers made of post-tensioned concrete. The expansion units are connected above the intermediate joint piers.

Between the outer barriers the bridge has an even width of 24.50 m. A 0.75 m wide service walkway runs on both sides. The total width of the bridge is 27.55 m.

The substructure consists of a pair of abutments designed as reinforced concrete bearing seats, and 41 intermediate piers, which consist of a foundation block and a wall pier with hinged joints.

TECHNICAL DESIGN OF THE BRIDGE

The number and layout of the piers for the left and right bridge sections was designed with a view to minimise the need for relocations of the intersecting I/16 road, the country road, and the service road providing access to the facilities of the Mýtna Water Reservoir operator. The bridge design took into account the Client's requirement for a minimum number of bearings. The flyover rests on spherical bearings on the abutments and on hinged joints on the piers.

Expansion units 1 to 4 have eight spans with a maximum span length of 42.0 m. Expansion unit 1 has different span lengths for the left and right bridge. Expansion unit 5 has 10 spans with a maximum span length of 42.0 m. The superstructure of each expansion unit is based on the concept of a continuous hyperstatic structure resting on socketed piers with hinged joints at both the cap and foot of the wall pier to facilitate their dynamic response. Firm support of the structure is ensured by a pair of piers set in the middle of the expansion unit. These piers have only the upper hinged joint, installed 0.50 m below the superstructure. At the locations of the hinged joints, the cross-section of the pillars has been modified to a plain un-recessed rectangular shape.

Steel crash barriers are installed on the outer sides of the bridge. The median strip includes a low and crossable median parapet with removable Jersey barriers to facilitate adequate line of sight for drivers. A noise barrier is installed on the outer parapet of the right-hand bridge from pier no.1 to span no.36. Rainwater drainage of the bridge deck from pier no.1 is provided by a collection pipe with a diameter of 200 to 500 mm behind pier no.43, into a road drainage shaft.

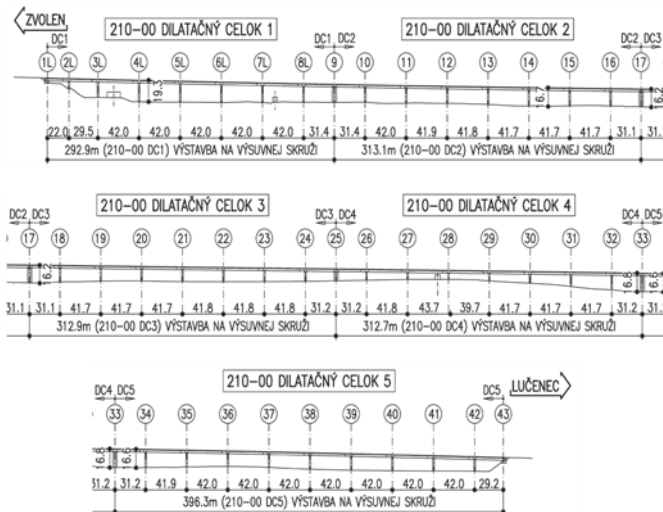
CONSTRUCTION PROCEDURE

To keep the construction schedule, the bridge was built using two different types of movable scaffolding system with the sideways-tiltable form travellers suspended from

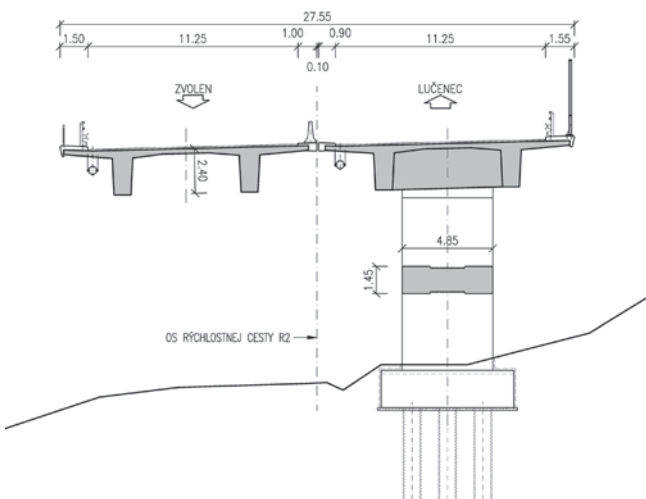
bezpečené odvedením zrážkovej vody od opory 1 zberným potrubím s priemerom 200 až 500 mm za oporu 43 do šachty cestnej kanalizácie.

POSTUP VÝSTAVBY

Na dodržanie harmonogramu výstavby bol most budovaný pomocou dvoch rozdielnych výsuvných skruží s hornými nosníkmi, na ktorých bolo zavesené do strán odklápatelné debnenie. Odklopené debnenie pravého mosta zasahovalo do prejazdného profilu cesty I/16, preto bolo potrebné na tomto úseku osadiť na vozovku betónové zvodidlá ako ochranu pred nárazom vozidiel do debnenia výsuvnej skruže. Nosná konštrukcia bola budovaná od konca ľavého mosta smerom k prvej opore systémom pole a konzola. S výstavbou pravého mosta sa začalo až po realizácii tretej etapy ľavého mosta. Výsuvná skruž bola na začiatku opretá o vopred vybudované priečniky vybetónované spolu s piliermi, na konci bola opretá na konzole už vybudovaného predchádzajúceho poľa. Na pravom moste, kde bola výsuvná skruž s vyššou únosnosťou, bola opretá o priečnik predchádzajúcej etapy. Výstavba poslednej etapy dilatačného celku 1 pozostávala z betonáže prvého poľa na pevnej podpornej skruži a súčasne druhého poľa na výsuvnej skruži. Z dôvodu úzkej medzery medzi konštrukciou ľavého a pravého mosta bola na vnútornej konzole ľavého mosta vytvorená



Obr. 2 Usporiadanie ľavého mosta v pozdĺžnom smere (dilatačné celky 1 až 5)
Fig. 2 Longitudinal profile of the left bridge (expansion units 1 to 5)



Obr. 3 Usporiadanie v priečnom smere
Fig. 3 A cross-sectional view

the upper girders. When tilted, the form traveller of the right-hand bridge extended to the traffic clearance of the I/16 road. To prevent collisions of vehicles with the tilted MSS formwork, it was necessary to install Jersey barriers on the roadway in this section. The sequence of construction of the superstructure was from the end of the left-hand bridge towards the first abutment using a span-and-cantilever combination system. Construction of the right-side bridge did not begin until the construction of the third stage of the left-side bridge was completed. At the beginning, the form traveller was initially supported by crossbeams constructed in advance and cast together with the piers, while at the end the formwork support was provided by the cantilever of the previously completed segment. On the right-side bridge, where the form traveller had a higher load-carrying capacity, it was supported by a crossbeam from the previous concreting stage. The construction of the final stage of expansion unit no.1 was carried out by concreting of the first segment with the use of a fixed scaffolding system and, simultaneously, concreting of the second segment with the use of MSS. Due to the narrow gap between the left and the right bridge sections, a longitudinal construction joint was created on the inner cantilever of the left bridge to facilitate the movement of the form traveller on the right bridge. The missing part of the cantilever was not added until the formwork had been moved to the next stage. Large-diameter bored piles with a diameter of 900 mm were designed to support the major part of the bridge. The designed length of the piles was variable, and was adjusted during construction based on the position of the solid semi-rocky subsoil. The foundations for piers 16 to 34 on the right-hand side of the bridge could only be constructed after the drainage ribs were built; these were part of the stabilisation measures applied due to the risk of landslides in the area, and were carried out in advance, during the relocation of the I/16 road. After the superstructure was built, the drainage ribs were connected alongside the foundations to the drainage ditches. The foundations were subsequently covered with stabilisation backfill against landslide risks. The abutment no. 1 and the pier no. 2, situated on the slope of a land spur between the elevated expressway sections, were founded on micropiles. The abutment at the opposite end of the bridge is again founded on large-diameter piles set in the road embankment, which was built as part of the R2 Mýtna – Lovinobaňa project.



Obr. 4 Pohľad na pier s priečnikom
Fig. 4 View of a pier with a crossbeam

podélna pracovná škára na presun výsuvnej skruže pravého mosta. Chýbajúca časť konzoly bola vybudovaná až po presune skruže do ďalšej etapy.

Na založenie väčšej časti mosta boli navrhnuté vŕtané veľkopriemerové pilóty s priemerom 900 mm. Navrhnutá dĺžka pilót bola premenná, upravovala sa počas výstavby na základe úrovne pevného poloskalného podložia. Základy pilierov 16 až 34 pravého mosta bolo možné vybudovať až po výstavbe odvodňovacích rebier, ktoré boli súčasťou sanačných opatrení zosuvného územia a boli urobené v predstihu počas prekladania cesty I/16. Po vybudovaní nosnej konštrukcie boli odvodňovacie rebrá prepojené vedľa základov a napojené do odvodňovacích priekop. Následne boli základy zasypané prítažovacím násypom zosuvného územia. Opora č. 1 a pilier č. 2, ktoré sú situované na svahu terénneho výbežku medzi mostnými estakádami, boli založené na mikropilótach. Krajná opora na opačnom konci mosta je založená opäť na veľkopriemerových pilótach vybudovaných z násypového telesa cesty, ktoré bolo postavené ako súčasť stavby R2 Mýtina – Lovinobaňa.

POUŽITÉ MATERIÁLY

Na výstavbu mostného objektu boli použité nasledujúce objemy stavebných hmôt:

- ▶ Betón spodnej stavby: 20 566 m³
- ▶ Betón nosnej konštrukcie: 30 318 m³
- ▶ Betonárska výstuž nosnej konštrukcie: 4 230 t
- ▶ Betonárska výstuž spodnej stavby: 1 770 t
- ▶ Predpínacia výstuž: 995 t
- ▶ Pilóty s priemerom 900 mm: 10 900 m
- ▶ Mikropilóty: 2 880 m

Celková plocha vozovky je 36 600 m².

ZÁVER

Mostná estakáda je zaujímavá svojou dĺžkou a technicky precíznou realizáciou s dôrazom na funkčnosť konštrukcie s minimálnym počtom ložísk. Dĺžka objektu spolu so zabudovanými objemami hlavných stavebných materiálov robí z objektu stavbu, ktorá by sama osebe bola dominantou na akejkol'vek inej slovenskej diaľnici. Spolu s ďalšími mostami na úseku R2 Kriváň – Mýtina tvorí harmonický celok v dĺžke takmer 6 kilometrov, nazývaný aj „diaľnica v korunách stromov“.



Obr. 5 Horná výsuvná skruž ľavého mosta

Fig. 5 The upper MSS form traveller of the left bridge

MATERIALS USED

The following quantities of construction materials were used for the construction of the bridge structure:

- ▶ Substructure concrete – 20,566 m³
- ▶ Superstructure concrete – 30,318 m³
- ▶ Reinforcement for the superstructure concrete – 4,230 t
- ▶ Reinforcement for the substructure concrete – 1,770 t
- ▶ Prestressing reinforcement – 995 t
- ▶ 900 mm diameter piles – 10,900 m
- ▶ Micropiles – 2,880 m

Total roadway pavement area is 36,600 m².

CONCLUSION

The elevated expressway section is exquisite for its length and supreme attention to technical details of the construction, with emphasis on its functionality and use of a minimum number of bearings. The length of the bridge and the volumes of the main construction materials make it a true highlight among motorway construction projects in Slovakia. Together with other bridges on the R2 Kriváň – Mýtina expressway section, it forms a harmonious and eye-catching landmark stretching for almost six kilometres, which has already earned a well-deserved nickname 'the treetops motorway'.



Obr. 6 Pohľad na hotový most

Fig. 6 A view of the completed elevated section of the expressway

Viadukt Kriváň – Mýtna na rychlostní komunikaci R2

Viadukt celkové délky 4,36 km je situován v environmentálně citlivé horské krajině mezi obcemi Kriváň a Mýtna. Je veden na svazích krásného údolí Kriváňského potoka, který několikrát kříží. Viadukt převádí oba směry 24,5 m široké rychlostní silnice R2 na jedné mostní konstrukci široké 27,50 m. Rozpětí polí je od 60 do 150 m, výška podpěr je až 35 m. Ačkoliv byl viadukt stavěn třemi rozdílnými technologiemi, má po celé délce jednotné architektonické a konstrukční řešení. Viadukt, který tvoří semi-integrační konstrukční systém, byl postaven jako projekt Design & Build.

Viaduct Kriváň – Mýtna on the expressway R2

The viaduct of a total length of 4.36 km is situated in an environmentally sensitive mountainous landscape between the towns of Kriváň and Mýtna. It runs along the slopes of the beautiful valley of the Kriváňský creek, which it crosses several times. The viaduct carries both directions of the 24.5 m wide R2 expressway on a single 27.50 wide bridge structure. The span lengths are from 60 to 150 m, the height of the piers is up to 35 m. Although the viaduct was built using three different technologies, it has a uniform architectural and structural solution along its entire length. The viaduct, which forms a semi-integral structural system, was built as a Design & Build project.



Libor Hrdina



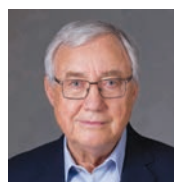
Petr Kocourek



Martin Formánek



Petr Novotný



Jiří Stráský

VÝVOJ KONSTRUKČNÍHO TYPU

Zatímco na obou koncích je viadukt veden po horských svazích, střední část několikrát kříží stávající silnici a potok (obr. 1). Proto jsou rozpětí krajních částí viaduktu od 60 do 70 m, zatímco rozpětí polí ve střední části jsou v důsledku šikmého křížení potoka a dálnice od 70 do 150 m. Bylo zřejmé, že krajní části viaduktu lze betonovat na výsvuné skruži, nebo je lze postupně vysouvat, zatímco střední část vyžaduje letmou betonáž.

Od začátku návrhu bylo zřejmé i to, že optimální řešení představuje mostní konstrukce tvořená páteřním komorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami podepřená úzkými pilíři (obr. 2). Tato konstrukce vyžaduje minimální výkopové práce na strmých svazích a vytváří přehledné a čisté uspořádání pilířů, které minimálně narušují krásnou krajinu. Projektant však musel prokázat, že v případě opravy jednoho směru dálnice lze veškerou dopravu převést na druhý směr. Po celé délce viaduktu je šířka spodní desky komorového nosníku 6,50 m.

DEVELOPMENT OF THE STRUCTURAL TYPE

While at both ends the viaduct is led on the mountain slopes, the central portion crosses the existing highway and creek several times (Fig. 1). That is why the span lengths of the viaduct's side parts are from 60 to 70 m, while the span lengths of middle part, due to the skew crossings of the creek and the highway, is from 70 to 150 m. It was evident that the viaduct's side parts can be cast in a movable scaffolding or can be incrementally launched, while the central part requires balanced cantilever construction.

From the beginning of the design, it was obvious that the one structure formed by a spine box girder with large overhangs supported by narrow piers represents an optimum solution (Fig. 2). This structure requires minimum excavation at the steep slopes and creates clear and clean order of piers minimally disturbing beautiful countryside. However, the designer had to prove that in the case of repair of one carriageway, the whole



Obr. 1 Viadukt Kriváň – Mýtina
Fig. 1 Viaduct Kriváň – Mýtina

Aby se snížila hmotnost montážních prostředků, byla navržena postupná výstavba mostovky. Nejprve byl vybetonován a podélně předepnut páteřní komorový nosník, poté byly na páteřní nosník zavěšeny prefabrikované vzpěry, a následně byla v jednoduchém bednění podepřeném těmito vzpěrami postupně vybetonována deska mostovky (obr. 3). Vzpěry široké 2,50 m jsou tvořeny deskami, ztuženými na okrajích žebry. Žebra jsou umístěna vně; vnitřní povrch je hladký. To nejen zjednodušuje výrobu, ale také zvyšuje bezpečnost pracovníků pohybujících se

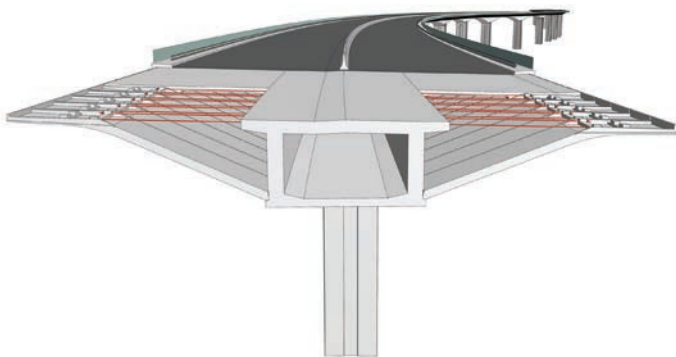


Obr. 2 Konstrukce viaduktu
Fig. 2 Viaduct structure

traffic can be transferred to another one. Along the whole viaduct length, the width of the box girder's bottom slab is 6.50 m.

To reduce the weight of the construction equipment, it was decided to construct the bridge deck incrementally. At first, the spine box girder was cast and longitudinally prestressed, then precast struts were suspended on the spine girder, and the deck slab was progressively cast in simple formworks supported by these struts (Fig. 3). The 2.50 m wide struts have a slab section stiffened by ribs at their edges. The ribs are situated outside; the inner surface is smooth. This not only simplifies production but also increases the safety of workers moving on their smooth surface. In addition, this solution contributes to increasing the aesthetic effect of the viaduct. The combination of the smooth surface of the piers and the girder's bottom slab with the statically necessary ribbing of the outer struts creates a play of shadows that lightens the structure (Fig. 4). The struts were placed on short corbels of the spine girder; their position was secured by two prestressing rods anchored in the top slab (Fig. 5). After casting and transverse prestressing of the deck slab, the space between the struts and the girder's webs was filled with a waterproof material (Fig. 5d). This corresponds to the different static action of the struts during construction and service. During construction, the struts are hinge supported, while during service the struts are fixed into the box girder.

To simplify structural details and eliminate bearings, the viaduct was designed as an integral structure. Since piers formed by twin slender walls guarantee the stability of the cantilever structures during construction and at the



Obr. 3 Postupná výstavba nosné konstrukce
Fig. 3 Progressive construction of the deck

po jejich hladkém povrchu. Toto řešení navíc přispívá ke zvýšení estetického efektu viaduktu. Kombinace hladkého povrchu pilířů a spodní desky nosníku se staticky nezbytným žebrováním vnějších vzpěr vytváří hru stínů, která konstrukci opticky odlehčuje (obr. 4). Vzpěry jsou uloženy na krátké konzoly páteřního nosníku; jejich poloha byla zajištěna dvěma předpínacími tyčemi ukotvenými v horní desce (obr. 5).

Po vybetonování a příčném předepnutí mostovkové desky byl prostor mezi vzpěrami a stojinami nosníku vyplněn vodotěsným materiálem (obr. 5d). To odpovídá rozdílnému statickému působení vzpěr během výstavby a provozu. Během výstavby jsou vzpěry podepřeny kloubově, zatímco během provozu jsou vetknuty do komorového nosníku.

Pro zjednodušení konstrukčních detailů a eliminaci ložisek byl viadukt navržen jako integrální konstrukce. Protože pilíře tvořené dvojími štíhlými stěnami zaručují stabilitu letmo betonovaných konstrukcí během výstavby a zároveň umožňují velký podélný pohyb dokončené vícepolové konstrukce, byly použity nejen pro letmo betonované konstrukce, ale také pro krajní části viaduktu. Zde dvojité stěny podírají předem vybetonované podporové příčníky, na které jsou uloženy přední nohy horní výsuvné skruže.

Administrativně je viadukt rozdělen na dva mosty označené Most 209-01 a Most 209-02 (obr. 6). První most je tvořen čtyřmi dilatačními celky DC1 až DC4 délek od 680 do 700 m. Druhý most se skládá ze čtyř dilatačních celků DC1 až DC4 délek 400 m. Pilíře umístěné uprostřed dilatačních celků jsou rámově spojené s mostovkou a patkami, vzdálené pilíře jsou – podle polohy a výšky pilířů – kloubově nebo rámově spojené s páteřním nosníkem a patkami. Klouby u patek byly během výstavby mostovky znehybněny.

Založení mostní konstrukce odpovídá rozdílné geologii podél trasy, kde se střídá vysoká kvalita podloží s horninou nižší kvality. Viadukt je převážně založen na mikropilotách, některé podpěry jsou však založeny na velkopříměrových pilotách nebo plošně. U dvou podpěr situovaných v blízkosti potoka byla navržena trysková injektáž zlepšující nekalitní skalní podloží.

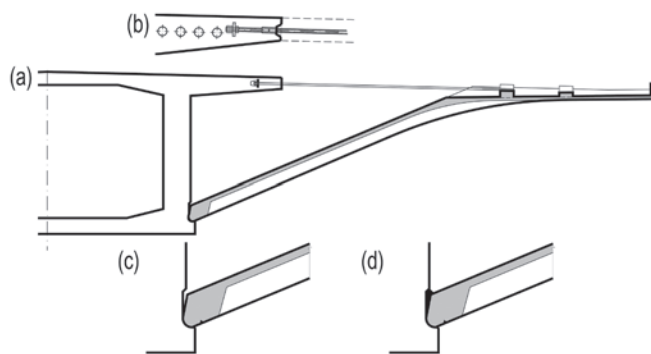
Mimo dilatační spáry mezi letmo betonovanými a vysouvanými mosty jsou všechny ostatní dilatační spáry situovány v mezeře mezi koncovými příčníky podepřenými štíhlými stěnami (obr. 7a).



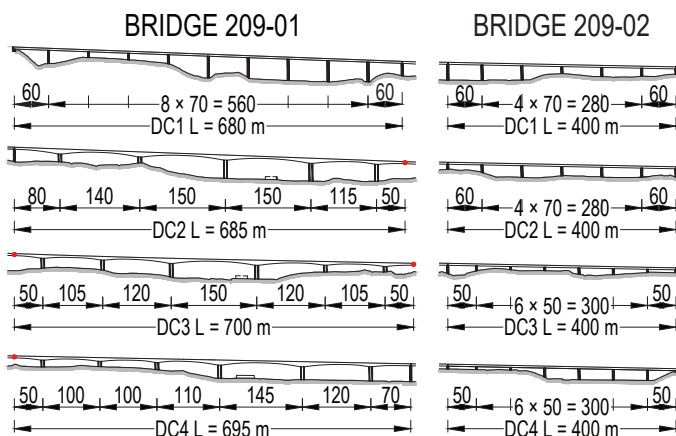
Obr. 4 Vzpěry typického pole
Fig. 4 Typical span's struts

same time allow large longitudinal movement of the completed multi-span structure, they were used not only for cantilever structures, but also for the viaduct's side parts. Here the twin walls support an advance constructed pier tables supporting the front legs of the overhead movable scaffoldings.

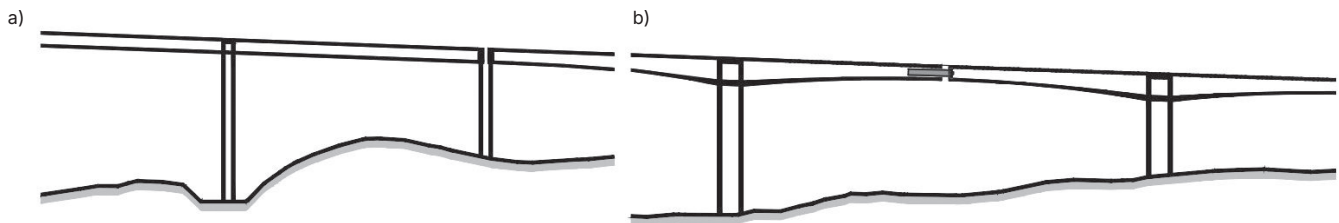
Administratively, the viaduct is divided into two bridges marked Bridge 209-01 and Bridge 209-02 (Fig. 6). The first bridge consists of four expansion units DC1 to DC4 with lengths from 680 to 700 m. The second bridge consists of four expansion units DC1 to DC4 with lengths of 400 m each. The piers situated in the middle of the expansion units are framed connected with the deck and footings, distant piers are – according to position and height of the



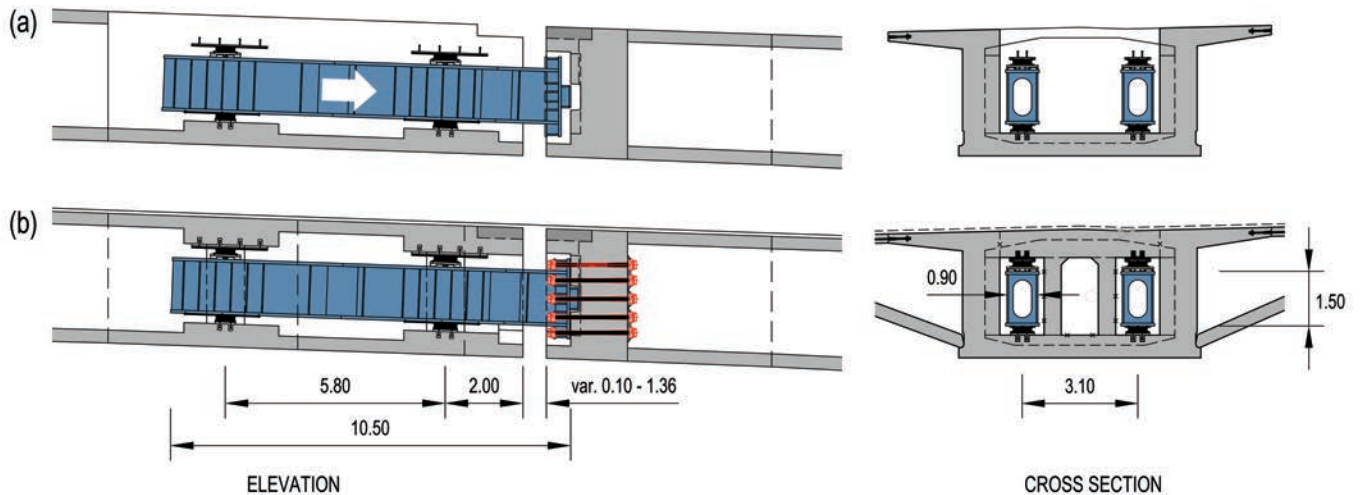
Obr. 5 Zavěšení prefabrikovaných vzpěr
Fig. 5 Suspension of the precast struts



Obr. 6 Podélné řezy mostů tvořících viadukt
Fig. 6 Elevations of bridges forming the viaduct



Obr. 7 Uspořádání dilatačních spár
Fig. 7 Arrangement of expansion joints



Obr. 8 Dilatační nosníky
a) montáž, b) konstrukční uspořádání
Fig. 8 Expansion beams
a) erection, b) structural arrangement

Dilatační spáry letmo betonovaných konstrukcí jsou situovány uprostřed nejkratších polí (obr. 7b). Deformace sousedních konzol jsou redukovány ocelovými nosníky vloženými do komory páteřního nosníku. Nosníky jsou na jedné straně vetknuty do koncového příčnicku a vloženy do komory sousední konzoly, kde jsou podepřeny neoprenovými ložisky umístěnými na dvojici ztužujících příčnicků (obr. 8). Časově závislá analýza prokázala, že v dilatačních polích je deformace uprostřed rozpětí poloviční oproti deformacím konstrukcí s klouby uprostřed rozpětí.

LETMO BETONOVANÉ MOSTY

Letmo betonované mosty celkové délky 2080 m (obr. 9 a 10) byly betonovány v symetrických konzolách. Výška nosníku uprostřed všech polí je 3,50 m. Výška nosníku u podpěr je pro rozpětí do 110,00 m 6,50 m, pro větší rozpětí má nosník výšku 9,00 m. Náběh má tvar paraboly druhého stupně. Délka zárodku byla 12,5 m, délka letmo betonovaných segmentů byla od 2,50 do 5,00 m, délka středního uzavíracího segmentu byla 2,50 m. Mostovka je předepnuta čtyřmi systémy kabelů. Během letné betonáže byly v každém segmentu ukotveny konzolové kabely. Po betonáži uzavíracího segmentu byly instalovány a napnuty kabely vedené v poli ve spodní desce a soudržné kabely spojitosti. Po betonáži a příčném předpětí vnějších konzol byly osazeny a napnuty vnější nesoudržné kabely spojitosti.

Dilatační celky byly betonovány letmo v symetrických konzolách, postupně budovaných od jejich středů směrem k dilatačním spárám. Před betonáží všech středních spár byly sousední konzoly spojeny montážními ocelovými nosníky, a následně svisle vyrovnány. Když byly betono-

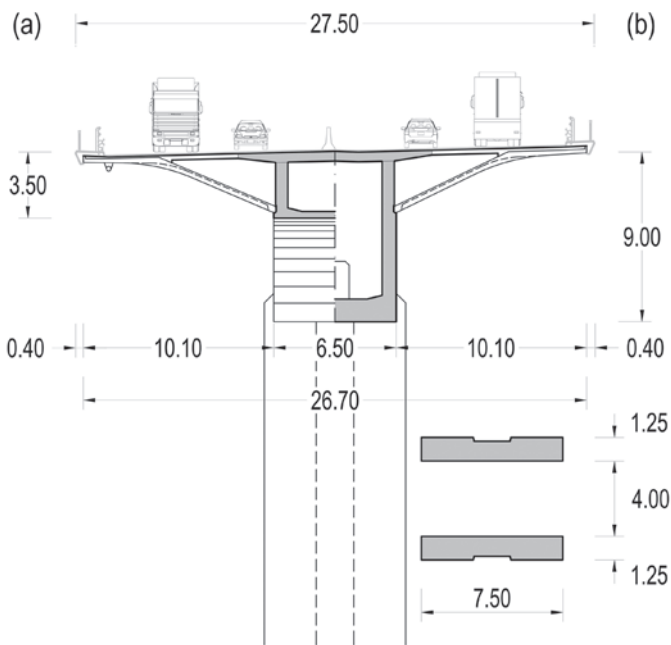
piers - hinge or frame connected with the spine girder and footings. The hinges at footings were immobilized during the deck's construction.

The foundation of the bridge structure reflects the very different geological conditions along the length of the route, where a high-quality bedrock alternates with lower-quality ones. For the foundation of the viaduct mostly micro-piles were designed, however, some supports are also founded on large-diameter piles or on spread footings. Also, jet grouting improves the poor-quality bedrock of two piers situated close to the creek. Apart from the expansion joints between cantilevered and launched bridges, all other expansion joints are situated in the gap between the units' end diaphragms supported by slender walls (Fig. 7a).

The expansion joints of the cantilever structures are situated at midspans of the shortest spans (Fig. 7b). Deformations of the adjacent cantilevers are reduced by steel beams inserted into the spine box. The beams are fixed into the midspan diaphragm of one cantilever and are inserted into the box's cell of the adjacent cantilever where the beams are supported by neoprene bearings placed on the span diaphragms (Fig. 8). The time-dependent analysis has proved that the mid-span deformations of these expansion spans are one half of the deformations of the structures with mid-span hinges.

CANTILEVER BRIDGES

Cantilever bridges of a total length of 2,080 m (Figs. 9 and 10) were progressively cast in balanced cantilevers. The depth of the girder in the middle of all spans is 3.50 m. The depth of the girder at the supports is 6.50 m for



Obr. 9 Příčné řezy letmo betonovaných mostů

a) uprostřed rozpětí, b) u podpěry

Fig. 9 Cross sections of the cantilever bridges

a) at midspan, b) at support

vány střední spáry vnějších polí, byly sousední konzoly od sebe rozepřeny hydraulickými lisami. Pilíře vnějších konzol byly vychýleny vně – ve směru opačném k jejich pohybu způsobenému dotvarováním a smršťováním betonu mostovky. U kloubových pilířů jejich vodorovné vychýlení zvýšilo rotační kapacitu vrubových kloubů.

MOSTY STAVĚNÉ PO POLÍCH

Páteřní komorový nosník dilatačního celku DC1 mostu 209-01 o délce 680 m a celků DC1 a DC2 mostu 209-02

spans up to 110.00 m, for larger spans the girder depth is 9.00 m. The haunches have a shape of the second-degree parabola. The length of the pier table was 12.5 m, the length of the segments was from 2.50 to 5.00 m, the length of the closure was 2.50 m.

The deck is prestressed by four cable systems. During the cantilever construction cantilever tendons were anchored in each segment. After the closure was cast, the span tendons and internal continuity tendons were installed and tensioned. After casting and transverse prestressing of the overhangs, the external continuity cables were installed and tensioned.

The expansion units were constructed in symmetrical cantilevers progressively built from their centers towards the expansion joints. Before casting all closures, the adjacent cantilevers were connected by erection steel beams and subsequently vertically adjusted. When the mid-span joints of the outer spans were cast, the adjacent cantilevers were jacked apart. The piers of the outer cantilevers were deflected outwards – in the direction opposite to their movement caused by creep and shrinkage of the concrete of the deck. In the case of pinned piers, their horizontal deflection has increased the rotational capacity of the concrete hinges.

SPAN-BY-SPAN CONSTRUCTED BRIDGES

The spine box girder of the expansion unit DC1 of bridge 209-01 with a length of 680 m and of the units DC1 and DC2 of the bridge 209-02 of lengths of 2 x 400 m were cast span-by-span with overhanging cantilevers in a formwork suspended on an overhead movable scaffolding, which was formed by a tied arch with so called organic prestressing.

The spine girder is prestressed by internal coupled tendons situated in the webs and short support tendons



Obr. 10 Letmo betonovaný most s rozpětím 150 m

Fig. 10 Cantilever bridge with 150 m long span

délky 2 × 400 m byl betonován po polích s převislými konzolami v bednění zavěšeném na horní výsuvné skruži tvořené obloukem s táhlem s tzv. organickým předpětím.

Páteří nosník je předepnut vnitřními soudržnými kabely vedenými ve stojinách a krátkými podporovými kabely vedenými v horní desce. Za betonovanými poli byly postupně osazeny vnější prefabrikované vzpěry a v bednění podepřeném těmito vzpěrami byly v úsecích délky 50 m vybetonovány vnější konzoly. Po jejich příčném předepnutí byly instalovány a napnuty vnější kabely spojitosti.

VYSOUVANÉ MOSTY

Dilatační celky DC3 a DC4 o délce 2 × 400 m mostu 209-02 byly postupně vysouvány. Celky byly vysouvány od společné podpory umístěné v místě změny zakřivení. Vzhledem k tomu, že celý průřez mostu lze relativně snadno vybetonovat a následně vysunout, nebylo nutné mostovku vytvářet postupně. Proto byl průřez konstrukce upraven. Vnější deskové vzpěry byly nahrazeny jednoduchými pruty umístěnými v místě výztužných žeber vzpěr. Tím byl zachován charakter a jednotný architektonický výraz konstrukce.

Během vysouvání byla mostovka postupně předpínána vnitřními soudržnými kabely umístěnými v průřezu mostovky. Po vysunutí konstrukce byly instalovány a napnuty vnější spojitě kabely situované v komoře nosníku.

Mostovka byla betonována po úsecích délek 30–35 m ve formě situované v místě prvního pole celku DC4. Výsuvná ložiska byla umístěna pouze na jedné stěně podpěr, vždy blíže k výsuvným lisům, druhá stěna byla volná a sloužila k umístění hydraulických lisů. Stěny byly dočasně vyztuženy ocelovou příhradou. Po vysunutí celku DC3 byly výsuvné zařízení a ocelový nos otočeny a DC4 byl vysouván v opačném směru.

ZÁVĚR

Výstavba viaduktu, která proběhla bez podstatných technických problémů, začala v roce 2022 a dokončena byla v roce 2025. Viadukt, který byl postaven v krásném údolí v ekologicky citlivé horské oblasti, měl během výstavby minimální dopad na krajinu. Architektura stavby byla vyvinuta na základě pravdivého konstrukčního řešení; konstrukce vytváří ekonomický semi-integrální konstrukční systém, který vyžaduje minimální údržbu. Ačkoliv byly použity různé technologie, má viadukt po celé své délce jednotné architektonické a konstrukční uspořádání. Přestože je viadukt značných rozměrů, krásnou krajinu nepřehlušuje, ale spíše ji doplňuje.

Viadukt byl postaven jako Design & Build Projekt. Jeho investorem je Národní diaľničná spoločnosť, Bratislava. Projekt rychlostní komunikace R2 vypracoval Dopravoprojekt, Bratislava. Vlastní projekt viaduktu je prací projekční kanceláře Stráský, Hustý a partneři, Brno. Vedoucí projektant je Libor Hrdina. Viadukt byl postaven sdružením „Združenie R2 Kriváň – Mýtna“ tvořeným firmami Doprastav, Bratislava; STRABAG, Bratislava; EUROVIA SK, Košice, Slovakia a EUROVIA CS, Praha, Czech Republic.

led at the top slab. Two spans behind the casting spans, the precast struts were gradually erected, and the overhangs were cast into a formwork supported by these struts in 50 m long sections. After their transverse pre-stressing, external continuity cables were installed and tensioned.

LAUNCHED BRIDGES

The expansion units DC3 and DC4 of the lengths of 2 x 400 m of the bridge 209-02 were incrementally launched. The units were launched from a common support situated at the point of curvature change. Since the entire cross-section of the bridge can be relatively easily cast and subsequently launched, it was not necessary to create the deck incrementally. Therefore, the cross-section of the structure was modified. The outer slab struts were replaced by single bars located in the place of the struts' stiffening ribs. Thus, the character and unified architectural impression of the structure were preserved.

During launching, the deck was incrementally pre-stressed by coupled internal tendons situated in the deck's cross section. After the structure was launched, external continuity cables situated inside the box were installed and tensioned.

The deck was cast in segments of 30-35 m in length in the casting plant located at the location of the first span of the DC4 unit. The launching bearings were placed only on one pier's wall always closer to the launching jacks, the other wall support was free and served for placing the hydraulic jacks. The wall piers were temporarily reinforced by a steel truss. After the launching of the DC3 unit, the launching device and the steel nose were turned and the unit DC4 were launched in the opposite direction.

CONCLUSIONS

The construction of the viaduct which proceeded without any significant technical problems began in 2022; completed was in 2025. The viaduct, which was constructed in a beautiful valley in an environmentally sensitive mountain area, had a minimum impact on the countryside during its construction. The architecture of the structure was developed from the true structural solution; the structure creates economical semi-integral structural system which requires minimum maintenance. Although different construction methods have been utilized, the viaduct has a uniform architectural and structural arrangement along its whole length. Even though the viaduct is a considerable size, it does not overwhelm the beautiful landscape but rather complement it.

The viaduct was constructed as a Design Build Project, the client is Národná diaľničná spoločnosť (Road Construction Company), Bratislava. The expressway design is work of the firm Dopravoprojekt, Bratislava. The viaduct was designed by a firm Stráský, Hustý a partneři, Brno, Czech Republic, the Project Manager was Libor Hrdina. The Viaduct was constructed by a Združenie (Joint Venture) R2 Kriváň – Mýtna formed by firms Doprastav, Bratislava; STRABAG, Bratislava; EUROVIA SK, Košice, Slovakia and EUROVIA CS, Praha, Czech Republic.

Viadukt dálnice D1 u obce Turie – most 202

Viadukt dlouhý 614,0 m je tvořen dvěma souběžnými mosty o 14 polích s typickými rozpětími 43,5 m. Oba mosty tvoří semi-integrovaný konstrukční systém. Nosné konstrukce jsou tvořeny komorovými nosníky, které byly betonovány po polích do bednění podpíraného spodní výsuvnou skruží. Založení mostů bylo ovlivněno skutečností, že viadukt je situován v sesuvném území.

Viaduct of the motorway D1 near a village Turie – Bridge 202

The 614.0 m long viaduct consists of two parallel bridges with 14 spans with a typical span of 43.5 m. Both bridges form a semi-integral structural system. The superstructures are made of box girders which were cast span-by-span in formwork supported by underslung movable scaffolding. The foundations of the bridges were influenced by the fact that the viaduct is situated in a landslide area.



Vladimír Puda



Milan Šenkyřík



Pavel Svoboda



Jiří Stráský

Poblíž Žiliny je dálnice D1 vedena v krásné krajině Malé Fatry. V úseku Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala vede po několika dlouhých mostech (obr. 1). Výstavbu dálnice, která probíhala v režimu Žluté knihy FIDIC, zahájilo sdružení „Združenie SALINI IMPREGILO – DÚHA“. Sdružení striktně požadovalo, aby všechny mosty byly navrženy jako prefabrikované nosníkové konstrukce.

Výstavba dálnice začala v roce 2015. Zhotovitel provedl základy, spodní stavby, smontoval prefabrikované nosníky a vybetonoval sprážené desky některých polí několika mostů. V roce 2019 se sdružení rozhodlo od stavby odstoupit. V nové soutěži získalo zakázku sdružení „Združenie SKANSKA – Višňové“. Vzhledem k tomu, že výstavba tohoto viaduktu ještě nezačala, zhotovitel se rozhodl opustit návrh prefabrikovaných nosníků a využít svých zkušeností s výstavbou mostů stavěných na výsuvných skružích.

ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

614,0 m dlouhý viadukt vede dálnici přes dlouhé údolí, retenční nádrže, místní komunikaci a potok (obr. 2). Viadukt je tvořen dvěma souběžnými mosty o 14 polích s typickým rozpětím 43,5 m. Osa viaduktu je v půdorysném oblouku s poloměrem 1500 m a v proměnném podélném sklonu od 4,0 do 1,5 %.

The Slovak motorway D1 near a city of Žilina is situated in a beautiful landscape of the Malá Fatra Mountains. In the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section, it runs on several long bridges (Fig. 1). The construction of the motorway, which was carried out under the FIDIC Yellow Book regime, was started by a Joint Venture ‘Združenie SALINI IMPREGILO – DÚHA’. The Venture strictly required that all bridges be designed as prefabricated beam structures.

Motorway construction started in 2015. The contractor carried out foundations, substructures, erected precast girders and cast composite slabs of some spans for a few bridges. In 2019, the Joint Venture decided to withdraw from the construction. In a new competition a Joint Venture ‘Združenie SKANSKA – Višňové’ won the contract. Since construction of this viaduct has not started, the contractor has decided to abandon precast girder design and utilize his experience with construction of bridges using a movable scaffolding.

ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL DESIGN

The 614.0 m long viaduct carries the motorway over a long valley; retention ponds, a local road and a creek (Fig. 2). The viaduct is formed by two parallel bridges with 14 bays of a typical span length of 43.5 m. The viaduct's axis is in a plan

Předpjatá betonová mostovka obou mostů je tvořena 2,40 m vysokým spojitým komorovým nosníkem o 14 polích (obr. 3). Šířka levého mostu je od 13,55 do 15,05 m; šířka pravého mostu 14,80 m je po celé délce konstantní. Nad podpěrami je nosník vyztužen 3 m dlouhými podporovými příčnicíky s průleznými otvory, jejichž výška 1,5 m postačovala pro snadnou přepravu bednění vnitřní dutiny komorového nosníku během stavby. Pro kontrolu ložisek byly ve spodní desce vytvořeny průřezy.

Komorový nosník z betonu C35/45 je podélně předepnut čtyřmi systémy kabelů Dywidag tvořenými 12 lany průměru 0,6":

- ▶ Spojité kabely vedené na stojinách nosníku, které jsou napínány a spojovány v pracovních spárách.
- ▶ Spojité kabely vedené na stojinách nosníku, které se překrývají nad pilíři a jsou ukotveny na opačných stranách podporových příčnicíků.
- ▶ Krátké kabely vedené v horních deskách nad pilíři. Tyto kabely, které mají nenapínané (mrtvé) kotvy zabetonované v desce za podporovými příčnicíky, byly napínány z pracovních spár.
- ▶ Krátké kabely umístěné na spodní desce s kotvami v dolních rozích komorového nosníku.

Pilíře jsou tvořeny štíhlými sloupy osmiúhelníkového průřezu, který přechází do hlavic sloupů. Na pilířích 8, 9 a 10 je mostovka kloubově spojena s hlavicemi, na zbývajících pilířích a koncových opěrách je mostovka podepřena dvojicemi hrncových ložisek.

Návrh založení viaduktu řeší obtížné geotechnické podmínky lokality mostu, která je geologicky tvořena paleogenními vrstvami písčitých a prachovitých jílovců a prachovců, střídajícími se s vrstvami pískovců a slepenců. Vzhledem ke střídání vrstev jílovců a prachovců s pískovci jsou svahy hory v této oblasti náchylné k sesuvům půdy.

Polovina viaduktu (od opěry 1 k pilíři 7) se nachází v oblasti převážně proudových sesuvů se smykovými plochami v hloubce od 5 do 11 m. Na základě rozsáhlého geotechnického monitoringu bylo zjištěno, že rychlost posunů svahu úzce souvisí s kolísáním hladiny podzemní vody. Proto byla v této oblasti provedena drenáž pomocí 120 m dlouhých vrtů, která snižuje hladinu podzemní vody, a následně zpomaluje nebo zastavuje sesuvy svahu. Aktivní sesuvné zóny s ¼ pohybem však zůstávají u opěry 1 a pilířů 5, 6 a 7. Proto je opěra 1 založena na 16 m dlouhých vrtaných pilotách a je ukotvena 25 m dlouhými horninovými kotvami. Opěra také umožňuje dodatečnou instalaci dalších horninových kotev. Všechny podpěry jsou založeny na 18 m dlouhých vrtaných pilotách a základy pilířů 2, 3, 5, 6 a 7 jsou chráněny opěrnými stěnami. Tyto stěny jsou tvořeny 16 m dlouhými vrtanými



Obr. 1 Most 202
Fig. 1 Bridge 202

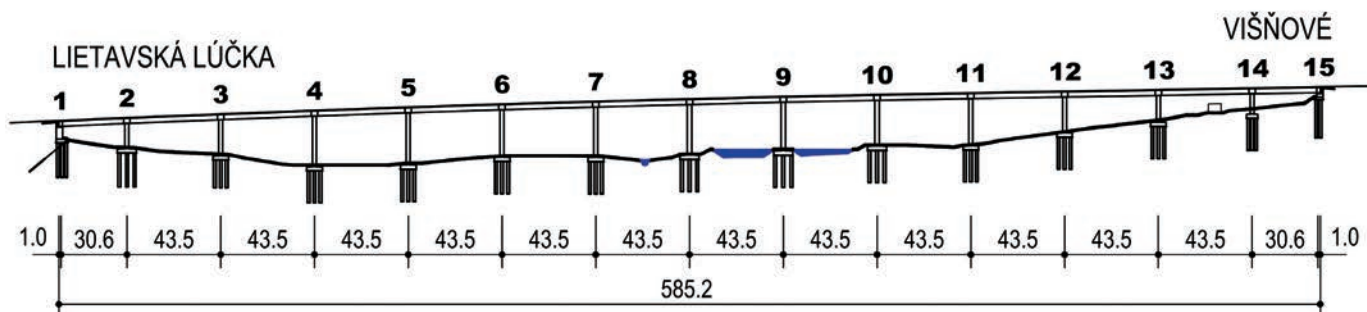
circle with a radius of 1,500 m and in a variable longitudinal slope from 4.4 to 1.5%.

The prestressed concrete deck of both bridges consists of 14-span continuous box girder of depth of 2.40 m (Fig. 3). The width of the left bridge is from 13.55 to 15.05 m; the width of the right bridge 14.80 m is constant along its entire length. Above supports the girder is strengthened by 3 m long pier diaphragms with man-holes, which heights of 1.5 m was sufficient for easy transport of the inner cell's formwork of the box girder during construction. For inspection of the bearings, manholes were made at the bottom slab.

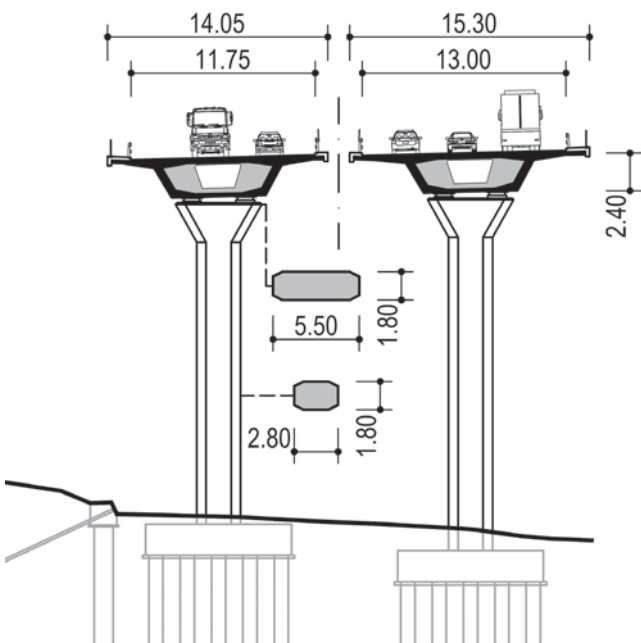
The box girder from C35/45 concrete is longitudinally prestressed by four systems of Dywidag tendons of 12-0.6" strands:

- ▶ Continuous tendons led at girder's webs that are coupled in construction joints.
- ▶ Continuous tendons led at the girder's webs that overlap above the piers and are anchored at opposite sides of the diaphragms.
- ▶ Short tendons situated at the tops slab above the piers. These tendons, which have dead anchors in the slab behind the diaphragms, were tensioned from the construction joints.
- ▶ Short tendons situated at the bottom slab with anchors situated at bottom corners of box girder.

The piers are formed slender columns of the octagonal cross section that transfer into column's caps. On piers 8, 9 and 10 the deck is hinge connected with the caps, on remaining piers and end abutments the deck is supported by couples of pot bearings.



Obr. 2 Podélný řez
Fig. 2 Elevation



Obr. 3 Příčný řez u pilíře 5
Fig. 3 Cross section at pier 5

pilotami kotvenými horninovými kotvami délky 26 až 30 m.

STAVBA VIADUKTU

Mostovka byla betonována postupně po polích s převislými konzolami v bednění podepřeném spodní výsuvnou skruží Strukturasy (obr. 4). Nejprve byl postaven pravý most ve směru od opěry 15 k opěře 1, poté byla skruž otočena a použita pro stavbu levého mostu v opačném směru. Pro

The design of the viaduct's foundations addresses difficult geotechnical conditions of the bridge site which is geologically formed by Paleogene layers of sandy and silty claystones and siltstones alternating with layers of sandstones and conglomerates. Due to the of layers' alternation of claystones and siltstones with sandstones, the mountain's slopes of this area are prone to landslide movements.

Half of the viaduct (from the abutment 1 to the pier 7) is situated in an area of predominantly flow landslides with shear surfaces at a depth of from 5 to 11 m. Based on extensive geotechnical monitoring it was found that the rate of slope displacements is closely linked to fluctuations in the groundwater level. Therefore, a drainage via 120 m long boreholes was implemented in this area, which decreases the groundwater level and a subsequent slowdown or cessation of the slope's landslides. However, the active landslide zones with $\frac{1}{4}$ movement remain at the abutment 1 and the piers 5, 6 and 7. That is why the abutment 1 is found on 16 m long drilled piles and it is anchored by 25 m long rock anchors. Also, a provision for additional installation of more rock anchors is prepared. All piers are found on 18 m long drilled piles and the footings of piers 2, 3, 5, 6 and 7 are protected by walls. These walls are formed by 16 m long drilled piles anchored by rock anchors of length from 26 to 30 m.

VIADUCT CONSTRUCTION

The bridge deck was incrementally cast span-by-span with overhanging cantilevers in formwork supported by Strukturasy underslung movable scaffolding (Fig. 4). At first the right bridge in direction from abutment 15 to abutment 1 was constructed, then the scaffolding was turned and used for construction of the left bridge in the opposite direction. To speed



Obr. 4 Postupná výstavba mostu
Fig. 4 Progressive construction of the right bridge

urychlení výstavby byla první pole betonována na pevné skruži. Až do dosažení prvního pilíře s betonovým kloubem měla stavěná konstrukce dočasně pevné uložení na prvním pilíři.

Komorový nosník byl betonován ve dvou fázích, nejprve spodní deska a stojiny, poté horní deska. Jakmile byly napnuty spojované kabely a krátké kabely nad podpěrami, výsuvná skruž se přesunula do dalšího pole. Zbývající kabely byly dodatečně napnuty po dokončení sousedního pole.

STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA

Ekonomický návrh viaduktu byl umožněn jeho podrobnou statickou a dynamickou analýzou. Vzhledem k tomu, že most tvoří semi-integrální konstrukční systém, byly detailně analyzovány objemové změny betonu a stabilita pilířů. Most, který byl analyzován softwarovým systémem MIDAS, byl modelován jako 3D konstrukce sestavená z nosíkových prvků. Byla provedena podrobná časově závislá analýza postupně stavěné konstrukce pro navržený a skutečný stavební postup.

ZÁVĚR

Viadukt tvoří konstrukčně efektivní a architektonicky elegantní konstrukci. Vzhledem k tomu, že je sestaven ze štíhlých nosných prvků, vytváří lehkou a transparentní konstrukci s minimálním dopadem na životní prostředí. Viadukt byl realizován formou Design Build Project, klientem je Národní diaľničná spoločnosť, Bratislava. Navrhla ho firma Stráský, Hustý a partneři, Brno, Česká republika, a postavila firma Skanska SK, a.s., Bratislava, Slovensko.

up the construction the first spans were cast on stationary scaffolding. Till reaching the first pier with concrete hinge the erected structure has a temporary fix bearing on the first pier. The box girder was cast in two stages, at first, the bottom slab and webs, then the top slab. As soon as coupled continuous tendons and short pier tendons were post-tensioned, the scaffolding moved into the next span. Remaining tendons were post-tensioned when the neighboring span was completed.

STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS

The viaduct's economical design was made possible by its detailed static and dynamic analysis. Since the bridge forms a semi-integral structural system, the volume changes and stability of piers were carefully determined. The bridge, which was analyzed by the MIDAS software system, was modeled as a 3D structure assembled from beam elements. A detailed time-dependent analysis of the gradually erected structure was performed for the designed and actual construction process.

CONCLUSIONS

The viaduct forms structurally efficient and architecturally elegant structure. Since the viaduct is composed of slender structural members, it creates light and transparent structure that has a minimal impact on the environment. The viaduct was constructed as a Design Build Project, the client is Národná diaľničná spoločnosť (Road Construction Company), Bratislava. The viaduct was designed by a firm Stráský, Hustý a partneři, Brno, Czech Republic, and was constructed by Skanska SK, a. s., Bratislava, Slovakia.



CREATIVITY – KNOWLEDGE – EXPERIENCE – HARD WORK

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

Bridge across the Vltava River at Praha-Suchdol, winning design of the international architectural competition.

Viadukt dálnice D1 nad svážným územím – most 204

Viadukt, který je tvořen dvěma souběžnými mosty délek 254,0 m, převádí dálnici přes svážné území, potok a polní cestu. Mosty o šesti polích s rozpětími od 34,50 do 100,0 m jsou tvořeny dvěma konstrukčně rozdílnými částmi. První tři pole, která jsou sestavena z prefabrikovaných nosníků a sprážených desek, spojitě navazují na letmo betonovanou komorovou konstrukci o třech polích. Uspořádání mostů bylo ovlivněno skutečností, že viadukt je situován ve svážném území.

Viaduct of motorway D1 over the landslide area – Bridge 204

The 254.0 m long viaduct, which consists of two parallel bridges, carries the motorway over a landslide area, a creek and a rural road. The six span bridges with spans ranging from 34.50 to 100.18 m are made up of two different structures. The first three spans, which are formed by precast beams and a composite deck slab, are connected to a three span cast in place cantilevered structure. The landslides within the site influenced the arrangement of the viaducts.



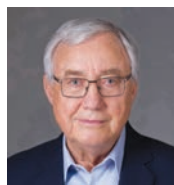
Tomáš Dvořák



Michal Jurík



Pavel Svoboda



Jiří Stráský

Dálnice D1 poblíž Žiliny prochází krásným pohořím Malá Fatra. V úseku Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, jehož stavba byla zahájena v roce 2015, vede dálnice po několika dlouhých mostech (obr. 1). Stavbu, která byla realizována v režimu Žluté knihy FIDIC, původně získalo „Združenie SALINI IMPREGILO – DÚHA“. Zhotovitel striktně požadoval, aby všechny mosty byly navrženy jako prefabrikované konstrukce. Proto byl viadukt navržen jako prefabrikovaná nosníková konstrukce o 9 polích s rozpětími od 34,5 do 41,0 m. Geotechnický průzkum provedený na začátku výstavby dálnice však v místě stavby zjistil přítomnost několika aktivních a potenciálních sesuvů. Po zvážení a propracování řady alternativ bylo rozhodnuto překonat nejnebezpečnější úseky poli s velkým rozpětím.

V roce 2019 se sdružení rozhodlo od stavby odstoupit. V nové soutěži získalo zakázku „Združenie SKANSKA – Višňové“. Bylo dohodnuto, že most 204 bude postaven podle projektu vypracovaného předchozím sdružením.

ARCHITEKTONICKÉ A KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Viadukt dlouhý 354 m převádí dálnici přes dlouhé údolí s nebezpečnými sesuvy, potokem a místní komunikací (obr. 2). Každý ze dvou mostů má vlastní horizontální

The Slovak motorway D1 near a city of Žilina passes through the beautiful Malá Fatra Mountains. In the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section, which construction started in 2015, the motorway runs on several long bridges (Fig. 1). The contract, which was carried out under the FIDIC Yellow Book regime, was initially undertaken by the Joint Venture (JV) 'Združenie SALINI IMPREGILO – DÚHA'. The Venture strictly stipulated that all bridges must be designed as prefabricated structures. Therefore, the viaduct was designed as a 9-span precast beam structure with spans from 34.5 to 41.0 m long. However, the geotechnical survey performed upon the start of the motorway's construction indicated of the presence of several active and potential landslides within the site. After numerous options have been considered and worked out, it was decided to bridge the most dangerous zones by long spans. In 2019, the Joint Venture decided to withdraw from the job. In a new bid, the Joint Venture 'Združenie SKANSKA – Višňové' won the contract. It was agreed that the bridge 204 will be constructed according to the project developed under the previous JV.

ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL DESIGN

The 354 m long viaduct carries the motorway over a long valley with hazardous sliding areas, a creek and a local



Obr. 1 Most 204
Fig. 1 Bridge 204

a vertikální uspořádání, protože osa dálnice přechází z kruhu o poloměru 2000 m do dvou samostatných tunelových trub. Vzdálenost mezi levou a pravou stranou se po přechodové křivce zvětšuje z přibližně 16 m na více než 23,5 m na konci. Liší se i vertikální směr, protože úsek dálnice před mostem má stupňovitý tvar, který odpovídá příčnému sklonu svahu, zatímco obě tunelové trouby jsou ve stejné výšce. Výška pravého mostu se tedy zvedá s konstantním sklonem 4,0 %, zatímco levý most musí dohnat strmější sklon 4,5 %, po kterém následuje přechodový vertikální oblouk, který odpovídá výšce a sklonu pravého mostu. Šířka pravého mostu je 15,30 m, šířka levého mostu je 14,35 m.

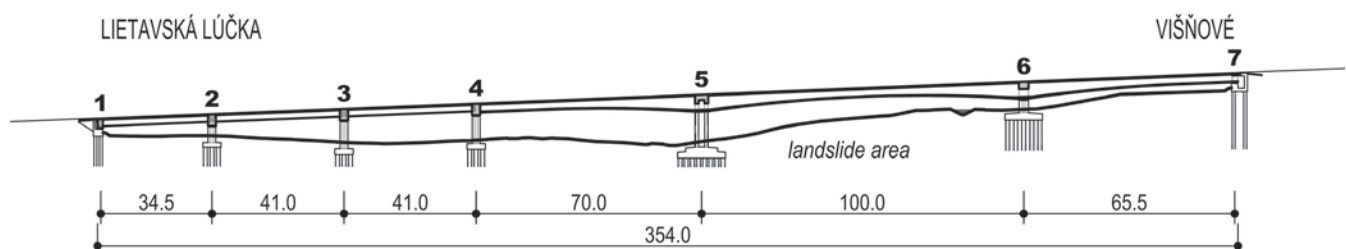
První tři pole obou mostů (rozpětí 35,0 + 2 × 41 m) jsou sestavena ze dvou metrů vysokých prefabrikovaných nosníků a sprážených mostovkových desek o tloušťce 0,23 m (obr. 3a). Následující tři pole (rozpětí 70,0 + 100,0 + 66,0 m) byla betonována letmo (obr. 3b). Prefabrikované nosníky jsou uloženy na úložných prazích tvaru obráceného písmene T. Na koncích prefabrikované části, tj. na opěře 1 a pilíři 4, se tvar prahu přirozeně redukuje na tvar písmene L. Úložné prahy jsou podepřeny každý dvěma hrncovými ložisky. Vzhledem k rozdílné šířce mostů má pravý most v průřezu 9 nosníků a levý most 8 nosníků. Každý prefabrikovaný nosník je sestaven ze tří segmentů, které jsou vzájemně spojeny předpětím; spáry jsou vyplněny epoxidem.

Letmo betonované konstrukce jsou tvořeny jednodokorovými nosníky proměnné výšky od 2,70 m uprostřed rozpětí a u podpěr 4 a 7 do 5,20 m u podpěr 5 a 6. Náběhy sledují tvar paraboly 2. stupně. V místě podpěr jsou nosníky vyztuženy příčníky. Nad pilířem 5,

road (Fig. 2). Each of the two bridges have dedicated horizontal and vertical alignments, as the motorway morphs from a circle with a radius of 2,000 m into two separate tunnel tubes. For the most part following a transitional curve, the horizontal distance between the left and right tunnel tubes grows from about 16 m to over 23.5 m at the end. The vertical alignment is also different, as a stretch of the motorway ahead of the bridge has a stepped configuration, adhering to a cross slope, while both tunnel tubes are at the same elevation. Thus, the right bridge elevation rises at a constant 4.0% gradient, while the left bridge must catch up with a steeper 4.5%, followed by a transition vertical arc to match the elevation and grade of the right bridge. The width of the right bridge is 15.30 m, the width of the left bridge is 14.35 m.

The first three spans of both bridges (35.0 + 2 x 41 m long) are assembled of 2.0 m deep precast beams and a composite deck slab 0.23 m thick (Fig. 3a). The following three spans (70.0 + 100.0 + 66.0 m long) are built by the balanced cantilever method (Fig. 3b). The precast beams rest on transverse girders shaped as inverted letter T. At the ends of the precast section, i.e. on abutment 1 and pier 4, that inverted T naturally reduces to letter L. The transverse girders are supported by two pot bearings each. Due to the different bridges' width, the right bridge has 9 beams, and left bridge has 8 beams in a cross section. Each precast beam is assembled of three segments, which are mutually connected by prestressing; the joints are filled with epoxy.

The cantilever structures are made of single-cell box girders of a variable depth ranging from 2.70 m at midspan and at supports 4 and 7 to 5.20 m at piers



Obr. 2 Podélný řez
Fig. 2 Elevation

kde je nosná konstrukce monoliticky spojena se spodní stavbou, jsou nad stěnami děleného pilíře umístěny dva příčné tloušťky 1,15 m. Nad pilířem 6 přenáší jeden příčník tloušťky 3,0 m namáhání ze stojin do dvou hrncových ložisek. Podobné řešení je nad opěrou 7. Vzhledem k menším silám má zde příčník tloušťku jen 1,8 m. V místě podpory 4 byl komorový nosník přibetonován ke stěně příčníku tvaru písmene L, který také slouží jako úložný práh prefabrikovaných nosníků sousedních polí. Kromě toho je komorový nosník přibližně ve třetinách rozpětí vyztužen 0,70 m tlustými žebry, které přenášejí radiální síly z vnějších průběžných kabelů do stojin.

Mostovka je předepnuta třemi systémy kabelů klasického uspořádání. Během výstavby byly v každém segmentu instalovány a ukotveny konzolové kabely. Po betonáži uzavíracích spár byly osazeny a napnuty kabely vedené ve spodní desce v polích a vnější průběžné kabely. Vnější kabely jsou vedeny v komoře nosníků a jsou ohýbány v podporových příčnicích a v žebrech situovaných v polích.

U podpěry 4 je podélná betonářská výztuž horní desky komorového nosníku zakotvena ve sřažené desce prefabrikovaných nosníků. Tato výztuž spolu s dodatečnou výztuží podporových příčniců zaručuje monolitické spojení prefabrikovaných a letmo betonovaných polí. Pilíře 5, které jsou monoliticky spojeny s mostovkami obou mostů, tvoří pevné body mostu (obr. 4). Podélné pohyblivá ložiska podpírají mostovku na všech ostatních pilířích. Pilíř 5 je tvořen dvěma stěnami o tloušťce 1,05 m. Ostatní pilíře mají průřez ve tvaru písmene H. Ačkoliv se rozměry pilířů liší podle zatížení a výšky, mají vizuálně ucelený vzhled. Všechny základy jsou založeny na vrtaných pilotách.

Ochranné zdi tvořené kotvenými vrtanými pilotami, které zastavují sesuv, jsou umístěny proti svahu u každé podpěry s výjimkou opěry 1 a pilíře 2.

VÝSTAVBA VIADUKTU

Výstavba prefabrikovaných a monolitických částí viaduktu probíhala současně (obr. 5). Po postavení pilířů byly vybetonovány příčníky podpěr 1 až 4. Potom byly osazeny prefabrikované nosníky a postupně byla vybetonována sřažená deska. Současně byly zhotoveny

5 and 6. The haunches follow the shape of the 2nd degree parabola. At supports the girders are stiffened by internal diaphragms. Above the pier 5, where the superstructure is monolithically connected to the substructure, two diaphragms 1.15 m thick are provided, above the walls of the split pier. Above pier 6 a single diaphragm 3.0 m thick transfers the stress from webs into two pot bearings. A similar situation exists above abutment 7. Given the smaller forces here, the diaphragm is only 1.8 m thick. At support 4, the girder was simply cast against the wall of the L-shaped transverse girder provided the seat for the precast beam in the adjacent span. Furthermore, 0.70 m thick web stiffeners placed at approximately one third the span length transfer the radial forces from the external continuity cables to the webs.

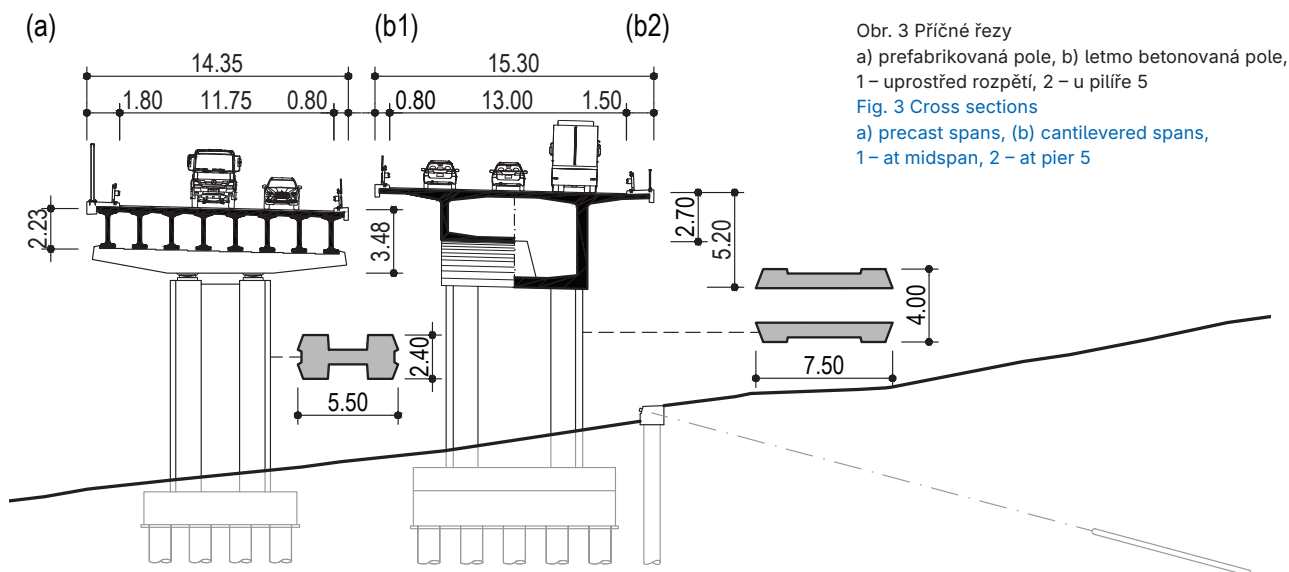
The deck is prestressed by three cable systems of a classical arrangement. During construction cantilever tendons were installed and anchored in each segment. After the closures were cast, the span tendons and external continuity cables were installed and tensioned. The external continuity tendons, which are situated inside the box girders, are deviated at pier and span diaphragms.

At support 4 longitudinal rebars reinforcing the top slab of the box girder protrude into the composite slab of the beam structure. This reinforcement, together with additional reinforcement of the pier diaphragms, guarantee the monolithic connection of the precast spans with the cantilever structures.

Piers 5, which are monolithically connected with the decks of both bridges, serve as bridge's fix points (Fig. 4). Longitudinally movable bearings support the deck on all other piers. This pier is formed by two 1.05 m thick walls. Other piers have H-shaped cross section. The dimensions vary according to loads and pier height yet provide visually coherent appearance. All foundations rest on drilled piles. Protecting walls formed by anchored drilled piles are situated upslope of each support except abutment 1 and pier 2, to arrest the landslide movement.

VIADUCT CONSTRUCTION

The construction of precast and cast-in-place sections proceeded simultaneously (Fig. 5). After construction of



Obr. 3 Příčné řezy

a) prefabrikovaná pole, b) letmo betonovaná pole,

1 – uprostřed rozpětí, 2 – u pilíře 5

Fig. 3 Cross sections

a) precast spans, (b) cantilevered spans,

1 – at midspan, 2 – at pier 5



Obr. 4 Konstrukce mostu
Fig. 4 Bridge structure

15 m dlouhé zárodky, smontovány betonářské vozíky, a poté byly v symetrických konzolách postupně vybetonovány a přeđepnuty 2 × 7 segmenty mostovky. Zatímco stabilita letmo betonovaných konzol nad podpěrou 5 byla dána tuhým spojením mostovky dvoustěnným pilířem, stabilita konzol nad pilíři 6 byla zaručena dočasnými sloupy podpírajícími zárodky. Po vybetonování 4,5 m dlouhých uzavírajících spár uprostřed rozpětí a 3,75 m dlouhých spár u podpěry 4 byly mostovky přeđepnuty vnějšími spojitými kabeley a neprůběžnými kabeley spodní desky. Následně byly nad podpěrou 4 vybetonovány spřažené desky.

STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA

Ekonomický návrh viaduktu byl umožněn díky detailní statické a dynamické analýze. Mosty, které byly analyzovány pomocí softwaru MIDAS FEM, byly modelovány jako 3D konstrukce sestavené z nosíkových prvků. S postupnou výstavbou mostů se mění statický systém a beton různých konstrukčních prvků různě stárne, proto byly provedeny detailní časově závislé analýzy různých fází výstavby pro navržený i skutečný stavební proces.

ZÁVĚR

Viadukt tvoří hospodárná konstrukce přemostující oblasti s rizikem sesuvu půdy. Ačkoliv je sestaven ze dvou různých konstrukčních systémů, tvoří spojitou konstrukci vyžadující minimální údržbu.

Viadukt byl realizován formou Design Build Project, klientem je Národná diaľničná spoločnosť, Bratislava. Viadukt navrhla firma Stráský, Hustý a partneři, Brno, Česká republika, a postavila ho společnost PORR s.r.o., Bratislava, ve sdružení s firmou SKANSKA SK a.s., Bratislava.

the piers, the transverse girders of the piers 1 through 4 were cast. Then the precast beams were erected, and composite slabs were progressively cast. At the same time 15 m long pier tables were constructed, travellers were erected and then 2 x 7 deck segments were progressively cast and prestressed in symmetrical balanced cantilevers. While the stability of the erected cantilevers above the piers 5 was given by the rigid connection to the (twin-walled) pier, the stability of the cantilevers above the piers 6 was guaranteed by temporary columns supporting the pier tables. After casting the 4.5 m long mid-span closures and 3.75 m long closures at the piers 4, the decks were prestressed by span tendons and external continuity cables. After that, composite slabs above the piers 4 were cast.

STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS

The viaduct's economical design was made possible by its detailed static and dynamic analysis. The bridges, which were analyzed by the MIDAS FEM software, were modeled as 3D structures assembled from beam elements. As the bridges are progressively constructed, the static system changes, and the concrete of different structural members ages differently, therefore a detailed time-dependent analyses of the various construction stages were performed for the designed and actual construction process.

CONCLUSIONS

The viaduct forms structurally efficient structure bridging the dangerous landslide areas. Although it consists of two different structural systems, it forms continuous structure requiring minimum maintenance.

The viaduct was constructed as a Design Build Project, the client is Národná diaľničná spoločnosť (Road Construction Company), Bratislava. The viaduct was designed by a firm Stráský, Hustý a partneři, Brno, Czech Republic, and was constructed by PORR s. r. o, Bratislava in JV with SKANSKA SK a. s., Bratislava.



Obr. 5 Postupná výstavba mostu
Fig. 5 Progressive construction of the right bridge

Mostný objekt SO 201-00 budovaný technológiou výsuvnej skruže v rámci I. etapy R4 Severného obchvatu Prešova

Hlavnú trasu úseku R4 Severný obchvat Prešova, I. etapa, tvorí štvorpruhová, smerovo rozdelená komunikácia kategórie R 24,5/100 s celkovou dĺžkou 4,3 km. Obsahuje 3 mosty, oporné a zárubné múry, mimoúrovňovú križovatku Prešov – sever a dvojrúrovňový tunel Bikoš s dĺžkou 1,15 km. Súčasťou hlavnej trasy je aj mostný objekt SO 201-00 Most na R4 v km 1,350 nad údolím a poľnou cestou. Zhotoviteľom mosta SO 201-00 bola spoločnosť VÁHOSTAV, a. s., Bratislava.



Richard Púček

Mojmír Štefanec

Koncom septembra 2023 bol širokej motoristickej verejnosti odovzdaný do užívania úsek rýchlostnej cesty R4 Severný obchvat Prešova, I. etapa, ktorý vytvoril priamu spojnicu diaľnice D1 s cestou I. triedy I/68 v smere na Sabinov (obr. 1). Rýchlostná cesta R4 je súčasťou dopravnej siete Európskej únie TEN – T v smere sever – juh. Objednávateľom stavby bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s., a zhotoviteľom Združenie VÁHOSTAV – SK – TuCon R4 Severný obchvat Prešova pod vedením spoločnosti VÁHOSTAV, a. s., Bratislava (ďalej VÁHOSTAV), a s členom združenia spoločnosťou MARTI, a. s., Žilina. Stavba bola financovaná zo zdrojov Európskej únie a zo štátneho rozpočtu Slovenskej republiky. Úsek I. etapy má celkovú dĺžku 4,3 km a bolo na ňom vybudovaných spolu 9 mostov, z toho tri na hlavnej trase. V príspevku bližšie opíšeme technické riešenie a realizáciu mostného objektu

Bridge structure SO 201-00 constructed using the incremental launching method as part of Phase I of the R4 Prešov Northern Bypass

The main route of the R4 Prešov Northern Bypass, Phase I, consists of a four-lane dual carriageway of category R 24.5/100 with a total length of 4.3 km. It includes 3 bridges, retaining and wing walls, the grade-separated junction Prešov – North, and the twin-tube Bikoš tunnel with a length of 1.15 km. Part of the main route is also bridge structure SO 201-00 on the R4 at km 1.350, over a valley and a field road. The contractor for bridge SO 201-00 was VÁHOSTAV, a.s., Bratislava.

At the end of September 2023, the section of the R4 expressway – Prešov Northern Bypass, Phase I – was opened to the general motoring public, creating a direct connection between the D1 motorway and the Class I road I/68 towards Sabinov (Fig. 1). The R4 expressway is part of the Trans-European Transport Network (TEN-T) in the north–south direction. The client for this project was the Národná diaľničná spoločnosť, a.s., and the contractor was “Združenie VÁHOSTAV – SK – TuCon R4 Severný obchvat Prešova” (VÁHOSTAV Consortium – SK – TuCon R4 Prešov Northern Bypass), led by VÁHOSTAV, a.s., Bratislava (hereinafter referred to as VÁHOSTAV), with MARTI, a.s., Žilina as a consortium member. The project was financed from European Union funds and the state budget of the Slovak Republic. The Phase I section has a total length of 4.3 km and includes a total of nine bridges, three of which are located on the main route.



Obr. 1 Prehľadná situácia stavby s umiestnením mosta SO 201
Fig. 1 Overview plan of the project showing the location of bridge SO 201

SO 201-00 Most na R4 v km 1,350 nad údolím a poľnou cestou v hlavnej trase, ktorý zrealizovala spoločnosť VÁHOSTAV.

OPIS A TECHNICKÉ RIEŠENIE MOSTNÉHO OBJEKTU SO 201-00

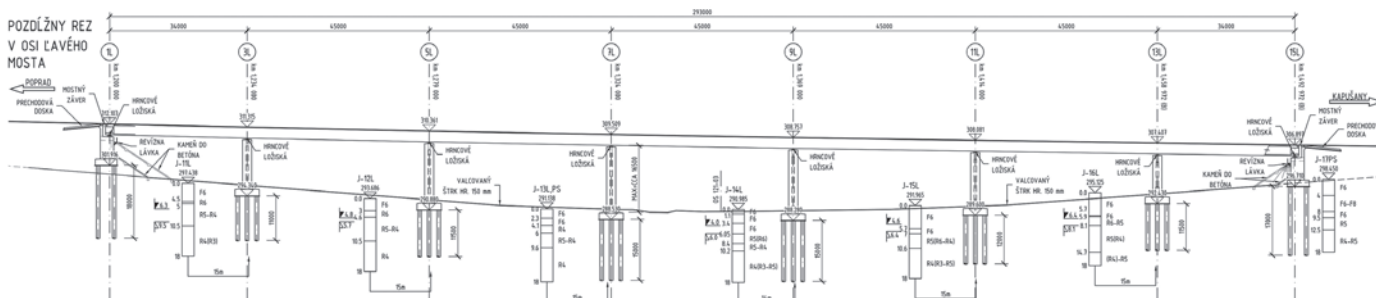
Most sa nachádza v Prešovskom kraji, okrese Prešov, v katastrálnom území Velký Šariš. Ide o 7-polový most v extraviláne obce, ktorý premostuje hlboké údolie a poľnú cestu SO 121-03. Prevádzanou komunikáciou na moste je rýchlostná cesta R4 v základnom šírkovom usporiadaní R 24,5/100. Nosná konštrukcia (NK) je z monolitického, dodatočne predpätého betónového komorového prierezu s výškou 2,6 m, budovaná na výsuvnej skruži. Most je založený hlboko – na železobetónových (ŽB) veľkopriemerových pilótach \varnothing 900 mm. Krajné opory tvoria základy podopreté ŽB pilótami \varnothing 900 mm, na ktoré nadväzujú čiastočne vylahčené drieky a úložné prahy so závernými múrikmi a s krídlami. Vnútorné podpory sú tvorené základom podopretým ŽB pilótami – tiež \varnothing 900 mm – a pilierom s prierezom približne v tvare kosti. Rozpätie polí je 34,0 + 5 × 45,00 + 34,0 m, spolu 293,0 m (obr. 2). Dĺžka NK je 295,0 m. Šírka NK ľavého (LM) aj pravého mosta (PM) je 13,23 m. Šírka ľavého mosta je 13,73 m a pravého 13,88 m. Šírka vozovky medzi zvodidlami je na ľavom aj pravom moste 11,25 m. Celková dĺžka mosta je 306,10 m. Výška mosta nad dnom údolia je pri LM max. 19,0 m a pri PM max. 18,2 m. Plocha mosta je pri LM aj PM rovnaká, a to 3 681,15 m². Priechy sklon nosnej konštrukcie oboch mostov je jednostranný, 2,5 %. Horné dosky sú zalomené v osi odvodnenia, na konzole je vytvorený protispád v sklone 4,0 % (obr. 3). Rýchlostná cesta vedie v mieste mosta vo výškovom konvexnom zakružovacom oblúku v km 1,231 005

This paper describes in more detail the technical solution and construction of bridge structure SO 201-00 on the R4 at km 1.350, over a valley and a field road on the main route, which was carried out by VÁHOSTAV.

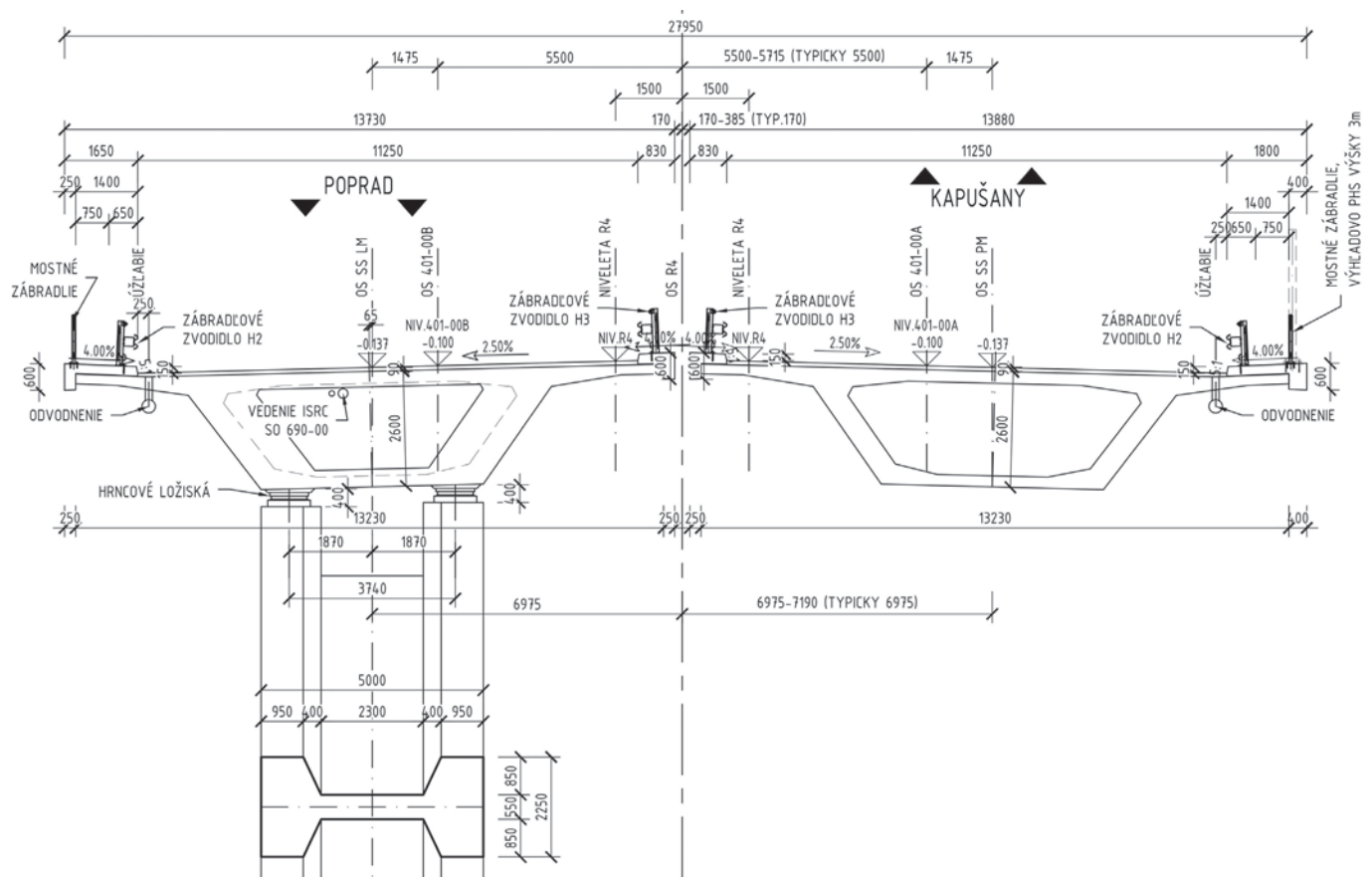
DESCRIPTION AND TECHNICAL SOLUTION OF BRIDGE STRUCTURE SO 201-00

The bridge is located in the Prešov Region, Prešov District, cadastral area of Velký Šariš. It is a 7-span bridge located outside the built-up area, crossing a deep valley and the field road SO 121-03. The roadway on the bridge is the R4 expressway in the basic cross-section arrangement R 24.5/100. The superstructure (SS) is a monolithic, post-tensioned concrete box girder with a structural depth of 2.6 m, constructed using the incremental launching method. The bridge is founded on deep foundations – large-diameter piles made of reinforced concrete with a diameter of 900 mm. The side abutments are formed by the foundations supported by reinforced concrete piles, 900 mm in diameter, followed by partially lightened stems and bearing seats with back walls and wing walls. The internal supports consist of a foundation supported by reinforced concrete piles, also 900 mm in diameter, and a pier with a cross-section approximately in the shape of a bone. The span arrangement is 34.0 + 5 × 45.0 + 34.0 m, with a total length of 293.0 m (Fig. 2). The length of the SS is 295.0 m. The width of the SS of both the left (LB) and right bridge (RB) is 13.23 m. The width of the left bridge is 13.73 m and that of the right bridge is 13.88 m. The carriageway width between the safety barriers is 11.25 m on both the left and right bridges. The total bridge length is 306.10 m. The maximum height above the valley bottom is 19.0 m for the LB and 18.2 m for the RB. The bridge deck area is the same for both the LB and LB, amounting to 3,681.15 m². The crossfall of the superstructure on both bridges is one-sided, at 2.5 %. The top slabs are kinked along the drainage axis, and a reverse crossfall of 4.0 % is formed on the cantilever (Fig. 3). At the bridge site, the expressway follows a vertical convex curve at km 1.231 005 with a radius of 20,000 m, with tangent gradients of 3.0 % and 1.49 %, continuing with a constant longitudinal gradient of 1.49 %. Thus, the longitudinal gradient of the SS is initially variable, about 2.40 % at abutments 1L/2P, and becomes constant from support 9L/10P –1.49 %, falling in the direction of chainage.

The abutments consist of a foundation, a partially lightened stem, a bearing seat, a pair of bearing plinths (a pair of bearings for each superstructure), a back wall with a corbel



Obr. 2 Pozdĺžny rez v osi ľavého mosta SO 201-00
Fig. 2 Longitudinal section along the axis of the left bridge SO 201-00



Obr. 3 Priečný rez mostom SO 201-00
Fig. 3 Cross-section of bridge SO 201-00

s polomerom $R = 20\,000$ m, so sklonmi dotýčnic $3,0\%$ a $1,49\%$, a ďalej v pozdĺžnom konštantnom sklone $1,49\%$. Pozdĺžny sklon NK je teda spočiatku pri oporách 1L/2P premenný, približne $2,40\%$, a cca od podpory 9L/10P konštantný – klesanie $-1,49\%$ v smere staničenia.

Opory tvorí základ, čiastočne vylahčený driek, úložný prah, dvojica podložiskových blokov (pre každú nosnú konštrukciu dvojica ložísk), záverný múr s konzolkou pre mostný záver a vybratím pre prechodovú dosku a dvojica rovnobežných zavesených krídel. Časť opory pre pravý most je od časti opory pre ľavý most oddielatovaná škárou s hrúbkou 20 mm. Pri hornom povrchu základu boli zriadené dva úložné bloky, slúžiace na podopretie výsuvnej skruže. Opora bola šírko navrhnutá na celú šírku nosnej konštrukcie – $27,30$ m (spolu pre pravý aj ľavý most pri 1L/2P), resp. $27,555$ m pri 15L/16P. Celé opory (základ, driek, úložný prah, podložiskové bloky, záverný múr, plentovacie múriky aj zavesené krídla) sú monolitické železobetónové.

Základy sú z monolitického železobetónu, obdĺžnikového pôdorysu $8,0 \times 6,0$ m s výškou $1,8$ m, podopreté veľkopriemerovými pilótami $\varnothing 900$ mm. Pre každý most tvorí vnútornú podporu jeden monolitický ŽB pilier s prierezom v tvare širokého „H“ na samostatnom základe. Rozmery piliera v priereze sú $2,25 \times 5,00$ m, stredná stena má rozmery $2,30 \times 0,55$ m (obr. 3). Z boku každého piliera boli zriadené kapsy $\text{š} \times \text{v} \times \text{h} = 0,950 \times 0,930 \times 0,625$ m na uloženie skruže počas betonáže danej etapy nosnej konštrukcie.

for the expansion joint and a recess for the approach slab, and a pair of parallel suspended wing walls. The part of the abutment for the right bridge is separated from the part for the left bridge by a 20 mm joint. At the top surface of the foundation, two bearing blocks were provided to support the launching gantry. The abutment was designed to the full width of the superstructure – $27,30$ m (for both the right and left bridges at 1L/2P), and $27,555$ m at 15L/16P. The entire abutments (foundation, stem, bearing seat, bearing plinths, back wall, parapet walls, and suspended wing walls) are monolithic, made of reinforced concrete.

The foundations are made of monolithic reinforced concrete, with a rectangular plan of $8,0 \times 6,0$ m and a height of $1,8$ m, supported by large-diameter piles (diameter of 900 mm). For each bridge, the internal support consists of a single monolithic reinforced concrete pier with a wide H-shaped cross-section, founded on an individual footing. The pier cross-sectional dimensions are $2,25 \times 5,00$ m, with a central web measuring $2,30 \times 0,55$ m (Fig. 3). On each side of every pier, recesses of dimensions $w \times h \times d = 0,950 \times 0,930 \times 0,625$ m were formed to accommodate the launching gantry during the concreting of each stage of the superstructure.

The SS is supported on the side abutments and all piers by means of pairs of pot bearings – 32 bearings in total (2 bridges \times 8 supports \times 2 bearings per support). The SS of both the right and left bridges consists of a 7-span continuous box girder with a constant depth of $2,6$ m (Fig. 3). The RB is a mirror image of the LB. It is a structure made of monolithic post-tensioned concrete with a box girder cross-section and cantilevers on both sides. The span arrange-

NK je na krajných oporách a na všetkých pilieroch uložená na spodnú stavbu prostredníctvom dvojice hrncových ložísk – spolu 32 ks ložísk (2 mosty \times 8 podpier \times 2 ložíská na podperu). NK praveho aj ľavého mosta tvorí 7-polový spojitý nosník komorového prierezu s konštantnou výškou 2,6 m (obr. 3). PM je zrkadlovým obrazom LM. Ide o konštrukciu z monolitického, dodatočne predpätého betónu komorového prierezu s vyloženými obojstrannými konzolami. Rozpätia polí v osi komunikácie sú 34,0 + 5 \times 45,0 + 34,0 m. Dĺžka NK oboch mostov je rovnaká, 295,0 m. V koncoch NK sú nad oporami vytvorené koncové priečniky s dĺžkou 2,0 m. Koncové priečniky sú masívne plnostenné so vstupným otvorom do komory so šírkou 1,0 m a s výškou 1,55 m, ktorý je zabezpečený uzamykateľnými dverami. Komorový prierez nosnej konštrukcie je predopnutý systémom pozdĺžneho dodatočného súdržného predpätia z lán Ls 15,7/1860 zo systému Projstar, ktorý vyrába, montuje a predpína zhotoviteľ mosta VÁHOSTAV. Použité boli 19-lanové káble.

Konštrukcia vozovky na moste v hrúbke 90 mm je živичná dvojvrstvová, zložená z modifikovaných zmesí. Ochrana hydroizolácie (NAIP s hrúbkou 5 mm) tvorí liaty asfalt. Na oboch koncoch nosnej konštrukcie sú osadené hrebeňové mostné závery v elektroizolačnom vyhotovení v úprave so zníženou hlučnosťou.

Na okrajoch nosnej konštrukcie sa nachádzajú celomonolitické železobetónové rímasy. Do vnútorných ríms sú zakotvené ocelové zábradelné zvodidlá ZSNH4/H3 s vodorovnou výplňou. Do vonkajších ríms sú pri obrubníku zakotvené ocelové zábradelné zvodidlá ZSNH4/H2 bez výplne a pri okraji ocelové mostné zábradlie so zvislou výplňou s výškou 1,1 m nad priľahlým povrchom rímsy. Zrkadlo v strednom deliacom páse nad oporami je na dĺžke 1,5 m prekryté plnou doskou z kompozitného materiálu. Povrch vozovky a ríms je odvodnený pozdĺž obruby do odvodňovačov, ktoré sú zaústené do pozdĺžneho potrubia zaveseného pod konzolou NK. Prístup pre revíziu priestoru pod mostom je zaistený revíznymi schodiskami po pravej strane diaľnice pri opore 2P a po ľavej pravej strane diaľnice pri opore 15L. Terén pod mostom bol upravený dodatočným prísypom vrstvy drveného valcovaného štrku. Svahy pod mostom pred oporami sú spevnené lomovým kameňom. Na svahové kužele mimo pôdorysu mosta sa rozprestrel humus a osiala sa tráva s predpísaným zložením.

Podľa spracovaného korózneho prieskumu sa zrealizovali základné ochranné opatrenia na obmedzenie vplyvu bludných prúdov, t. j. primárna a sekundárna ochrana s prepojením výstuže a jej vyvedenie na povrch konštrukcie. Na všetkých 252 ks veľkopriemerových pilót boli zrealizované skúšky integrity pilót metódou PIT. Na mostnom objekte sa vykonalo spolu 5 zaťažovacích skúšok veľkopriemerových pilót. V priebehu výstavby mosta bolo nutné merať predpísaným spôsobom, resp. daných intervaloch sadanie pri konsolidačnom násype opory 1L/2P a geodeticky sledovať v čase spodnú stavbu (pilieri a opory).

VÝSTAVBA MOSTA

V dôsledku petície občanov mesta Prešov, ktorá dočasne zamedzila prístup na úsek od križovatky

ment along the alignment is 34.0 + 5 \times 45.0 + 34.0 m. The length of the SS of both bridges is the same – 295.0 m. At the ends of the SS, end cross-beams 2.0 m in length are provided above the abutments. The end cross-beams are solid-web members with an access opening to the box girder cell, 1.0 m wide and 1.55 m high, secured with lockable doors. The box girder of the superstructure is prestressed by a system of longitudinal bonded post-tensioning using Ls 15.7/1860 cables of the Projstar system, supplied, installed, and stressed by the bridge contractor VÁHOSTAV. A total of 19 tendon cables were used.

The road pavement structure on the bridge, 90 mm thick, consists of a two-layer asphalt system made of modified mixtures, with mastic asphalt forming the protection layer of the waterproofing (NAIP, 5 mm thick). At both ends of the superstructure, finger-type expansion joints are installed, with electrical insulation and reduced-noise design. Monolithic reinforced concrete edge beams are provided along the edges of the superstructure. Steel parapet safety barriers ZSNH4/H3 with horizontal infill are anchored to the inner edge beams. Steel parapet safety barriers ZSNH4/H2 without infill are anchored at the kerb in the outer edge beams, and steel bridge railings with vertical infill are installed at the outer edge, with a height of 1.1 m above the adjacent surface of the edge beam. The gap in the median over the abutments is covered over a length of 1.5 m with a solid composite panel. The surface of the pavement and edge beams is drained along the kerb into drainage inlets, which discharge into a longitudinal pipe suspended beneath the SS cantilever. Access for inspection of the area beneath the bridge is provided by inspection stairways on the right side of the motorway at abutment 2P and on the left side at abutment 15L. The terrain beneath the bridge was adjusted by placing an additional layer of crushed rolled gravel. The slopes beneath the bridge in front of the abutments are stabilised with riprap. Topsoil was spread on the slope cones outside the bridge footprint and sown with grass of the specified composition.

Based on the corrosion survey, basic protective measures were implemented to limit the effects of stray currents, i.e. primary and secondary protection, including reinforcement bonding and its connection to the surface of the structure. Pile integrity tests using the PIT method were carried out on all 252 large-diameter piles. A total of five load tests on large-diameter piles were performed on the bridge structure. During the construction of the bridge, it was necessary to monitor settlement of the consolidation embankment at abutment 1L/2P in accordance with prescribed procedures/ at specified intervals and to carry out geodetic monitoring of the substructure (piers and abutments) over time.

BRIDGE CONSTRUCTION

As a result of a petition by the citizens of the city of Prešov, which temporarily prevented access to the section from the Prešov West – Vydumanec interchange to the future Bikoš tunnel, the Národná diaľničná spoločnosť, a.s. as the client handed over the respective part of the project to the contractor consortium 10 months after the start of construction. To mitigate this delay, the consortium proposed accelerating construction on bridge SO 201-00 in the affected section by using the incremental launching method, for which the bridge contractor, VÁHOSTAV, owned the

Prešov, západ, Vydumanec až po budúci tunel Bikoš, odovzdal objednávateľ stavby Národná diaľničná spoločnosť, a. s., zmiernenú časť stavby do realizácie zhotoviteľskému združeniu 10 mesiacov po začiatku stavby. Na elimináciu tohto sklzu ponúklo združenie v dotknutom úseku akceleráciu výstavby na moste SO 201-00, a to použitím technológie výsuvnej skruže, ktorú vlastnil zhotoviteľ mosta, spoločnosť VÁHOSTAV. Projektovú dokumentáciu zohľadňujúcu postup výstavby mosta predmetnou technológiou vypracovala spoločnosť Stráský, Hustý a partneri, s. r. o., Brno. Po spoločnom prerokovaní zmluvnými stranami bol tento návrh združenia na riešenie vzniknutej situácie prijatý vydaním pokynu Stavebného dozoru a začala sa neodkladne samotná príprava a realizácia mostného objektu. Docielila sa tak časová úspora 6 mesiacov, dôležitá na skrátenie času realizácie stavebných objektov na kritickej ceste, a to predmetného mosta SO 201-00 a SO 401-00 Tunel Bikoš.

Už v časovom predstihu sa vykonal v dotknutom území pyrotechnický a archeologický prieskum. Zriadila sa panelová prístupová cesta v smere od križovatky Vydumanec. Po odhumusovaní sa pri opore 1L/2P v rámci cestného násypu 101-00 zrealizovala sanácia podlažia tvorená štrkovými pilótami, vybudoval sa dočasný konsolidačný násyp, ktorý bol po ukončení jeho pôsobenia zhora odťažený, a zrealizovali sa pilóty krajnej opory a následne samotná opora. Pri opore 15L/16P bol na návrh zhotoviteľa z dôvodu urýchlenia stavebných prác konsolidačný násyp zrušený, takže sa po navrátení pilót zrealizovala iba sanácia podlažia. V mieste základov sa zriadili pilotážne plošiny. Zrealizovali sa nesystémové pilóty, ktoré boli úspešne odskúšané na požadované parametre. Následne sa zhotovili systémové veľkopriemerové pilóty, vykopali sa základové

launching equipment. The design documentation reflecting the construction procedure using this technology was prepared by Stráský, Hustý a partneri s.r.o. Brno. Following joint discussions, the consortium's proposal for resolving the situation was accepted by the contracting parties through an instruction issued by the construction supervisor, and the preparation and construction of the bridge structure commenced without delay. This resulted in a time saving of six months, which was crucial for shortening the construction period of structures on the critical path of the project schedule, namely bridge SO 201-00 and tunnel SO 401-00 Bikoš.

Pyrotechnical and archaeological surveys were carried out in advance in the affected area. A temporary access road made of prefabricated panels was constructed from the direction of the Vydumanec interchange. After topsoil removal, ground improvement using gravel columns was carried out at abutment 1L/2P within embankment 101-00, followed by the construction of a temporary consolidation embankment, which was subsequently removed from the top after its consolidation effect had been achieved; thereafter, the piles of the side abutment and the abutment itself were constructed. At abutment 15L/16P, the consolidation embankment was omitted at the contractor's proposal in order to accelerate construction works; therefore, after drilling the piles, only ground improvement was carried out. Piling platforms were established at the foundation locations. Trial piles were constructed and successfully tested to meet the required parameters. Subsequently, permanent large-diameter piles were constructed, foundation pits were excavated, and monolithic foundations as well as piers and abutments forming the substructure were concreted. The commencement of deep foundation works for bridge SO 201-00 represented contractual milestone



Obr. 4 Nasadenie spodnej výsuvnej skruže systému STRUKTURAS na pravom moste SO 201-00

Fig. 4 Deployment of the bottom STRUKTURAS launching gantry system on the right bridge SO 201-00



Obr. 5 Realizácia SO 201-00 výsuvnou skružou, v pozadí južný portál tunela Bikoš

Fig. 5 Construction of bridge SO 201-00 using a launching gantry, with the southern portal of the Bikoš tunnel in the background

jamy a zabetónovali monolitické základy a v rámci spodnej stavby aj piliere alebo opory. Začiatok prác na hlbinnom zakladaní mosta SO 201-00 predstavoval zmluvný mílnik č. 3, ktorý zhotoviteľ mosta VÁHOSTAV úspešne splnil.

Výstavba NK bola rozdelená do 14 etáp. Na pravej NK išlo o etapy 1 až 7, a na ľavej NK to boli etapy 8 až 14. Každá etapa predstavovala jedno mostné pole. Etapy 1 až 13 boli budované na výsuvnej skruži systému STRUKTURAS so spodným uložením hlavných nosníkov (obr. 4). Etapa 14 (posledné budované pole ľavého mosta) bola zrealizovaná na pevnej skruži z dôvodu urýchlenia výstavby opôr. Ako prvá sa betónovala NK pravého mosta. Postup výstavby bol na pravej NK proti smeru staničenia – od opory 16P k opore 2P, a na ľavej NK v smere staničenia – od opory 1L k opore 15L (obr. 5). Na oporách 16P, 2P a 1L bola skruž uložená na ich základoch, pričom na každom bola zrealizovaná dvojica ŽB blokov (16P a 1L centricky, 2P excentricky) na uloženie lisov podopierajúcich hlavné nosníky výsuvnej skruže. V každej etape bola najskôr presunutá skruž s vonkajším debnením do potrebnej betonážnej polohy. Po osadení betonárskej a predpínacej výstuže stien bolo vysunutú vnútorné debnenie komory, vyaromovaná horná doska NK a prierez bol zabetónovaný od priečnika smerom k voľnému koncu už existujúcej NK a ďalej smerom k pracovnej škáre medzi etapami. Prierez bol betónovaný v jednom pracovnom takte bez pracovných škár medzi stenami a hornou doskou (okrem etapy 7 a etapy 14). Pri zhotovení 7. etapy sa v hornej doske nad komorou vynechal otvor s rozmermi 8,4 × 6 m, aby bolo možné v maximálnej miere

No. 3, which was successfully achieved by the bridge contractor VÁHOSTAV.

The construction of the superstructure was divided into 14 stages. Stages 1–7 were carried out on the right SS, and stages 8–14 on the left SS. Each stage corresponded to 1 span. Stages 1–13 were constructed using the STRUKTURAS launching gantry system with bottom-supported main girders (Fig. 4). Stage 14 (the final span of the left bridge) was constructed on fixed gantry in order to accelerate the construction of the abutments. The superstructure of the right bridge was cast first. The construction sequence on the right SS proceeded against the direction of chainage – from abutment 16P to abutment 2P – while on the left SS it followed the direction of chainage – from abutment 1L to abutment 15L (Fig. 5). At abutments 16P, 2P and 1L, the gantry was supported on their foundations, with a pair of reinforced concrete blocks constructed at each location (centrically at 16P and 1L, eccentrically at 2P) to accommodate the jacks supporting the main girders of the launching gantry. In each stage, the launching gantry with the external formwork was first moved into the required casting position. After placing the casting and prestressing steel of the webs, the internal formwork of the box was deployed, the top slab of the superstructure was reinforced, and the section was concreted from the cross-beam towards the free end of the previously completed SS and further towards the construction joint between stages. The cross-section was cast in a single operation without construction joints between the webs and the top slab (except for stages 7 and 14). During the construction of stage 7, an opening measuring 8.4 × 6.0 m was left in the top slab above the box in order to maximise the use of the internal formwork



Obr. 6 Pohľad na hotový most SO 201-00, v pozadí južný portál tunela Bikoš
Fig. 6 View of the completed bridge SO 201-00, with the southern portal of the Bikoš tunnel in the background

využiť vnútorné debnenie komory používané pri realizácii typických polí NK a následne ho cez vzniknutý otvor odstrániť. Po vybratí vnútorného debnenia komory bol otvor dodatočne zabetónovaný.

ZÁVER

Úsek rýchlostnej cesty R4 Severný obchvat Prešova, I. etapa, úspešne a bezpečne využíva široká motoristická verejnosť už tretí rok. Do užívania bol odovzdaný 25. septembra 2023, viac ako mesiac pred zmluvným termínom ukončenia stavby, ktorý bol zmluvnými stranami dohodnutý na 31. 10. 2023. Aby sa tak stalo, musel byť stavebný objekt SO 201-00 Most na R4 v km 1,350 nad údolím a poľnou cestou zrealizovaný riadne a včas, čo sa podarilo (obr. 6). Zhotoviteľ mosta VÁHOSTAV so svojím vlastným odborným a technologickým zázemím, v súčinnosti s projektantom daného mostného objektu, ponúkol riešenie, ktoré si po vzájomnej odbornej a konštruktívnej diskusii všetky zúčastnené strany (združenie, stavebný dozor a objednávateľ Národná diaľničná spoločnosť, a. s.) osvojili. Tento zodpovedný postoj všetkých účastníkov výstavby znamenal skrátenie času výstavby nielen tohto mostného objektu o šesť mesiacov, ale v konečnom dôsledku aj celej stavby.

Literatúra

1. Projektová dokumentácia stavby v stupni DVP pre 201-00 Most na R4 V km 1,350 nad údolím a poľnou cestou, ktorú vypracovala spoločnosť Stráský, Hustý a partneri, s. r. o., Brno.
2. TECHNOLOGICKÝ POSTUP Realizácia nosnej konštrukcie na výsvunkej skruži MSS, ktorý vypracoval Ing. Martin Mazák, VÁHOSTAV.
3. VÁHOSTAV, a. s., Bratislava (vrátane fotografií).
4. www.ndsas.sk (obr. 6).

employed for the typical spans of the SS and to allow its subsequent removal through this opening. After removal of the internal formwork, the opening was concreted.

CONCLUSION

The R4 expressway section – Prešov Northern Bypass, Phase I – has been successfully and safely used by the general motoring public for the third year. It was opened to traffic on 25 September 2023, more than one month ahead of the contractual completion date of 31 October 2023 agreed by the contracting parties. To achieve this, bridge structure SO 201-00 on the R4 at km 1.350 over a valley and a field road had to be completed properly and on time, which was successfully accomplished (Fig. 6). The bridge contractor VÁHOSTAV, with its own technical expertise and technological resources, in cooperation with the designer of the bridge, proposed a solution that was adopted by all parties involved (the consortium, the construction supervisor, and Národná diaľničná spoločnosť, a.s. as the client) following professional and constructive discussions. This responsible approach by all project stakeholders resulted in a reduction of the construction period by six months, not only for this bridge structure but ultimately for the entire project.

References

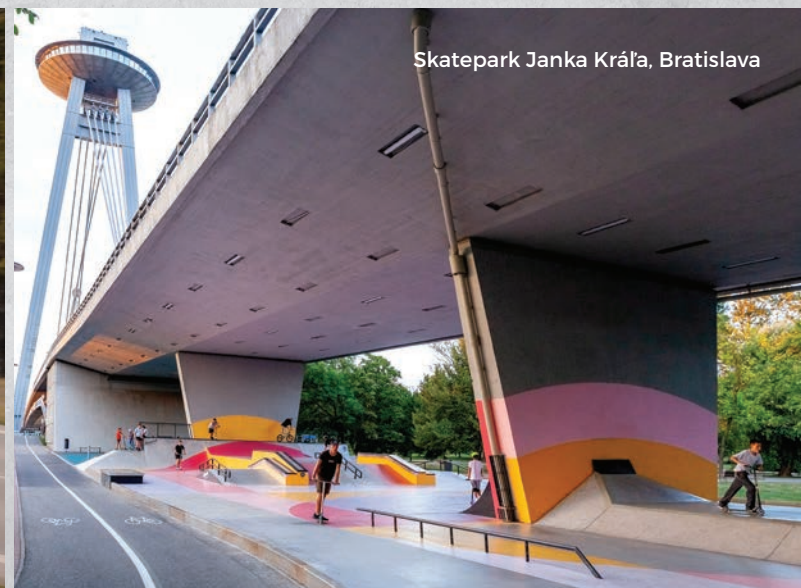
1. Design documentation at the DVP stage for bridge SO 201-00 on the R4 at km 1.350 over a valley and a field road, prepared by Stráský, Hustý a partneri s.r.o. Brno.
2. CONSTRUCTION PROCEDURE Superstructure construction using an MSS launching gantry, prepared by Ing. Martin Mazák, VÁHOSTAV.
3. VÁHOSTAV, a. s. Bratislava (including photos).
4. www.ndsas.sk (Fig. 6).

BUDUJEME UDRŽATEĽNÚ BUDÚCNOSŤ VYUŽITÍM NAŠICH KOMPLEXNÝCH RIEŠENÍ

Posilňujeme prepojenia našich segmentov v celom regióne a predstavujeme tie najlepšie komplexné riešenia, ktoré Danucem poskytuje svojim zákazníkom.



Cementobetónová vozovka Malacky-Rohožník



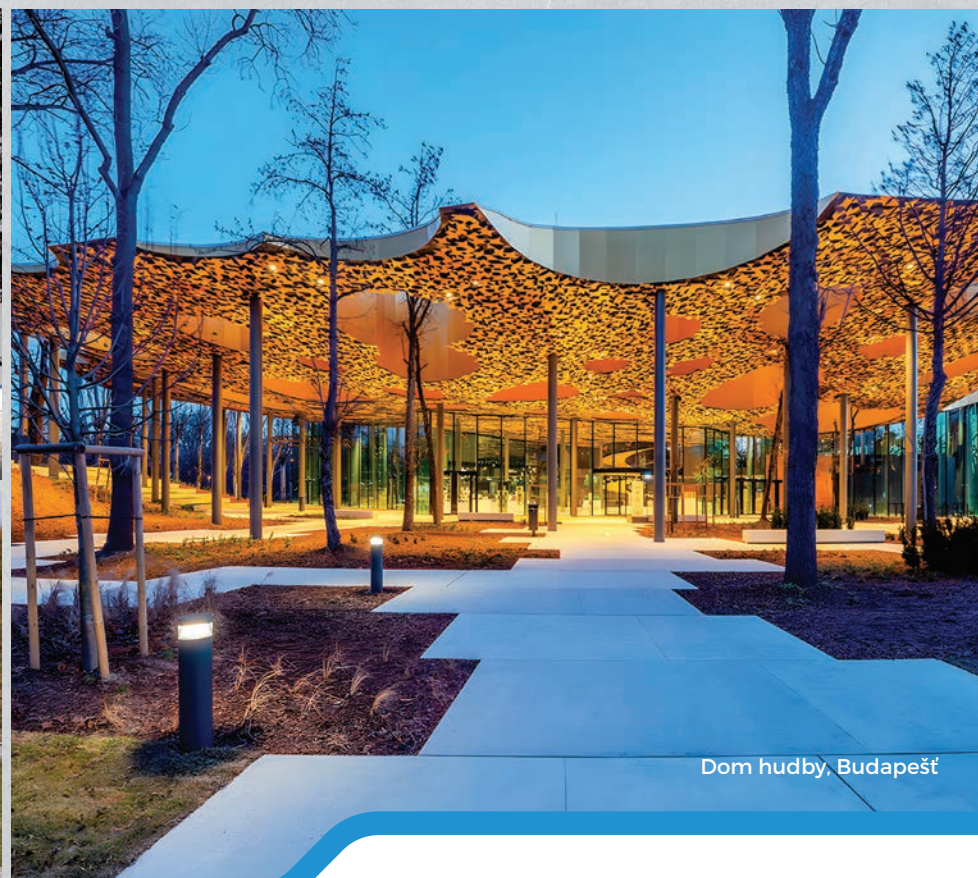
Skatepark Janka Kráľa, Bratislava



The Mill, Bratislava



Tunel Prešov



Dom hudby, Budapešť

Budúcnosť slovenskej infraštruktúry: Nastane éra betónových vozoviek?

Slovenská republika sa dlhodobo borí s chronickým problémom, ktorý trápi nielen vodičov, ale aj štátnu pokladnicu.

Každoročne sú investované veľké objemy verejných prostriedkov do údržby, opráv a rekonštrukcií cestnej siete, no napriek tomu sa značná časť našej infraštruktúry nachádza v neuspokojivom až havarijnom stave. Príčina tohto stavu nie je len v nedostatku financií, ale predovšetkým v samotnej filozofii výstavby. Slovensko dlhé desaťročia stavia takmer výlučne na asfaltové technológie, ktoré síce ponúkajú rýchlu realizáciu, ale vyžadujú si cyklickú a nákladnú obnovu. Zatiaľ čo vyspelé európske ekonomiky budujú trvácne dopravné tepny, Slovensko zostáva jedným z posledných „asfaltových ostrovov“ v Európskej únii.

EURÓPSKY KONTEXT: PREČO SUSEDIA VOLIA BETÓN?

Pohľad na mapu Európy odhaľuje priepastný rozdiel v prístupe k budovaniu diaľničnej siete. V Nemecku, ktoré je považované za európskeho lídra v kvalite infraštruktúry, tvoria cementobetónové povrchy až 62 % všetkých diaľnic. Podobný trend vidíme v Rakúsku či Spojenom kráľovstve, kde sa podiel betónových vozoviek pohybuje na úrovni 50 %. Naši priami susedia, Poľsko a Česká

republika, urobili v poslednom desaťročí v tejto oblasti obrovský skok vpred – v Česku tvorí betón približne 32 % a v Poľsku 22 % diaľničnej siete. Slovensko sa v tomto porovnaní ocitá na chvoste s podielom nižším ako 1 %. Tento stav je paradoxný najmä preto, že disponujeme všetkým potrebným: máme vlastné kvalitné suroviny, moderné cementárne, špičkové technológie a odborné znalosti. Betónové cesty u nás napriek tomu stále vnímame ako drahý produkt, hoci by mali byť racionálnym štandardom pre vyťaženejšie úseky.

EKONOMIKA A ŽIVOTNOSŤ: INVESTÍCIA, KTORÁ SA VRÁTI

Hlavným argumentom v prospech betónu je jeho bezkonkurenčná životnosť. Kvalitne zrealizovaná betónová vozovka je projektovaná na minimálne 40 rokov prevádzky bez potreby zásadných štrukturálnych opráv. Pri asfalte sa prvé vážne trhliny a koľaje objavujú už po 8 až 12 rokoch v závislosti od intenzity dopravy. Ak sa pozrieme na životný cyklus stavby (tzv. Life Cycle Cost), betón vychádza ako jednoznačný víťaz. Hoci počiatočné investičné náklady môžu byť mierne vyššie, absencia potreby neustáleho „plátania“, frézovania a kladenia nových vrstiev v priebehu štyroch dekád prináša štátu obrovské úspory.

EKOLÓGIA A UDRŽATEĽNOSŤ V 21. STOROČÍ

V ére tlaku na znižovanie emisií a ochranu klímy ponúka betón riešenia, ktoré sú s asfaltom nedosiahnuteľné. Betón je 100 % recyklovateľný materiál vyrábaný z lokálnych zdrojov (vápenca, piesku a kameniva), čo dramaticky znižuje uhlíkovú stopu spojenú s dopravou materiálu na dlhé vzdialenosti. Zaujímavým a často prehliadaným faktorom je vplyv povrchu cesty na spotrebu paliva. Vďaka tuhosti betónovej dosky nedochádza k mikro-deformáciám pod kolesami ťažkých nákladných vozidiel tak, ako je to pri poddajnom asfalte. Výsledkom je nižší valivý odpor a zníženie spotreby paliva kamiónov až o 6 %. V celoplošnom meradle to znamená úsporu miliónov litrov nafty a tisícok ton CO₂ ročne. Navyše, svetlá farba betónu bojuje proti efektu mestských tepelných ostrovov, pretože absorbuje menej slnečného tepla. V noci zase lepšie odráža svetlo reflektorov a publicitných lúčov, čo umožňuje znížiť intenzitu verejného osvetlenia až o 40 % pri zachovaní rovnakej úrovne bezpečnosti.

BEZPEČNOSŤ: CESTY BEZ KOĽAJÍ A AKVAPLANINGU

Z pohľadu vodiča je kľúčová bezpečnosť a komfort. Najväčším nepriateľom asfaltu je teplo a vysoké zaťaženie, ktoré spôsobujú vznik vyjazdených koľají. Tie sú v daždivom počasí extrémne nebezpečné pre vznik akvaplaningu. Betónová vozovka je proti tvorbe koľají odolná. Jej povrch zostáva rovný a stabilný aj počas extrémnych letných horúčav,





keď asfalt mäkne a deformuje sa. Moderné metódy úpravy povrchu betónu, ako napríklad technológia odhaleného kameniva (tzv. vymývaný betón) alebo stíž, navyše zabezpečujú vynikajúcu protišmykovosť a výrazne znižujú hlučnosť, čo bol v minulosti častý mýtus spájaný s betónovými cestami.

PRÍKLADY Z PRAXE:

KEĎ TEÓRIA OŽÍVA V TERÉNE

Slovensko už má svoje úspešné realizácie. Výborným príkladom je **rekonštrukcia cesty II. triedy Malacky – Rohožník**. Od jej znovuoživenia v roku 2019 prešlo po tomto úseku viac ako 12 miliónov ton materiálu, prevažne v ťažkých nákladných vozidlách prepravujúcich suroviny a výrobky pre troch veľkých výrobcov stavebných materiálov v Rohožníku a blízkom okolí. Po siedmich rokoch extrémnej záťaže je povrch nepoškodený. Žiadne kolaje, žiadne trhliny, žiadne výtlky. Ďalšie projekty ukazujú, že betón je nezastupiteľný v náročných podmienkach:

1. **D1 Hubová – Ivachnová:** Súčasťou tohto 15-kilometrového úseku v náročnom horskom teréne je tunel Čebrať. V tuneli bola realizovaná betónová vozovka dvojvrstvovou technológiou „mokrý do mokrého“. Dodané množstvo cestného portlandského cementu CPC 7.0 pre tento projekt bolo 5 740 t.
2. **Tunel Višňové:** Najdlhší slovenský tunel (7,5 km) preveril logistické schopnosti dodávateľa cementu. V čase realizácie cementobetónového krytu boli denné dodávky cementu CPC 7.0 z Rohožníka pre mobilnú betonáreň zabezpečené 10 cisternami, aby bola možná plynulá dodávka čerstvého betónu pre realizáciu vozovky v šírke 7,5 metra.
3. **Letiská Sliač a Kuchyňa:** Strategická infraštruktúra, akou sú vzletové a pristávacie dráhy, nepripúšťa kompromisy. Rekonštrukcie týchto letísk sa spoliehajú výhradne na betón, ktorý dokáže odolať obrovským tlakom pri pristávaní a vysokým

teplotám výfukových plynov motorov.

4. **Mestské tunely:** Tunely ako Sitina v Bratislave alebo Bikoš v Prešove potvrdzujú, že v uzavretých priestoroch s vysokou intenzitou dopravy a požiadavkami na požiarne bezpečnosť je betón jedinou logickou voľbou.

VÝZVY: PREČO TO NEJDE SAMO?

Prechod na betónovú technológiu však nie je bez prekážok. Výstavba si vyžaduje vyššiu technologickú disciplínu. Zatiaľ čo asfalt chyby v pokládke „odpúšťa“ a dajú sa relatívne ľahko opraviť, pri betóne musí byť všetko perfektné na prvýkrát – od zloženia zmesi cez logistiku dopravy až po prácu finišerov. Výzvou zostáva aj počet domácich firiem, ktoré vlastnia potrebnú techniku a disponujú dostatočne skúseným personálom. Riešením je však úzka spolupráca s partnermi z Česka a Poľska, ktorí nám pomáhajú prekonať počiatočný nedostatok kapacít a odovzdávajú cenné skúsenosti. Moderné digitálne riadenie stavieb a automatizované betonárne dnes už dokážu eliminovať väčšinu rizík spojených s ľudským faktorom.

ZÁVER: STRATEGICKÁ NEVYHNUTOSŤ PRE SLOVENSKO

Slovensko už dávno nie je odkázané na zastarané technológie. Máme prístup k špičkovým materiálom, ako je cestný cement z domácich zdrojov. Máme dobré skúsenosti z realizácie najdlhších tunelov a najmodernejších letísk, ako aj kratších diaľničných úsekov alebo aj s už spomínanou cestou Malacky – Rohožník. Prechod na betónové vozovky pri výstavbe diaľnic a ciest I. triedy nie je len technologickou voľbou, ale strategickou nevyhnutnosťou. Je to cesta k udržateľnej infraštruktúre, ktorá nebude zaťažovať budúce generácie neustálymi opravami. Investícia do betónu je investíciou do bezpečnosti, ekológie a dlhodobej prosperity Slovenska. Je čas definitívne opustiť filozofiu „najlacnejšieho riešenia v čase nákupu“ a nahradiť ju filozofiou „najvyššej hodnoty za peniaze počas celej životnosti“. ■

www.danucem.com



Tri prefabrikované klenbové mosty na stavbe D3 Zelený most Svrčinovec

Potreba vybudovať ekodukt vznikla z dôvodu zásahu stavby Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité s príľahlou križovatkou Svrčinovec do nadregionálneho biokoridoru pre veľké šelmy a ostatnú zver, čo malo za následok jeho zúženie. Cieľom projektu je zabezpečiť a zachovať tento biokoridor pre veľké šelmy (medveď, rys, vlk) a ostatnú zver. Pozostáva z dvoch častí – časť A, ekodukt nad cestou I/11 a ponad Šlahorov potok, a časť B ekodukt nad medzinárodnou železničnou traťou v správe ŽSR. V zmysle súťažného technického riešenia zhotoviteľ a ide o presypané jednoložnicové mostné konštrukcie (klenby so šírkou 107,38 až 120,38 m s rozpätím 18,115 až 20,16 m). Nosnú konštrukciu tvoria prefabrikované železobetónové dielce. Príspevok bližšie predstaví technické riešenie a spôsob realizácie stavby.

Three prefabricated arch bridges on the D3 Svrčinovec green bridge project

The need to construct the ecoduct arose due to the impact of the D3 motorway Svrčinovec – Skalité, including the adjacent Svrčinovec interchange, on a supra-regional biocorridor for large carnivores and other wildlife, resulting in its narrowing. The objective of the project is to ensure and preserve this biocorridor for large carnivores (bear, lynx, wolf) and other wildlife. It consists of two parts – Part A, an ecoduct over the I/11 road and the Šlahorov stream, and Part B, an ecoduct over the international railway track operated by ŽSR (Railways of the Slovak Republic). According to the contractor's tender design, these are buried single-span bridge structures (arches with widths of 107.38 to 120.38 m and spans of 18.115 to 20.16 m). The load-bearing structure consists of prefabricated reinforced concrete elements. This paper presents in more detail the technical solution and the construction method of the project.



Richard Púček



Mojmír Štefanec

Objednávateľom stavby D3 Zelený most Svrčinovec bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava, zhotoviteľom stavby združenie Zelený most Svrčinovec pod vedením spoločnosti VÁHOSTAV, a. s., Bratislava a s druhým členom spoločnosťou COMBIN BANSKÁ ŠTIAVNICA, s. r. o., Banská Štiavnica. Stavba sa riadila zmluvnými podmienkami FIDIC (Žltá kniha) pre diela projektované zhotoviteľom. Projektovú a inžiniersku činnosť pre združenie zabezpečovala spoločnosť SHP SK, s. r. o., Bratislava, a činnosť spojenú so životným prostredím spoločnosť HBH Projekt, spol. s r. o., organizačná zložka Slovensko. Stavbu komplexne zrealizovala spoločnosť VÁHOSTAV. Vyhodnocovacím kritériom verejnej súťaže nebola len najnižšia celková cena, ale aj kvalita

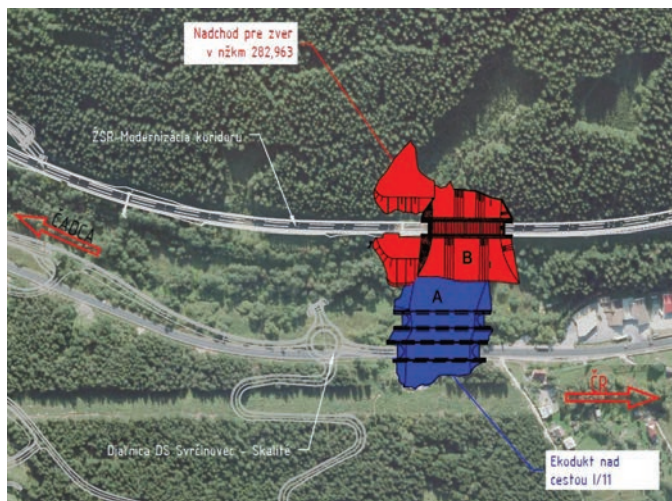
The client of the D3 Svrčinovec Green Bridge project was the company Národná diaľničná spoločnosť a.s. Bratislava, and the contractor was the “Konzorcium Zelený most Svrčinovec” (Svrčinovec Green Bridge Consortium) led by VÁHOSTAV, a.s., Bratislava, with COMBIN BANSKÁ ŠTIAVNICA s.r.o., Banská Štiavnica as the second consortium member. The project was executed in accordance with the FIDIC Conditions of Contract (Yellow Book) for plant and design-build works. Design and engineering services for the consortium were provided by SHP SK s.r.o., Bratislava, while environmental services were provided by HBH Projekt spol. s r.o., Slovakia branch. The construction works were carried out in full by VÁHOSTAV. The evaluation criteria of the public tender

tímu odborníkov, náklady na prevádzku, obmedzenie prevádzky na železnici a ceste I/11, trvanie výstavby či termín vypracovania projektovej dokumentácie. Stavba sa komplexne pripravovala a projektovala aj v režime BIM (angl. Building Information Modelling, v priamom preklade Modelovanie Informácií o Stavbe; voľným výkladom ide informačný model stavby počas jej životného cyklu) ako pilotný projekt stavby dopravnej infraštruktúry v podmienkach Národnej diaľničnej spoločnosti. Predmet zákazky bol financovaný zo zdrojov EÚ a zo štátneho rozpočtu Slovenskej republiky. Výstavba sa ukončila 20. decembra 2024. V príspevku bližšie opíšeme technické riešenie a realizáciu stavby so zameraním na mostné konštrukcie.

OPIS A TECHNICKÉ RIEŠENIE STAVBY

Stavba pozostáva z dvoch častí – časť A ekodukt nad cestou I/11 a časť B, ekodukt nad medzinárodnou železničnou traťou v správe ŽSR (obr. 1). Časť A, tvoria dva dominantné mostné objekty (201-00 Ekodukt nad cestou I/11 a 202-00 Ekodukt nad Šlahorovým potokom), ktoré vedú ponad cestu I/11 a Šlahorov potok (nachádza sa v V. stupni ochrany). V rámci prípravy územia sa zrealizuje asanácia rodinného domu a súvisiacich drobných objektov vrátane zrušenia prívodu silového vedenia NN k tomuto objektu a zriadenia zariadenia staveniska a prístupových komunikácií. Z vyvolaných investícií sa vybuduje preložka koryta Šlahorovho potoka vrátane obslužnej komunikácie pre správcu toku a preložky existujúcich sietí technickej infraštruktúry – vodovodu, plynovodu, silového vedenia VN, telekomunikačných vedení a informačného systému diaľnice D3, kde dôjde k presunu stožiaru s kamerou a premenlivej dopravnej značky. Po presypaní mostov sa zrealizuje nepriehľadné oplotenie a vysadí sa ochranná a navádzacia zeleň.

Objektová skladba pozostáva z 21 stavebných objektov. Obidva mostné objekty tvorí rovnaká samostatná konštrukcia, ktorá prevádza priestor so šírkou 80,0 m umožňujúci migráciu zveri cez existujúcu cestu I/11 a Šlahorov potok, s priamym napojením na SO 08-33-13 Nadchod pre zver z časti B stavby (obr. 2). Mosty sú budované ako novostavby. Celková šírka mostov SO 201-00 a 202-00 je 120,38, resp. 115,38 m, rozpätie mostov v smere osi



Obr. 1 Prehľadná situácia stavby D3 Zelený most Svrčinovec
Fig. 1 General layout of the D3 Svrčinovec Green Bridge project

included not only the lowest total price but also the quality of the expert team, operating costs, minimisation of disruptions to railway and road I/11 traffic, construction duration, and the time required for working out the design documentation. The project was comprehensively prepared and designed using BIM (Building Information Modelling, i.e. an information model of the structure throughout its life cycle) as a pilot transport infrastructure project within the company Národná diaľničná spoločnosť (National Motorway Company). The project was financed from European Union funds and the state budget of the Slovak Republic. Construction was completed on 20 December 2024. This paper presents in more detail the technical solution and construction of the project, with a focus on the bridge structures.

DESCRIPTION AND TECHNICAL SOLUTION OF THE PROJECT

The project consists of two parts – Part A, an ecoduct over the I/11 road and the Šlahorov stream, and Part B, an ecoduct over the international railway track operated by ŽSR (Railways of the Slovak Republic) (Fig. 1). Part A comprises two main bridge structures (201-00 Ecoduct over road I/11 and 202-00 Ecoduct over the Šlahorov stream), crossing the I/11 road and the Šlahorov stream (located in a level V protected area). As part of site preparation, the demolition of a family house and associated minor structures will be carried out, including the disconnection of the low-voltage power supply to the property and the establishment of site facilities and access roads. As part of induced investments, a relocation of the Šlahorov stream channel will be carried out, including a service road for the watercourse administrator, as well as relocations of existing utility networks – water supply, gas pipeline, medium-voltage power line, telecommunications lines, and the D3 motorway information system, including the relocation of a camera mast and a variable road sign. After backfilling of the bridges, opaque fencing will be installed and protective and guiding vegetation will be planted. The project comprises a total of 21 construction objects. Both bridge structures are formed by identical independent structures providing a crossing width of 80.0 m, enabling wildlife migration over the existing I/11 road and the Šlahorov stream, with a direct connection to structure SO 08-33-13 Wildlife overpass of ŽSR (Railways of the Slovak Republic) from Part B of the project (Fig. 2). The bridges are constructed as new structures. The total width of bridges SO 201-00/202-00 is 120.38/115.38 m, and their span along the bridge axis is 20.16/19.84 m. According to the contractor's tender design, the superstructure consists of a single-span buried arch structure composed of prefabricated reinforced concrete elements (a total of 272 units for both arches). The arch (40 pcs) is dry-jointed onto two wall elements (80 pcs) by means of a specially shaped hinged joint. At both the beginning and the end of the bridge, wing walls of variable height are provided (8 + 8 = 16 units). Structural integrity is ensured by a monolithic footing, constructed on site at the stage defined in the construction sequence, which provides connection to a monolithic reinforced concrete strip foundation founded on jet grouting columns. After assembly, the arch is waterproofed and backfilled in



Obr. 2 Vizualizácia stavby D3 Zelený most Svrčinovec (pohľad od hranice SR/ČR), v pozadí mostný objekt križovatky sprevádzkovej diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité, hranica SR/PR

Fig. 2 Visualization of the D3 Green Bridge Svrčinovec project (view from the Slovak/Czech border), with the bridge structure of the interchange on the operational D3 motorway Svrčinovec – Skalité, Slovak/Polish border, in the background

mosta je 20,16, resp. 19,84 m. Ich nosnú konštrukciu tvorí v zmysle súťažného technického riešenia združenia klenbová oblúková presypaná konštrukcia s jedným polom zložená z prefabrikovaných železobetónových dielcov (spolu 272 dielcov pre obe klenby). Oblúk (40 ks) je uložený na dvoch stenových prvkoch (80 ks) nasucho prostredníctvom špeciálne formovaného kĺbového spoja. Na začiatku a na konci mosta sa nachádzajú krídlové steny s premenlivou výškou (8 ks + 8 ks = 16 ks). Súdržnosť konštrukcie zabezpečuje monolitická päťka, ktorá sa zhotovuje priamo na stavbe v čase určenom v postupe výstavby a zabezpečuje spojenie s monolitickým železobetónovým základovým pásom, ktorý je založený na stĺpoch tryskovej injektáže. Po zmontovaní sa klenba zaizoluje a požadovaným spôsobom presype v zmysle technologického predpisu výrobcu klenby. Okrem presne klasifikovaných druhov násypu nevyhnutných pre drenážnu funkciu a interakciu násypu a klenby (min. 600 mm od povrchu klenby) sa celkové teleso presypanej konštrukcie bude realizovať z materiálu, ktorého majiteľom je objednávateľ. Tento materiál je uskladnený na dočasnej skládke v Čadci a pochádza z výstavby úseku D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec. Použitie tohto násypového materiálu do telesa ekoduktu bolo podmienkou verejnej súťaže.

Časť B tvorí dominantný mostný objekt SO 08-33-13 Nadchod pre zver v NŽKM 282,963 ponad medzinárodnú železničnú trať v úseku Čadca – štátna hranica ČR/SR. Súčasťou nadchodu, resp. ekoduktu nad ŽSR je aj navádzacie oplotenie pre zver, ktoré tvorí bariéru pre migrujúcu zver a zároveň ju navádza k umelo vytvorenému prechodu ponad trať. Stavba zahŕňa tiež stabilizáciu

accordance with the manufacturer's technical specifications. Apart from precisely specified fill materials necessary for drainage function and interaction between the backfill and the arch (minimum 600 mm above the arch surface), the entire body of the buried structure will be constructed using material owned by the client. This material is stored at a temporary stockpile in Čadca and originates from the construction of the D3 section Čadca, Bukov – Svrčinovec. The use of this fill material in the ecoduct structure was a requirement of the public tender.

Part B comprises the main bridge structure SO 08-33-13 Wildlife overpass at railway km 282.963 over the international railway track in the section Čadca – state border Czech Republic/Slovakia. The overpass, i.e. the ecoduct over the railway, also includes guiding fencing for wildlife, which forms a barrier for migrating animals and directs them towards the purpose-built crossing over the railway. The project also includes stabilisation of an active landslide, installation of steel structures on rails for the railway works, and modernisation of the overhead traction system, which will be dismantled in the affected section and replaced with a new one. As part of induced investments, relocations of low-voltage and high-voltage railway utility systems will be carried out. After backfilling of the bridges, opaque fencing will be installed above the railway track and protective and guiding vegetation will be planted. The project comprises a total of six construction objects. The bridge is constructed as a new structure. The width of the bridge is 107.85 m and its span along the bridge axis is 18.115 m. According to the contractor consortium's tender design,

aktívneho zosuvu, ukoľajnenie oceľových konštrukcií pre stavbu ŽSR a modernizáciu trakčného vedenia, ktoré sa v dotknutom úseku zdemontuje a nahradí novým. Z vyvolaných investícií sa zrealizujú preložky slaboprúdových a silnoprúdových rozvodov ŽSR. Po presypaní mostov sa v priestore nad železničnou traťou realizuje nepriehľadné oplotenie a vysadí sa ochranná a nadvádzacia zeleň.

Objektová skladba pozostáva zo 6 stavebných objektov. Most je budovaný ako novostavba. Šírka mosta je 107,85 m, jeho rozpätie v smere osi mosta je 18,115 m. Konštrukciu mosta tvorí v zmysle súťažného technického riešenia združená klenbová oblúková presypaná konštrukcia s jedným polom z prefabrikovaných železobetónových dielcov (spolu 123 dielcov). Po zmontovaní klenby sa realizujú ostatné práce obdobne ako pri časti A.

OPIS A TECHNICKÉ RIEŠENIE MOSTA SO 08-33-13

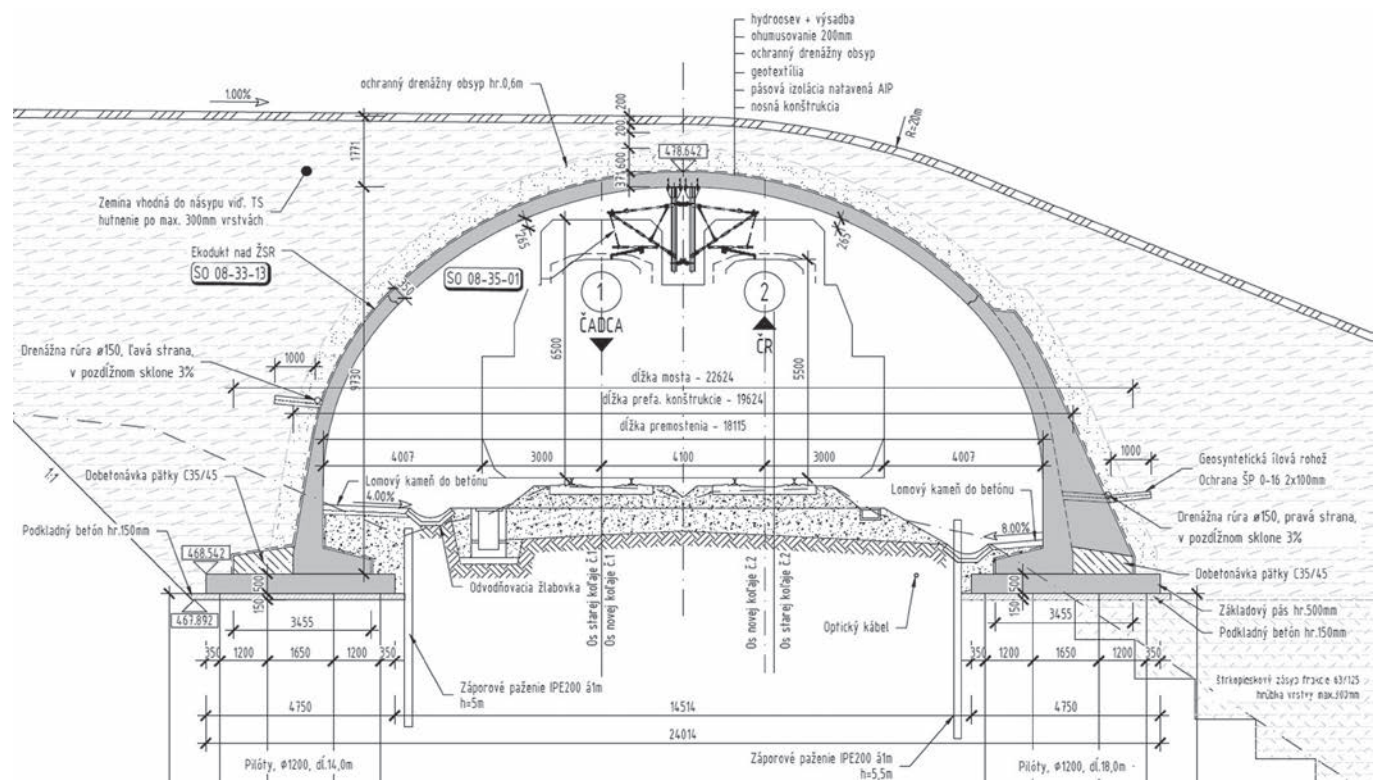
Všetky tri mostné presypané klenbové konštrukcie majú s výnimkou technológie hĺbkového zakladania obdobné technické riešenie, ktoré predstavíme bližšie formou opisu mostného objektu SO 08-33-13. Je navrhnutý ako jednopolový, prefabrikovaný klenbový most zo železobetónu s presypávkou (obr. 3). Rozpätie mosta v smere jeho osi je 18,115 m. Celková dĺžka mosta je 22,624 m a šírka 107,85 m. Most je založený hlbinne na vystužených veľkopriemerových pilótach s dĺžkou 14/18 m a priemerom 1,2 m. Dlhšie 18 m pilóty sú navrhnuté na strane bližšie ku komunikácii I/11. Na druhej strane (bližšie k zalesnenému svahu) sú navrhnuté kratšie 14 m pilóty. Zariadenie výkopových jám je navrhnuté záporovým pažením. Svah pod železnicou bude upravený zazubením – terénnymi schodmi s výškou 1 m.

Na pilótach je uložený vystužený monolitický základ rozdelený pracovnými škárami na jednotlivé celky.

the bridge structure consists of a single-span buried arch bridge made of prefabricated reinforced concrete elements (123 units in total). After assembly of the arch, the remaining works will be carried out in the same manner as for Part A.

DESCRIPTION AND TECHNICAL SOLUTION OF BRIDGE SO 08-33-13

With the exception of the deep-foundation technology, all three buried arch bridge structures have a similar technical solution, which is presented below through the description of bridge structure SO 08-33-13. It is designed as a single-span prefabricated reinforced concrete arch bridge with backfill (Fig. 3). The span of the bridge along its axis is 18.115 m. The total bridge length is 22.624 m and its width is 107.85 m. The bridge is founded on reinforced large-diameter piles with lengths of 14/18 m and a diameter of 1.2 m. Longer 18 m piles are designed on the side closer to road I/11. On the opposite side (closer to the forested slope), shorter 14 m piles are designed. Excavation pits are supported by soldier pile and lagging walls. The slope beneath the railway will be modified by benching – terrain steps with a height of 1 m. A reinforced monolithic foundation is supported on the piles and divided into sections by construction joints. It is constructed from concrete class C30/37 XC2, XD1, XF2 – Cl 0.2 – Dmax16 – S4. The piles are reinforced so as to be rigidly connected (fixed) into the foundation. The expansion units of the foundations have a thickness of 0.5 m, widths of 4.75 m / 5.25 m, and lengths of 9.75 m / 11.0 m / 11.85 m. The interface between the monolithic strip foundation and the cast-in-place arch footing extension must be roughened by placing a dimpled membrane on the contact surface during concreting. All concrete surfaces in contact with soil will be coated with a bituminous layer to protect against ground moisture. The



Obr. 3 Vzorový pozdĺžny rez SO 08-33-13 Nadchod pre zver v NŽKM 282,963

Fig. 3 Sample longitudinal section of SO 08-33-13 Wildlife overpass at railway km 282.963

Zhotovený je z betónu triedy C30/37 XC2, XD1, XF2 – C1 0,2 – Dmax16 – S4. Pilóty majú výstuž navrhnutú tak, aby boli votknuté do základu. Dilatačné celky základov majú hrúbku 0,5 m, šírku 4,75 m/5,25 m a dĺžku 9,75 m/11 m/11,85 m. Povrch styku monolitického základového pásu s monolitickou dobetonávkou klenbovej pätky je nutné zdrsniť uložením nopovej fólie na stykovaný povrch pri betonáži. Všetky betónové plochy v styku so zeminou budú opatrené asfaltovým náterom na ochranu proti zemnej vlhkosti. Nosnú konštrukciu tvoria prefabrikované železobetónové dielce (licenčné prvky spoločnosti ABM Mosty, s. r. o., Bratislava). Konštrukcia sa skladá v pozdĺžnom reze z dvoch stenových prvkov a vrchného oblúka. Oblúk je presypaný zeminou a tvorí tak priamy prechod pre zver nad traťou ŽSR. Na presypanie sa použije viac druhov zeminy v zmysle schváleného technologického predpisu.

Mostnú konštrukciu tvorí celkovo 123 ks prefabrikovaných železobetónových dielcov, z toho 37 ks klenieb, 74 ks bočných dielov a 12 ks krídiel. Najľahší prvok (krídlo) má hmotnosť 14,4 t, najťažší prvok je klenba s hmotnosťou 40,4 t. Všetky dielce boli vyrobené vo výrobní spoločnosti VÁHOSTAV-PREFA, s. r. o., Horný Hričov. Použil sa betón triedy C45/55 XC4, XD3, XF4-cl 0,4-Dmax 16-S4.

Jednotlivé prefabrikované prstence nie sú spolu priamo spojené. Súdržnosť konštrukcie zabezpečuje monolitická päťka, ktorá sa zhotovuje priamo na stavbe v čase určenom v postupe výstavby. Skosené bočné prvky tvoria krídla vstupného portálu. Tieto krídla nie sú priamo spojené s ostatnými typickými dielcami, ale cez monolitickú železobetónovú päťku. Založené sú rovnakým spôsobom ako typické dielce. Odvodnenie zásypu mosta je riešené drenážnou PE trubkou s Ø 150 mm, umiestnenou na rube nosnej konštrukcie. Nosná konštrukcia je v prevažnej miere izolovaná voľne položenou pásovou izoláciou AIP natavenou v spojoch + 2x geotextília, celoplošne je natavená v časti nad základom. V mieste škár medzi prefabrikátmi je po stranách natavený 300 mm pás AIP izolácie. Zatekaniu vody do škár zabraňuje tesniaci povrazec. Zasypaná časť vnútornej strany prefabrikátu je chránená izolačným náterom 1xAlp (1x penetračný náter) a 2xNa (2x asfaltový náter za studena). Izolačný náter sa končí 200 mm pod upraveným terénom.

Nosná konštrukcia ekoduktu bude presypaná zeminou, čím sa vytvorí prechod ponad cestu/trať ŽSR a zelená zóna, ktorá bude zatrávnená s výsadbou kríkov a drobných drevín. Hrúbka presypania je premenná s minimálnou presypávkou 1 400 mm. Zásyp bude pozostávať zo štyroch vrstiev. Na ochranný zásyp (min. 600 mm od konštrukcie) sa použije výhradne nenamrzavá nesúdržná zemina. Na zásyp v okolí konštrukcie ekoduktu (v rozsahu 600 – 5 000 mm od konštrukcie) možno použiť nesúdržné zeminy. Obsah jemných častíc (f + s + g) musí byť menší ako 15 %, veľkosť zrna max. 63 mm. V ojedinelých prípadoch možno pri bežnom zásype pripustiť použitie materiálu s väčším množstvom jemných častíc, tieto zeminy je však nutné dôkladne preskúmať a v prípade potreby vhodným spôsobom stabilizovať (STN 73 6125). Inak bude pre bežný zásyp použitá zemina vhodná do násypu splňujúca podmienky STN 73 61 33. Na takto zrealizovanú zemnú konštrukciu sa rozprestrie vrstva humusu s hrúbkou 200 mm.

superstructure consists of prefabricated reinforced concrete elements (licensed units of ABM Mosty s.r.o., Bratislava). In longitudinal section, the structure consists of two wall elements and a top arch. This arch is backfilled with soil, forming a direct wildlife crossing over the railway track. Multiple types of soil will be used for backfilling in accordance with the approved technical specification. The bridge structure comprises a total of 123 prefabricated reinforced concrete elements, including 37 arch units, 74 side elements, and 12 wing elements. The lightest element (wing unit) weighs 14.4 t, while the heaviest element is the arch unit, weighing 40.4 t. All elements were manufactured at the production plant of VÁHOSTAV-PREFA s.r.o. in Horný Hričov. Concrete class C45/55 XC4, XD3, XF4 – C1 0.4 – Dmax 16 – S4 was used. The individual prefabricated rings are not directly connected to each other. Structural integrity is ensured by a monolithic footing, constructed on site at the stage defined in the construction sequence. The inclined side elements form the wings of the entrance portal. These wings are not directly connected to the other typical elements, but are connected through a monolithic reinforced concrete footing. They are founded in the same manner as the typical elements. Drainage of the bridge backfill is provided by a PE drainage pipe with a diameter of 150 mm, located at the rear face of the superstructure. The superstructure is predominantly waterproofed with a freely laid strip AIP membrane, heat-welded at the joints, combined with two layers of geotextile. It is fully bonded in the area above the foundation. At the joints between the prefabricated elements, a 300 mm wide AIP strip membrane is applied on both sides. Water ingress into the joints is prevented by a sealing cord. The buried inner surface of the prefabricated element is protected by a coating system consisting of 1xAlp (x primer coating) and 2xNa (2x cold-applied bituminous coating) The isolating coating ends 200 mm below the finished ground level. The ecoduct superstructure will be backfilled with soil, forming a crossing over the road and the railway track, as well as a green zone that will be grassed and planted with shrubs and small trees. The backfill thickness is variable, with a minimum cover of 1,400 mm. The backfill will consist of four layers. For the protective backfill (minimum 600 mm from the structure), only frost-resistant granular soil will be used. For the backfill around the ecoduct structure (within a range of 600–5,000 mm from the structure), granular soils may be used. The content of fine particles (f + s + g) must be less than 15%, with a maximum grain size of 63 mm. In exceptional cases, for general backfill, the use of material with a higher content of fine particles may be permitted; however, such soils must be thoroughly investigated and, if necessary, appropriately stabilised (STN 73 6125). Otherwise, suitable embankment material complying with STN 73 6133 will be used for general backfill. A 200 mm thick layer of topsoil will be spread over the completed earth structure. An inspection staircase is located near the portal of SO 08-33-13 on the side facing the Slovak/Czech border. On both sides, horizontal anti-trespass barriers will be installed in the outer arch elements, following the shape of the arch segment. Based on the corrosion survey, it is necessary to implement basic protective measures against the effects of stray currents at protection level 4 in accordance with TP 081 “Basic protective measures to limit the effects of stray currents on road bridge structures,” issued

Revízne schodisko je v blízkosti portálu SO 08-33-13 a je umiestnené na strane smerom k hranici SR/ČR. Na oboch stranách budú v krajných klenbových dielcoch osadené vodorovne protidotykové zábrany, ktoré budú svojim tvarom kopírovať tvar klenbového dielca. Na základe korózneho prieskumu je na mostnom objekte potrebné previesť základné ochranné opatrenia na obmedzenie vplyvu bludných prúdov – stupeň 4 podľa TP 081 Základné ochranné opatrenia pre obmedzenie vplyvu bludných prúdov na mostné objekty pozemných komunikácií, vydaných MDV SR v 09/2013.

Konštrukcia bude počas výstavby a prevádzky monitorovaná. Do stenových dielcov a na vrchu klenby budú osadené terčíky na meranie sadania. Celkom bude osadených 15 geodetických značiek (5 rezov, 3 značky v reze). Prvé meranie sa vykoná pred zasypaním objektu, ďalšie počas zasypania a zhutnenia násypu po vrstve cca 1,5 m. Po dokončení zásypu sa po jednom mesiaci vykonajú kontrolné merania. Posledné meranie sa uskutoční pred odovzdaním objektu budúcemu správcovi.

REALIZÁCIA STAVBY

Na začiatku výstavby sa vykonal celoplošný pyrotechnický a archeologický prieskum. Zrealizovalo sa odlesnenie a prekládky inžinierskych sietí vrátane ochrany slaboprúdových rozvodov v priestore železničnej trate. Zriadili sa prístupové cesty z cesty I/11, pretrubnenie Šlahorovho potoka a spoločne so zhotoviteľom stavby modernizácie železničnej trate sa v priestore pred mostným objektom SO 08-33-13 na strane od Čadce zhotovilo dočasné železničné priecestie, čím sa sprístupnila časť stavby v lesnom teréne za železničnou traťou. Po odhumusovaní sa v priestore stavby medzi železničnou traťou a cestou I/11 zrealizovala výmena

by the Ministry of Transport (Slovak Republic), 09/2013. The structure will be monitored during both construction and operation. Survey targets for settlement monitoring will be installed in the wall elements and at the crown of the arch. A total of 15 geodetic markers will be installed (5 sections, 3 markers per section). The initial measurement will be carried out prior to backfilling, followed by measurements during backfilling and compaction in layers of approximately 1.5 m. After completion of the backfill, control measurements will be carried out after one month. The final measurement will be performed prior to handing over the structure to the future operator.

CONSTRUCTION

At the beginning of the construction, a comprehensive pyrotechnical and archaeological survey was carried out. Vegetation clearance and relocations of utility networks were performed, including protection of low-voltage installations in the railway corridor. Access roads from road I/11 were established, the Šlahorov stream was culverted, and in coordination with the contractor of the railway modernisation works, a temporary railway crossing was constructed in front of bridge structure SO 08-33-13 on the Čadca side, enabling access to the construction site in the forested area beyond the railway track. After topsoil removal, subsoil replacement was carried out in the area between the railway track and road I/11, followed by benching of the terrain (1 m high steps) progressing from the lower levels towards the railway, to enable construction of a stabilisation embankment using 0/63 aggregate. Upon reaching the required embankment level, a piling platform and a soldier pile and lagging wall were constructed to support the excavation on the side adjacent to the railway embankment. On the



Obr. 4 Montáž prefabrikovaných dielcov žeriavom s nosnosťou 500 t
Fig. 4 Installation of prefabricated elements using a crane with a capacity of 500 t



Obr. 5 Stav na stavbe začiatkom septembra 2024, vpravo hore zrealizovaná časť sanácie zosuvu
 Fig. 5 Construction site in early September 2024, with the completed landslide stabilisation visible in the upper right

podložia a postupom zospodu smerom k železnici aj zazubenie terénu (terénne schody s výškou 1 m) na realizáciu sanačného násypu z kameniva frakcie 0/63. Po dosiahnutí požadovanej nivelety násypu sa zriadila pilotážna plošina a záporové paženie ako ochrana základovej jamy, a to zo strany bližšie k železničnému telesu. Na druhej strane (bližšie k zalesnenému svahu) sa zrealizoval výkop a pilotážna plošina. Zhotovili sa veľkopriemerové pilóty, vykopal sa základové jamy a zabetónovali sa monolitické základy pod nosnú klenbovú konštrukciu. Vytvoril sa tiež nevyhnutný priestor a únosná plošina s predpísanými parametrami pre žeriav s nosnosťou 500 t, ktorý montoval samotnú prefabrikovanú železobetónovú nosnú konštrukciu (obr. 4).

Výstavba mosta SO 08-33-13 prebiehala v úzkej koordinácii s inou realizovanou stavbou, a to modernizáciou železničnej trate v úseku Čadca – hranica SR/ČR, ktorú investorsky zastrešovali Železnice Slovenskej republiky. Samotnú modernizáciu realizovalo iné združenie, ktorého členom bola aj spoločnosť VÁHOSTAV, čo v nemalej miere prispelo k hladkému priebehu obidvoch realizovaných stavieb v mieste ich prieniku.

Na základe Rozkazu o výluke (ROV) bola v tom čase vylúčená koľaj č. 1 smerom na Čadcu a presne zadané boli aj výluky na prevádzkovej koľaji č. 2 (smerom na hranicu SR/ČR) pre potreby montáže samotnej železobetónovej klenby a súvisiacej prekládky trolejového vedenia. Zhotoviteľ mosta, spoločnosť VÁHOSTAV, dostal v rámci ROV na montáž nosnej konštrukcie SO 08-33-13

opposite side (closer to the forested slope), excavation and a piling platform were executed. Large-diameter piles were installed, foundation pits were excavated, and monolithic foundations for the arch superstructure were concreted. A suitable working area and load-bearing platform of the required parameters were also prepared for a 500 t capacity crane used for the erection of the prefabricated reinforced concrete superstructure (Fig. 4). The construction of bridge SO 08-33-13 was carried out in close coordination with another ongoing project – the modernisation of the railway track in the Čadca – Slovak/Czech border section, commissioned by the Railways of the Slovak Republic. The modernisation works were executed by a different consortium, of which VÁHOSTAV was also a member, which significantly contributed to the smooth progress of both projects at their interface. Based on the Railway Possession Order, track no. 1 in the direction of Čadca was taken out of service at that time, and railway possession periods were precisely defined for the operational track no. 2 (towards the Slovak/Czech border) to allow installation of the reinforced concrete arch and the associated relocation of the overhead line equipment. The bridge contractor, VÁHOSTAV, was allocated possession windows for the installation of the superstructure of SO 08-33-13 over the railway track in September 2023, specifically from 13:20 to 16:40 and from 19:30 to 22:30. The entire installation of the prefabricated reinforced concrete bridge superstructure was carried out between 12 and 27 September 2023 within the permitted possession times, with works executed both during

v mieste premostenia železničnej trate k dispozícii termín výluk v septembri 2023, a to v časoch od 13.20 do 16.40 hod a od 19.30 do 22.30 hod. Celá montáž nosnej železobetónovej prefabrikovanej mostnej konštrukcie SO 08-33-13 sa uskutočnila v termínoch povolených výluk od 12. do 27. septembra 2023 v zmysle ROV, pracovalo sa vo dne aj v noci. Obdobne po zrealizovaní stĺpov tryskovej injektáže a základových pásov sa v termíne od 11. do 20. decembra 2023 namontovala prefabrikovaná nosná konštrukcia na SO 202-00. Po zrealizovaní nevyhnutných sanačných opatrení novovzniknutého aktívneho zosuvu v časti stavby v rámci SO 201-00 (ukotvený železobetónový prah steny z veľkopriemerových pilót) sa v termíne od 19. do 30. augusta 2024 namontovala aj nosná konštrukcia tohto objektu (obr. 5).

Po zmontovaní prefabrikovaných konštrukcií sa dobetónovali monolitické časti päty klenieb a zrealizoval sa celoplošný hydroizolačný ochranný systém z asfaltových pásov. Následne pokračovali práce na násypovom telese, filtračnom obsype a prechodových oblastiach klenbových konštrukcií v kombinácii s budovaním násypového telesa (technológiou zlepšovania zemin) so zabudovaním zeminy z depónie objednávateľa z lokality v Čadca. Osadilo sa priehľadné aj nepriehľadné oplotenie a povrch násypu sa zahumusoval. Súbežne s vybudovaním mostných klenbových konštrukcií sa formou pritažovacích lavíc a hĺbkových odvodňovacích drénov (v kombinácii s odvodňovacími vrtmi) zrealizovala aj sanácia zosuvu nad železničnou traťou, prekládka Šlahorovho potoka a ukončili sa úpravy trakčného vedenia a ukoľajnenie.

MODEL BIM

V rámci plnenia zmluvy o dielo v oblasti BIM sa vytvoril digitálny model stavby, čiastkové modely objektov boli modelované v programoch Revit a Civil 3D. Spracovali sa modely všetkých objektov stavby vrátane existujúcich preložiek, aby boli vylúčené prípadné kolízie a zabezpečila sa kompletná koordinácia stavby. Objekty sa doplnili o negrafické informácie. Pre formát týchto negrafických informácií sa použil Dátový štandard SFDI. Komunikácia a správa dát prebiehala v programe Proconom. Spracovali sa simulácie procesu výstavby vo väzbe na harmonogram výstavby (4D) a pre vybrané objekty prepojenie 3D modelu s položkovým výkazom výmer. V rámci celého projektu sa pripravili metodiky BIM pre prípravu a výstavbu stavieb v podmienkach dopravnej infraštruktúry v súlade s požiadavkami objednávateľa.

ZÁVER

Stavba ekoduktu prebiehala súbežne s modernizáciou železničnej trate v úseku Čadca – hranice SR/ČR, ktorá priamo ovplyvňovala výstavbu ekoduktu v rámci časti stavby B. Hladkému priebehu prípravy a realizácie obidvoch stavieb určite napomohol fakt, že spoločnosť VÁHOSTAV bola súčasťou obidvoch zhotoviteľských združení. V zmysle súťažného technického riešenia združenia sa na celý stavbe zrealizovali tri presypané mostné klenbové jednopólové konštrukcie, zložené z prefabrikovaných železobetónových dielcov (obr. 5). Licenčná výroba prebiehala nepretržite od novembra 2022 do júla 2023 vo výrobní spoločnosti VÁHOSTAV-PREFA, s. r. o., Horný Hričov. Okrem prísneho plánovania

the day and at night in accordance with the Railway Possession Order. Similarly, after completion of the jet grouting columns and strip foundations, the prefabricated superstructure of SO 202-00 was installed between 11 and 20 December 2023. Following the implementation of necessary stabilisation measures for a newly developed active landslide within a section of the SO 201-00 construction (anchored reinforced concrete capping beam with a wall of large-diameter piles), the superstructure of this structure was installed between 19 and 30 August 2024 (Fig. 5). After assembly of the prefabricated structures, the monolithic parts of the arch footings were concreted and a full-surface waterproofing protection system using bituminous membranes was applied. Subsequently, works continued on the embankment body, including filter backfill and transition zones of the arch structures in combination with embankment construction (using soil improvement technology) with incorporation of material from the client's stockpile in Čadca. Both transparent and opaque fencing were installed, and the embankment surface was covered with topsoil. Concurrently with the construction of the arch bridge structures, landslide stabilisation above the railway track was carried out using counterweight berms and deep drainage trenches (in combination with drainage boreholes), along with the relocation of the Šlahorov stream and completion of the overhead line modifications and rail-based installation works.

BIM MODEL

As part of the contract implementation in the field of BIM, a digital model of the project was developed, with individual object models created using Revit and Civil 3D. Models of all project structures, including existing utility relocations, were prepared to eliminate potential clashes and ensure full coordination of the construction works. The objects were enriched with non-graphical information. Non-graphical information was structured in accordance with the SFDI Data Standard. Data communication and management were carried out using the Proconom program. Construction process simulations linked to the construction schedule (4D) were developed, and for selected structures, the 3D model was integrated with the bill of quantities. As part of the overall project, BIM methodologies for the preparation and construction of transport infrastructure projects were also developed in accordance with the client's requirements.

CONCLUSION

The construction of the ecoduct was carried out in parallel with the modernisation of the railway track in the Čadca – Slovak/Czech border section, which directly influenced the construction of the ecoduct within Part B of the project. The smooth progress of the preparation and execution of both projects was undoubtedly facilitated by the fact that VÁHOSTAV was a member of both contractor consortia. In accordance with the consortium's tender design, three single-span buried arch bridge structures were constructed across the project (Fig. 5). Licensed production was carried out continuously from November 2022 to July 2023 at the VÁHOSTAV-PREFA s.r.o. plant in Horný Hričov. In addition to strict planning of the procurement and delivery of material inputs for production, it was also



Obr. 6 Zrealizovaný ekodukt D3 Zelený most Svrčinovec, október 2025
 Fig. 6 Completed D3 Svrčinovec Green Bridge ecoduct, October 2025

nákupu a dodávky materiálových vstupov pre výrobu bolo nevyhnutné zvládnuť aj neľahkú logistiku skladovania vyrobených prvkov, ktorých sa pre tri klenby použilo spolu 395 kusov.

Na stavbe sa vyskytli aj nové nepriaznivé geotechnické skutočnosti, ktoré sa na základe odborného návrhu zhotoviteľa a jeho projektanta a zodpovednej a konštruktívnej komunikácie s dozorom a objednávateľom stavby podarilo eliminovať riadne a včas. V rámci výstavby sa vybudovali nielen opatrenia na aktívne sledovanie zveri (stopový pás z piesku, fotopasce a pod.), ale aj ochranné a návodiace opatrenia pre plynulý a bezpečný prechod zveri novým ekoduktom (jazierko pre napájanie, návodiaca vzrastlá zeleň, nepriehľadné oplotenie v miestach s intenzívnou dopravou a pod.), ktoré pomáhajú zachovať v danej lokalite nerušenú migráciu všetkých druhov zveri, veľké šelmy nevynímajúc, pretože migračné koridory zveri tu boli dávno pred nami. Človek pre svoje potreby začal meniť krajinu a ovplyvňovať tak spôsob života živočíšnych druhov. Je správne a nevyhnutné zároveň, že vyspelá spoločnosť hľadá cestu, ako aspoň sčasti napraviť tento zásah. Je potešiteľné, ak sa pri náprave tohto stavu podarí odstrániť aj iná nežiaduca skutočnosť, keď skládkovaný prebytočný materiál z inej ukončenej stavby nájde uplatnenie v násypovom telese. To sa podarilo pri výstavbe ekoduktu D3 Zelený most Svrčinovec (obr. 6). Preto sa zrejme oprávnené domnievame, že uvedenie tejto stavby do prevádzky môžeme hodnotiť ako zreteľný príspevok vyspelej spoločnosti k našej udržateľnej budúcnosti.

Literatúra

1. Dokumentácia na stavebné povolenie (DSP) v rozsahu dokumentácie pre realizáciu stavby D3 Zelený most Svrčinovec, ktorú vypracovala spoločnosť SHP SK, s. r. o., Bratislava.
2. Technologický postup – Montáž prefabrikátov systému ABM ARCH, ktorú vypracovala spoločnosť ABM Mosty, s. r. o., Bratislava.
3. VÁHOSTAV, a. s., Bratislava.
4. www.ndsas.sk
5. Ministerstvo dopravy SR (obr. 6).

necessary to manage the demanding logistics of storing the manufactured elements, of which a total of 395 pieces were used for the three arches. New adverse geotechnical conditions were encountered on the construction site; however, these were successfully mitigated in a timely manner based on expert proposals by the contractor and its designer, together with responsible and constructive communication with the supervising engineer and the client. The project included not only measures for active wildlife monitoring (such as sand tracking strips, camera traps, etc.), but also protective and guiding measures to ensure safe and smooth wildlife crossing via the new ecoduct (watering ponds, guiding mature vegetation, opaque fencing in areas with heavy traffic, etc.), helping to preserve undisturbed wildlife migration in the area, including large carnivores. Because wildlife migration corridors existed here long before human intervention. Humans have altered the landscape to meet their needs, thereby affecting the way animal species live. It is both appropriate and necessary that an advanced society seeks ways to at least partially mitigate these impacts. It is encouraging that, in addressing this issue, another undesirable condition was also resolved – the reuse of surplus material stockpiled from a previously completed project within the embankment body. This was successfully achieved during the construction of the D3 Svrčinovec Green Bridge ecoduct (Fig. 6). It can therefore be reasonably concluded that the commissioning of this project represents a clear contribution of an advanced society towards a sustainable future.

References

1. Building permit documentation at the level of detailed design documentation for construction of the D3 Svrčinovec Green Bridge project, prepared by SHP SK s.r.o. Bratislava.
2. Construction procedure – Installation of prefabricated elements of the ABM ARCH system, prepared by ABM Mosty s.r.o. Bratislava.
3. VÁHOSTAV, a. s. Bratislava.
4. www.ndsas.sk
5. Ministry of Transport, Fig. 6.

DOPRAVOPROJEKT



RÝCHLOSTNÉ CESTY | MOSTY
DIAĽNICE | TUNELY

THE FUTURE BEGINS WITH DESIGN



NAŠE SLUŽBY:

- projektové práce
- konzultačné služby
- inžinierska činnosť
- stavebný dozor
- geotechnické a environmentálne projekty
- expertízne a poradenské služby
- majetkoprávne vysporiadanie

www.dopravoprojekt.sk

Rýchlostná cesta R3, Tvrdošín – Nižná, stavebné objekty mostov 206, 210, 211, 212

Celková dĺžka úseku, ktorý bol odovzdaný do užívania v júni 2025 a odbremeni frekventovanú dopravnú tepnu v Tvrdošíne, predstavuje 5,2 km. Na stavbe bolo spolu 98 stavebných objektov, z toho 12 mostov. Príspevok opisuje bližšie stavebné objekty mostov 206, 210, 211, 212, ktorých projektantom bola firma Link projekt SK, s. r. o.

R3 Expressway, Tvrdošín – Nižná, bridge structures 206, 210, 211, 212

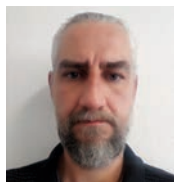
The total length of the section, which was opened to traffic in June 2025 and relieves the heavily traffic transport corridor in Tvrdošín, is 5.2 km. The project comprised a total of 98 structural objects, including 12 bridges. This paper provides a more detailed description of bridge structures 206, 210, 211, and 212, which were designed by Link projekt SK, s. r. o.



Petr Svadbík



Peter Buček



Martin Kollár



Obr. 1 Umiestnenie stavby v ortofotomape
Fig. 1 Location of the Project

Rýchlostná cesta R3 Tvrdošín – Nižná sa napája na existujúci obchvat Trstenej a vedie zvlhneným členitým terénom prevažne v extraviláne. Na konci úseku vedie po vetve križovatky a prostredníctvom privádzacia Nižná sa pripája na súčasnú cestu I/59 cez okružnú križovatku pred vjazdom do Nižnej. Celková dĺžka úseku predstavuje 5,2 km (4,0 km trasa R3, križovatkové vetvy 0,5 km, privádzací 0,7 km). Na danej stavbe bolo celkovo 98 stavebných objektov, z toho 12 mostov. Budovaný úsek je v polovičnom profile.

The R3 Expressway section Tvrdošín – Nižná connects to the existing Trstená bypass and traverses undulating, diverse terrain, predominantly outside urban areas. At its downstream end, the section ties into a branch of the interchange and links to the existing I/59 road via the Nižná access road and a roundabout before entering the municipality of Nižná.

The total length of the section is 5.2 km (including 4.0 km of the R3 route, 0.5 km of interchange branches, and 0.7 km of access road). The construction comprised 98 structures in total, of which 12 were bridges. The completed section was built as a half-profile carriageway. The project was developed by the National Motorway Company (Národná diaľničná spoločnosť a. s.) as the investor. The contractor was a consortium consisting of Hochtief SK Ltd., PORR Ltd., and Hydroekol Ltd. Geoconsult Ltd. served as the general designer, with Link Projekt SK Ltd. providing subcontracted design work for selected bridge structures. The company Link Projekt SK Ltd. had the opportunity to participate in the design of several bridge structures

Tab. 1 Prehľad stavebných objektov v kompetencii Link projekt SK
Tab. 1 Overview of bridges under the Responsibility of Link Projekt SK

| Názov SO Structure No. | Rozpätie Span (m) | Počet polí No. of spans | Šírka Width (m) | Typ konštrukcie Type of structure | Postup výstavby Construction method |
|---------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| SO 200.02 | 32,0 32.0 | 1 | 6,9 6.9 | tyčové prefabrikáty prestressed precast beams | montáž prefabrikátov precast beams installation |
| SO 206 | 26 + 35 + 26 | 3 | 15,2 15.2 | predpätý dvojt trám prestressed double T beam | pevná skruž fixed formwork |
| SO 210 | 26 + 35 + 26 | 3 | 15,2 15.2 | predpätý jednotrá m prestressed single T beam | pevná skruž fixed formwork |
| SO 211 | 2 × 88 | 2 | 19,7 – 24,9 19.7 – 24.9 | predpätá komora prestressed box girder | letmá betonáž 15 etáp + pevná skruž balanced cantilever method 15 stages + fixed formwork |
| SO 212 | 24 + 3 × 31 + 24 | 5 | 12,2 – 13,7 12.2 – 13.7 | predpätý dvojt trám prestressed single T beam | pevná skruž, 2 etapy fixed formwork – 2 stages |

Investorom stavby bola Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Zhotoviteľom bolo združenie Hochtief SK, s. r. o., PORR, s. r. o., a Hydroekol, s. r. o. Generálny projektant bol Geoconsult, s. r. o., a v subdodávke projektovej činnosti časti mostných objektov Link projekt SK, s. r. o.

Firma Link projekt SK, s. r. o., mala možnosť podieľať sa na projektoch časti mostných objektov rýchlostnej cesty R3 Tvrdošín – Nižná. V prípade troch mostov ide o typické riešenie troj- až päťpolových predpätých železobetónových dosiek/trámov v dĺžkach 97 – 155 m. Pri SO 200.02 ide o integrovaný rám. V prípade SO 211 je to dvojpolový komorový most budovaný pomocou technológie letmej betonáže cez rieku Oravu v celkovej dĺžke 196 m.

Objekty v kompetencii Link projekt SK sú zhrnuté v tab. 1.

MOSTNÉ OBJEKTY SO 206, SO 210, SO 212, SO 211 SO 206 Most na R3 v km 4,2 nad údolím s potokom a poľnými cestami

Most umožňuje prevedenie R3 nad údolím a potokom v druhom poli. R3 leží na moste v ľavostrannom oblúku s $R = 806$ m. Niveleta klesá v hodnote 0,87 %. Pričný sklon vozovky je jednostranný, 4,5 %. R3 je budovaná v polovič-

on the R3 Expressway Tvrdošín – Nižná. For three of the bridges, this involved typical solutions consisting of 3 – 5-span prestressed reinforced concrete slab or girder structures with total lengths ranging from 97 to 155 m. Structure SO 200.02 is designed as an integrated frame bridge. Structure SO 211 is a two-span box-girder bridge constructed using the cantilever launching method over the Orava River, with a total length of 196 m.

Structures under the responsibility of Link Projekt SK are summarized in Tab. 1.

BRIDGE STRUCTURES SO 206, SO 210, SO 212, SO 211 SO 206 Bridge on the R3 at km 4.2

The bridge carries the R3 Expressway over a valley, crossing a stream in the second span. Along the bridge, the expressway follows a left-hand horizontal curve with a radius of 806 m. The longitudinal grade descends at 0.87 %, and the roadway features a one-way transverse slope of 4.5 %. The R3 is being constructed as a half-profile, forming the right-hand carriageway. The total length of the bridge is 98.7 m, with an overall width of 15.2 m.



Obr. 2 SO 206
 Fig. 2 SO 206

nom profile – pravý most. Celková dĺžka mosta je 98,7 m, jeho šírka je 15,2 m.

Nosná konštrukcia je spojitá dvojtrámová z predpätého betónu s 3 polami s rozpätiami 26 + 35 + 26 = 87 m. Priečny rez nosnou konštrukciou predstavuje dvojtrám s výškou 2,0 m, s osovou vzdialenosťou trémov 7,3 m a konzolami s dĺžkou 2,6 – 2,8 m.

Spodná stavba zahŕňa krajné opory a jednoduché zdvojené vnútorné obdĺžnikové stĺpové podpery. Na stredových podperách je nosná konštrukcia uložená na pevných ložiskách, na oporách na posuvných ložiskách.

Založenie mosta je hĺbkové – na mikropilótach. Postup výstavby prebiehal na pevnej skruži – v jednej etape. Výstavbu mostného objektu nesprevádzali žiadne problémy ani zdržania. Ukončená bola na jeseň 2024.

SO 210 Most na vetve C v km 0,3 nad údolím s potokom a poľnou cestou

Most premostuje údolie s potokom a lokálnou poľnou cestou. Vetva C leží na moste v prechodnici a pravotočivom oblúku s $R = 90$ m. Niveleta na moste je v zostupnici so sklonom -6,00 %. Celková dĺžka mosta je 98,8 m. Šírka mosta je premenná, 9 až 10 m. Priečny sklon vozovky je jednostranný, premenný, do 4 %.

Nosná konštrukcia je spojitá jednostránová z predpätého betónu s 3 polami s rozpätiami 26 + 35 + 26 = 87 m. Priečny rez nosnou konštrukciou je jednostrán s výškou 1,75 m a konzolami s dĺžkou 3,0 – 3,5 m.

Spodná stavba zahŕňa krajné opory a jednoduché vnútorné osemuholníkové stĺpové podpery. Na stredových podperách je nosná konštrukcia uložená na pevných ložiskách (rozperový systém), na oporách na posuvných ložiskách. Založenie mosta je hĺbkové – na mikropilótach.

Postup výstavby prebiehal na pevnej skruži – v jednej etape. Výstavbu mostného objektu nesprevádzali žiadne problémy ani zdržania. Ukončená bola na jeseň 2024.

SO 212 Most na privádzaci (vetvy A) nad poľnou cestou, traťou ŽSR a súčasnou cestou I/59

Most prevádza Privádzac „Nižná“ ponad cestu I/59, železničnú trať a poľnú cestu. Privádzac „Nižná“ je na moste najskôr v lavotočivej prechodnici, následne v pravotočivej prechodnici s nadväzujúcim pravotočivým oblúkom s $R = 350$ m. Most sa nachádza vo výškovom oblúku

The superstructure consists of a continuous, prestressed girder with three spans of 26 + 35 + 26 = 87 m. The cross-section in a double-T shape comprises two prestressed concrete girders with a structural depth of 2.0 m, a center-to-center spacing of 7.3 m, and cantilevers ranging from 2.6 to 2.8 m.

The substructure consists of end abutments and simple paired rectangular piers. The superstructure is supported on fixed bearings at the central piers and on sliding bearings at the abutments.

The bridge is founded on micropiles. Construction proceeded on fixed formwork in a single stage. The execution of the bridge structure progressed smoothly and without delays, with completion achieved in autumn 2024.

SO 210 Bridge on Branch C at km 0.3

The bridge crosses a valley containing a stream and a local rural road. Branch C runs across the bridge along a transition curve followed by a right-hand curve with a radius of 90 m. The longitudinal grade on the bridge descends at -6.00 %. The total length of the bridge is 98.8 m, and the width varies between 9 and 10 m. The roadway has a one-sided transverse slope of up to 4 %.

The superstructure consists of a continuous single-cell prestressed concrete girder with three spans of 26 + 35 + 26 = 87 m. The cross-section consists of a single 1.75 m deep girder with cantilevers ranging from 3.0 to 3.5 m.

The substructure comprises end abutments and simple octagonal piers. The superstructure is supported on fixed bearings at the central piers and on sliding bearings at the abutments.

The bridge has a deep foundation consisting of micropiles. Construction was carried out on fixed formwork in a single stage. The construction progressed smoothly and without delays, with completion achieved in autumn 2024.

SO 212 Bridge on the Access Road (Branch A)

The bridge carries the Nižná access road over the I/59 road, a railway line (ŽSR), and a rural road. Along the bridge, the Nižná access road first follows a left-hand transition curve, then a right-hand transition curve,



Obr. 3 SO 210 počas výstavby
Fig. 3 SO 210 during construction



Obr. 4 SO 212
Fig. 4 SO 212

s $R = 2\,500$ m, niveleta na moste stúpa s premenným sklonom. Celková dĺžka mosta 154,7 m. Šírka mosta je premenná, 9,0 – 10,6 m. Priečny sklon vozovky je jednostranný, na moste sa preklápa z ľavostranného s hodnotou 3,2 % na začiatku mosta až na pravostranný s hodnotou 3,0 % na konci mosta.

Nosná konštrukcia je spojená jednotrámová z predpätého betónu s 5 poľami s rozpätiami $24,5 + 3 \times 31 + 24,5 = 142$ m. Priečny rez nosnou konštrukciou predstavuje nábežovaný jednotrám s výškou 1,5 m a konzolami s dĺžkou 3,8 – 4,5 m.

Spodná stavba zahŕňa krajné opory a architektonicky stvárnené hríbové podpery. Na podperách P3 a P4 je nosná konštrukcia uložená na pevných ložiskách (rozperový systém), na ostatných podperách a oporách na posuvných ložiskách. Založenie mosta je hĺbkové – na mikropilótach.

Postup výstavby prebiehal na pevnej skruži – v dvoch etapách. Výstavbu mostného objektu nesprevádzali žiadne problémy ani zdržania. Ukončená bola na jeseň 2024.

SO 211 Most na privádzači „Nižná“ (vetvy A) v km 0,500 cez rieku Oravu

Most umožňuje premostenie rieky Orava a jej inundačného územia. Inundácia rieky spolu s protipovodňovou hrádzkou sú situované v prvom mostnom poli, v druhom poli sa nachádza rieka.

Privádzač „Nižná“ je v základnom usporiadaní navrhnutý ako dvojpruhová, smerovo nedelená komunikácia s voľnou šírkou 9,0 m. V mieste mosta sa k privádzači pripájajú a od neho odpájajú pruhy vetvy C a D, tam je základné dvojpruhové usporiadanie rozšírené na štvorpruhové. Privádzač „Nižná“ a vetva A sú v úseku mosta smerovo vedené v priamej. Niveleta na moste sa nachádza v údolnicovom oblúku s polomerom $R = 5\,500$ m a v nadväzujúcej vzostupnici s hodnotou stúpania 4,0 %.

Nosná konštrukcia predstavuje komorový betónový predpätý most s dvomi poľami s pozdĺžnym nábehom. Ide o dvojpoľovú staticky neurčitú konštrukciu s rozpätím $88,0 + 88,0$ m zloženú z jedného dilatačného celku. Na vnútornom pilieri P2 je uloženie konštrukcie v pozdĺžnom



Obr. 6 SO 211, odstránenie vozíkov letnej betonáže po poslednej etape
Fig. 6 SO 211, finished balanced cantilever



Obr. 5 SO 211, zárodok s 2. etapou letnej betonáže
Fig. 5 SO 211, balanced cantilever during construction

continuing into a right-hand circular curve with a radius of 350 m. The bridge itself is situated on a vertical curve with a radius of 2,500 m, and the longitudinal profile rises with a variable gradient. The total bridge length is 154.7 m, and its width varies from 9.0 to 10.6 m. The cross-fall is one-sided, transitioning from a 3.2 % left-hand slope at the beginning of the bridge to a 3.0 % right-hand slope at the end.

The superstructure is a continuous, single-cell prestressed concrete girder with five spans measuring $24.5 + 3 \times 31 + 24.5 = 142$ m. The cross-section consists of a single 1.5 m deep girder with cantilevers ranging from 3.8 to 4.5 m. The substructure comprises end abutments and architecturally designed piers. The superstructure is supported on fixed bearings at piers P3 and P4, while sliding bearings are used at the remaining piers and the abutments. The foundations are supported by micropiles. Construction was carried out on fixed falsework in two stages. The bridge structure was completed smoothly and without delays. Construction was finished in autumn 2024.

SO 211 Bridge on the “Nižná” Access Road (Branch A) at km 0.500 over the Orava River

The bridge enables the crossing of the Orava River and its floodplain. The river's floodplain, together with a flood protection embankment, is located within the first bridge span, while the Orava River itself flows beneath the second span.

The Nižná access road is originally designed as a two-lane, undivided carriageway with a clear width of 9.0 m. At the bridge, lanes from branches C and D merge with and diverge from the access road, expanding the basic two-lane configuration to four lanes on the bridge. Branch A of the Nižná access road runs straight across the bridge. The longitudinal profile follows a valley curve with a radius of 5,500 m, transitioning into an ascending gradient of 4.0 %.

The superstructure is a prestressed concrete box girder with two spans and a longitudinal haunch. It is a two-span structure with spans of $88.0 + 88.0$ m, designed as a single expansion unit. At the internal pier P2 there is a fixed connection between the pier and superstructure, while at the end abutments the bearings are longitudinally movable.

The cross-section of the bridge is a single box girder with 6.0 m cantilevers supported by struts. The height of



Obr. 7 SO 211, dokončená stavba
Fig. 7 SO 211, completed structure



Obr. 8 SO 211, detail
Fig. 8 SO 211, detail

smere navrhnuté ako monolitické, pevné a na krajných oporách pozdĺžno-posuvné.

Priečny rez mostom tvorí jednokomorový prierez s konzolami 6,0 m podopieranými vzperami. Výška komory je premenná, od 3,2 m v poli po 6,6 m nad vnútorným pilierom. Betón nosnej konštrukcie je C 35/45. Vzhľadom na tvar a typ konštrukcie bolo navrhnuté pozdĺžne aj priečne predpätie (pri OP3). Pozdĺžne predpätie tvorí kombinácia vnútorných konzolovitých a hupových káblov, ako aj externých káblov umiestnenými v komore mosta.

Spodná stavba zahŕňa dve krajné opory a stredovú podporu. Opory tvoria neodstupňované úložné prahy, driek, základy a rovnobežné krídla. Pilier je tvorený stenovým prvkom tvarovaného prierezu, uložený je na obdĺžnikovom základe. Zvislá predpínacia ukotvovacia výstuž je navrhnutá v priečniku P2 s prechodom do piliera P2.

Založenie mosta je navrhnuté ako hĺbkové na mikropilótach. Postup výstavby predstavovala kombinácia letnej betonáže (zárodok 12 m + 2 × 15 etáp, lamela 4,0 m) a dobetonávok s dĺžkou 22 m (pri krajných oporách) na pevnej skruži.

Priečny rez mosta bol budovaný na 3 etapy (spodná doska, steny a vzpery, horná doska).

Mierne zdržanie výstavby mostného objektu predstavovala komplikácia stability pre kotvený svah pod OP3. Výstavba bola ukončená na jar 2025.

ZÁVER

Nová časť R3 odbremení frekventovanú dopravnú tepnu v Tvrdošíne. Obchvat mesta prispeje k bezpečnosti a plynulosti cestnej premávky. Novým úsekom R3 by malo prechádzať 6 500 vozidiel denne, výhľadovo 9 500 vozidiel denne. Úsek odľahčí aj zvyšné obce v regióne Oravy, ktorými prechádza kamiónová doprava do Poľska.

Investorom stavby bola NDS, a. s. Generálnym dodávateľom stavby bol Hochtief SK, s. r. o., členmi združenia boli PORR, s. r. o., a Hydroekol, s. r. o. Generálnym projektantom bol Geoconsult, s. r. o. Projektantom časti mostných objektov bol Link projekt SK, s. r. o.

S výstavbou sa začalo v 03/2021, úsek bol odovzdaný do užívania v 06/2025. Predpokladaná cena stavby bola 62 mil. eur, celková cena stavby 76 mil. eur.

the box varies from 3.2m in the spans to 6.6 m above the internal pier. The concrete class of the superstructure is C35/45. Due to the geometry and structural requirements, both longitudinal and transverse prestressing were designed (only at Abutment 3). The longitudinal prestressing consists of a combination of internal tendons, as well as external tendons placed inside the box.

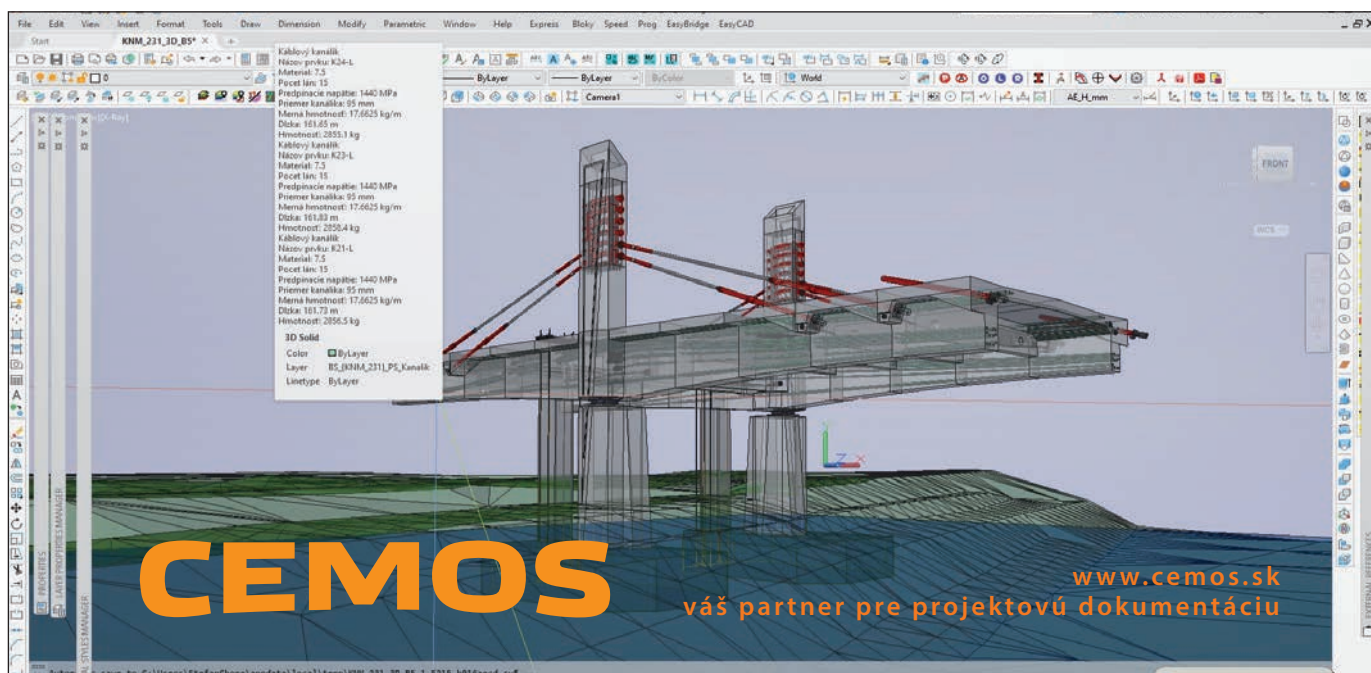
The substructure consists of two end abutments and a central pier. The pier is a wall-type element with a shaped cross-section, founded on a rectangular footing. Vertical prestressing extending from superstructure cross beam into pier P2 was provided for reduction of reinforcement in the joint. The bridge foundations are supported on micropiles.

The construction method combined the balanced cantilever method (initial 12m starting section + 15 segments 4.0 m long) with a cast in place section of 22 m at the end abutments, constructed on fixed formwork. The bridge cross-section was executed in three stages: bottom slab, webs and struts, and finally the top slab. A minor construction delay occurred due to slope stability issues at the anchored embankment below Abutment 3. Construction was completed in spring 2025.

CONCLUSION

The new section of the R3 Expressway will relieve the heavily trafficked route passing through Tvrdošín. The city bypass is expected to improve road safety and enhance traffic flow. The new R3 section is projected to carry approximately 6,500 vehicles per day, with future traffic volumes anticipated to increase to around 9,500 vehicles per day. This new alignment will also reduce traffic burdens in other municipalities of the Orava region that are currently affected by truck transport to Poland. The project investor was the National Motorway Company (NDS a. s.). The general contractor was Hochtief SK Ltd., working in consortium with PORR Ltd. and Hydroekol Ltd. The general designer was Geoconsult Ltd., while Link Projekt SK Ltd. was responsible for part of the bridge design.

Construction began in March 2021, and the section was opened to traffic in June 2025. The estimated project cost was € 62 million, with the final construction cost amounting to € 76 million.



ISPO

inžinierske stavby

Slovenská 86, 080 01 PREŠOV



Projekcia, kontrolní inžinieri, stavebný dozor v odboroch:

- diaľnice, rýchlostné komunikácie, cesty, miestne komunikácie
- mosty, lávky, regenerácie obcí
- úpravy vodných tokov, protipovodňové opatrenia
- vedenia NN, VN, elektrické zariadenia
- telekomunikačné rozvody, verejné osvetlenie
- kanalizácie, ČOV, vodovody, vodojemy, plynovody
- geodetické práce a pozemkové úpravy

www.ispo.sk

ispo@ispo.sk

tel.: 051/74 63 695



Akreditovaná laboratórna činnosť

Presné skúšky betónov a konštrukcií,
odborná diagnostika a spoľahlivé výsledky.

Opierame sa o špecializáciu, skúsenosti
a moderné skúšobné metódy.

SQZ, s.r.o.
organizačná zložka Bratislava
Mlynské Nivy 68, 821 05 Bratislava

Obchod a dopyty
papaj@sqz.sk, +421 940 502 779
www.sqz.sk



MERIAME, ABY STE MOHLI STAVAŤ S ISTOTOU

Realizácia mosta ŠRT – Valaliky

V rámci projektu nového strategického priemyselného parku Valaliky sa muselo pristúpiť aj k modernizácii železničnej infraštruktúry. Stavebný objekt predstavený v príspevku má za cieľ zabezpečiť bezpečné križovanie novo-vybudovanej cesty III. triedy a existujúceho telesa násypu v km 83,219 v traťovom úseku Hornád – Haniska pri Košiciach ŠRT. Pôvodný koncept návrhu križovania počítal s montážou prefabrikovaných dielcov do otvoreného výkopu násypu. Vzhľadom na strategický význam stavby a snahu o elimináciu dĺžky času výluky bola do realizácie ponúknutá technológia výstavby pomocou zasúvania nosnej konštrukcie priamo do telesa násypu.



Peter Pažma

Investorom projektu je Valaliky Industrial Park, s. r. o. Stavbu realizuje združenie firiem Doprastav, a. s., a STRABAG, s. r. o.

Výstavba nového priemyselného parku na východe Slovenska sa ani v tomto prípade nezaobíde bez modernizácie a rozšírenia cestnej infraštruktúry. Priemyselný park sa nachádza v katastrálnom území obce Valaliky, pričom zo severnej strany je ohraničený širokorozchodnou traťou fungujúcou ako zásobovacie spojenie pre U. S. Steel Košice, s. r. o. Objekt je navrhnutý v mieste existujúceho telesa násypu v km 83,219 v traťovom úseku Hornád – Haniska pri Košiciach ŠRT, kde bude preklenovať novo vybudovanú cestu III. triedy III/3813 v správe Košického samosprávneho kraja (obr. 1).

PŔVODNÝ KONCEPT DSP A OKRAJOVÉ PODMIENKY

Pôvodné riešenie DSP počítalo s nosnou konštrukciou mosta ako železobetónovou, rámovou dvojpoľovou, pričom každé pole reprezentovalo otvor pre jeden jazdný smer. Každý otvor bol navrhnutý zo samostatných polrámových prefabrikátov uložených na pilieroch. Horný povrch dosky mal mať strechovitý sklon s hrúbkou 0,800 m v strede rozpätia. Svetlá šírka priečle

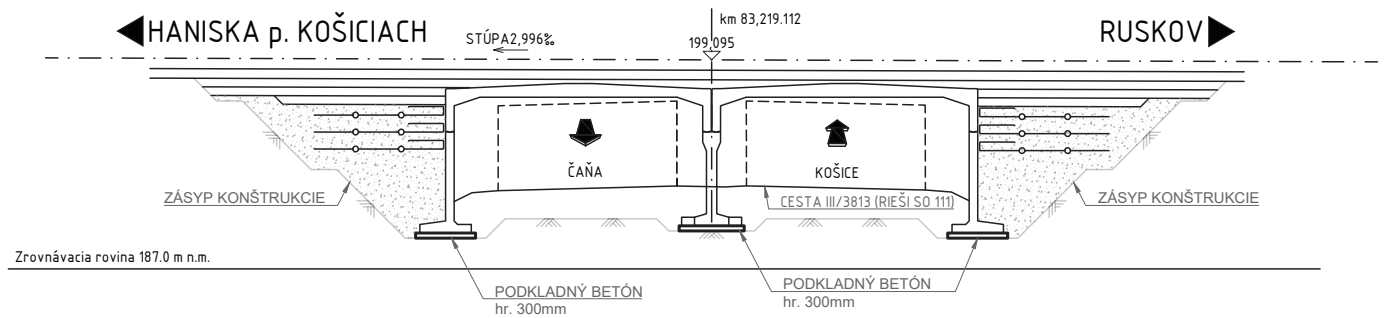
Construction of the ŠRT Bridge – Valaliky

As part of the project for the new strategic industrial park Valaliky, it was also necessary to modernize the railway infrastructure. The construction object I would like to present in this contribution aims to ensure the safe crossing of the newly built third-class road and the existing embankment body at km 83.219 on the Hornád – Haniska pri Košiciach railway section (ŠRT). The original design concept for the crossing envisaged the installation of prefabricated elements into an open excavation within the embankment. Given the strategic importance of the parties involved and the effort to minimize the overall duration of the track closure, the technology of box pushing directly into the embankment body was offered for implementation.



Obr. 1 Poloha križovania novej cesty III/3813 s pôvodnou železnicou
Fig. 1 Location of the new road III/3813 crossing with the original railway line

The investor of the project is Valaliky Industrial Park, s. r. o. The construction is being carried out by the association of companies Doprastav, a. s. and Strabag s. r. o. The development of the new industrial park in eastern Slovakia also requires the modernization and extension of the road infrastructure. The industrial park is situated in the cadastral area of Valaliky and is bordered to the north by the broad-gauge railway line, which functions as a supply link for U.S. Steel Košice, s. r. o.



Obr. 2 Schéma priečného rezu riešenia DSP

Fig. 2 Schematic cross-section of the original DSP solution

bola 14,500 m, pričom jeden segment mal mať šírku 1,235 m. Pilieri mali mať tvar otočeného písmena „T“. Priečle boli na pilieroch uložené pomocou klbového uloženia. Schematicky je priečný rez v rámci pôvodného riešenia zobrazený na obr. 2. Ako je z neho zrejmé, pri NK sa počítalo s výstavbou v otvorenom výkope s uvážení spätného zásypu v mieste prechodových oblastí. Práve toto miesto v nás vzbudzovalo najväčšie obavy v súvislosti s okrajovými podmienkami projektu. V tomto prípade bolo smerodajné stanovisko dotknutého člena U. S. Steel, ktorý svoje požiadavky definoval v takomto stanovisku: „Žiadame, aby nepretržitá odstavka, tzv. N-výluka širokorozchodnej trate (ďalej len ŠRT) nepresiahla dĺžku trvania maximálne 10 dní. Presný termín odstavky požadujeme dohodnúť s USSK v dostatočnom časovom predstihu, najmenej 6 mesiacov vopred.“ V tejto súvislosti sme ako najkritickejší bod celej realizácie definovali časový faktor. Montáž prefabrikátov a úprava podložia pod NK nepredstavovali hlavný časový problém, no práve realizácia spätného zásypu,

The structure has been designed within the existing embankment at km 83.219 on the Hornád – Haniska pri Košice section of the ŠRT broad-gauge railway. Here, it will bridge the newly built third-class road III/3813 administered by the Košice Self-Governing Region.

ORIGINAL DSP CONCEPT AND BOUNDARY CONDITIONS

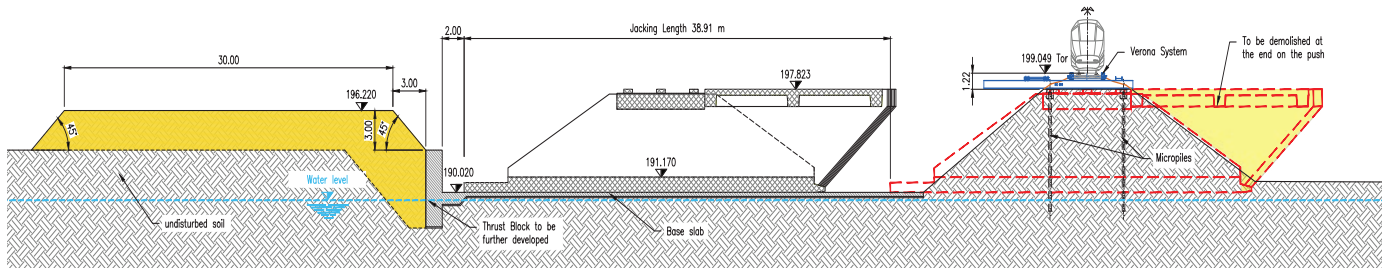
The original design concept according to the DSP (Documentation for Building Permit) considered the bridge superstructure as a reinforced concrete frame structure with two spans, where each span accommodated one carriageway direction.

Each span was designed using separate semi-frame pre-fabricated elements placed on piers. The top surface of the deck was designed with a pitched (roof-shaped) slope and a thickness of 0.800 m at the mid-span. The clear width of the cross member was 14.500 m, and each segment had a width of 1.235 m. The piers were designed in the shape of an inverted “T”. The cross members were supported on the piers using hinged bearings.



Obr. 3 Pohľad na rozostavaný objekt SO 421

Fig. 3 Construction progress – structure SO 421



Obr. 4 Schéma postupu výstavby
Fig. 4 Construction schedule overview

ktorá je aj z kvalitatívnej stránky veľmi spojená s atmosférickými vplyvmi, predstavovala najväčšie riziko. Tieto faktory nás nútili hľadať také technické riešenie, ktoré bude predstavovať minimálne riziko pre investora a zároveň nám ako realizátorovi ponúkne dostatok času.

Ako najlepší variant sa v tej situácii ukázalo riešenie vybudovať celú nosnú konštrukciu ako monolit vedľa jestvujúcej trate a následne ju zasunúť popod fungujúcu ŠRT. S podobným projektom sme mali skúsenosť už pri realizácii križovania novobudovanej cesty popod diaľnicu D1 Bratislava – Triblavina.

NOVÉ TECHNICKÉ RIEŠENIE

Technické riešenie pozostáva z týchto piatich hlavných bodov:

- ▶ Realizácia základov pre pomocnú stuzujúcu konštrukciu
- ▶ Vybudovanie novej nosnej konštrukcie
- ▶ Realizácia stuženia jestvujúcej koľajovej trate
- ▶ Samotné zasúvanie konštrukcie
- ▶ Demontáže pomocného stuženia



Obr. 5 Fáza zatláčania konštrukcie do telesa násypu
Fig. 5 The construction stage of pushing the structure into the embankment body



Obr. 6 Montáž stuženia koľajovej trate
Fig. 6 Installation of railway track stiffness reinforcement

A schematic cross-section of the original solution is shown in Fig. 2. As can be seen from the figure, the load-bearing structure was planned to be constructed in an open excavation with backfilling in the transition zones. It was precisely this aspect of the solution that raised the greatest concerns in relation to the project's boundary conditions.

In this case, the decisive opinion was provided by the relevant representative of U.S. Steel, who defined their requirements in the following statement: „We require that the continuous shutdown, the so-called N-possession of the broad-gauge railway line (herein-after referred to as ŠRT), does not exceed a maximum duration of 10 days. The exact date of the shutdown must be agreed with USSK well in advance, at least 6 months prior to the event.” In this context, we identified the time factor as the most critical aspect of the entire implementation.

The installation of the prefabricated elements and the preparation of the subgrade beneath the load-bearing structure did not represent the main time constraint. However, the execution of the backfilling – which is also highly dependent on weather conditions from a qualitative perspective – posed the greatest risk. These factors compelled us to seek a technical solution that would present the minimum risk for the investor while, at the same time, providing us, as the contractor, with sufficient time for execution.

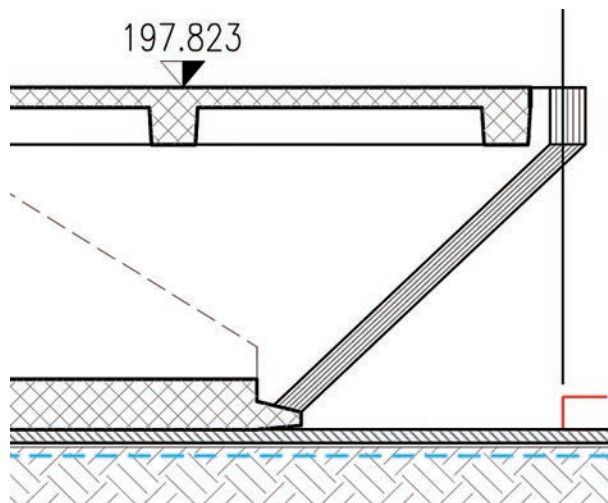
The best solution in this situation proved to be the construction of the entire load-bearing structure as a monolithic box next to the existing railway line, followed by pushing this structure underneath the operational ŠRT. We had prior experience with a similar project when constructing the crossing of a new road beneath the D1 motorway near Triblavina (Bratislava).

NEW TECHNICAL SOLUTION

The proposed technical solution consists of the following five main stages:

- ▶ Construction of foundations for the auxiliary bracing structure
- ▶ Erection of the new load-bearing structure
- ▶ Strengthening (stiffening) of the existing railway track
- ▶ Pushing of the structure under the operational ŠRT track
- ▶ Removal of the temporary auxiliary bracing structure

In this case, the entire execution can be completed without a 10-day continuous line closure. The works carried out within the track area lasted a maximum of 4 days continuously. Micropiles for the reinforcement of the railway superstructure were installed simultaneously with the construction of the bridge's load-bearing structure. Once the load-bearing structure



Obr. 7 Tvar dočasného nosa

Fig. 7 Shape of the temporary launching nose



Celá realizácia sa v takomto prípade zaobíde bez 10-dňovej nepretržitej výluky. Zároveň práce, ktoré sa realizovali v koľajisku, trvali maximálne štyri dni nepretržite. Súčasne s budovaním nosnej konštrukcie mosta sa realizovali mikropilóty pre stuženie koľajového zvršku. Po úplnom dokončení nosnej konštrukcie s izoláciami sa pristúpilo k demontáži časti zvršku a následne doplneniu o pomocné stužujúce prvky. Podobný systém stuženia už bol raz na Slovensku použitý, a to pri realizácii časti úseku D4/R7 v okolí Bratislavy, no v našom prípade ide o modernizovaný systém stuženia pomocou oceľových elementov. Veľmi prehľadne je celý postup zobrazený na obr. 4, kde čiernou farbou vidieť počiatočný stav NK a červená farba zobrazuje finálnu polohu konštrukcie. Pre samotný posun bolo nevyhnutné pripraviť záporový múr, ktorý bol ešte priťažovaný zemným násypom. Následne sa medzi múr na nosnú konštrukciu vložila séria hydraulických valcov, ktoré zabezpečujú pohyb konštrukcie do telesa násypu. Podrobne je celá sústava zobrazená na obr. 5, kde je na ľavej strane už zasúvaná konštrukcia a na pravej strane vidieť záporový múr. Materiál z násypu, ktorým konštrukcia prechádza, sa priebežne odstraňuje cez jestvujúce otvory. Na zabezpečenie plynulého pohybu a zároveň ochranu finálnej konštrukcie bola nosná konštrukcia dočasne doplnená o predný nos, na obr. 4 je táto časť znázornená žltou farbou. Keď konštrukcia dosiahne finálnu polohu, táto časť sa odstráni. Predné nosy sa nachádzajú po celom obvode konštrukcie v smere pohybu so sklonom 45° , ako je to zobrazené na obr. 7. Rovnako steny nosov majú skosené hrany, ktoré zlepšujú penetráciu zeminy.

ZÁVER

Aktuálne sa realizácia blíži do svojej finálnej fázy. V januári prebehla zaťažovacia skúška stužujúcej konštrukcie podľa návrhu Technickej univerzity v Žiline a následne sa trať obnovila. V súčasnosti prebieha postupné zatlačanie konštrukcie do násypu bez nutnej výluky na trati.

Literatúra

1. PD DRS: Strategické územie Valaliky, fáza 1 – externá infraštruktúra, dopravná infraštruktúra – Križovanie ŠRT s cestou III/3813. Generálny projektant REMING CONSULT, a. s., 8/2025.

and its insulation were fully completed, a section of the superstructure was dismantled, followed by the addition of auxiliary reinforcing elements. A similar reinforcement system has been used in Slovakia once before, during the construction of a section of the D4/R7 highway near Bratislava; however, in our case, it is a modernized reinforcement system utilizing steel elements. The entire procedure is clearly illustrated in Fig. 4, where the initial state of the load-bearing structure is shown in black and its final position in red.

For the sliding process itself, it was necessary to prepare a soldier pile wall, which was further weighted by an earth embankment. Subsequently, a series of hydraulic cylinders was inserted between the wall and the load-bearing structure to facilitate the movement of the structure into the embankment body. The entire system is shown in detail in Fig. 5, where the structure being inserted is on the left, and the soldier pile wall is visible on the right. The material from the embankment, through which the structure passes, is continuously removed through existing openings.

To ensure smooth movement and simultaneously protect the final structure, the load-bearing structure was temporarily fitted with a launching nose. In Fig. 4, this component is illustrated in yellow, and it will be removed once the structure reaches its final position. These noses are located along the entire perimeter of the structure in the direction of movement, at a 45° inclination, as shown in Fig. 7. Likewise, the walls of this nose have conical shaped edges to improve soil penetration.

CONCLUSION

The execution is currently approaching its final phase. In January, a load test of the reinforcement structure was conducted according to the design by the University of Žilina, after which the track was reopened for service. At present, the gradual pushing of the structure into the embankment is underway without requiring any further line closures.

References

1. PD DRS: Strategické územie Valaliky, fáza 1 – externá infraštruktúra, dopravná infraštruktúra – Križovanie ŠRT s cestou III/3813. Generálny projektant REMING CONSULT, a. s., 8/2025.

Priečny zásun mosta pri Valalikoch

V strategickom území Valaliky vzniklo viacero dopravných objektov, ktoré museli spĺňať náročné technologické podmienky výstavby. Objekt SO 421 Železničný most ŠRT nad cestou III/3813 patrí medzi tie objekty, pri ktorých bola rozhodujúca nielen výsledná konštrukcia, ale najmä rýchlosť a spôsob jej realizácie.

T/F: Ing. Matúš Uhlík, Ing. Marián Marcin, PhD., REMING CONSULT, a. s.;
Ing. Filip Glovina, PhD., LKM Consult

Súčasťou budovania dopravnej infraštruktúry Valaliky Industrial Parku (továreň na výrobu automobilov zn. VOLVO) je aj nové mimoúrovňové križovanie železničného násypu širokorozchodnej trate (ŠRT) s novou komunikáciou III/3813, ktorá bude zabezpečovať napojenie nového areálu na existujúcu cestnú sieť. Objekt SO 421 bol navrhnutý v mieste kríženia tejto komunikácie a trate ŠRT Hornád – Haniska pri Košiciach. Ide o trvalý železničný most s dvomi otvormi s celkovou dĺžkou mosta 31,740 m a dĺžkou premostenia cca 30 m.

Na prvý pohľad ide o konštrukčne jednoduchý rámový most. Jeho nezvyčajnosť však spočívala v tom, že musel byť navrhnutý tak, aby bola jeho výstavba obmedzená železničnou prevádzkou v dĺžke maximálne 5 dní, keďže táto koľaj slúži na zásobovanie železiarňou U. S. Steel Košice železnou rudou. Táto požiadavka zásadne ovplyvnila celú koncepciu objektu a viedla k voľbe technológie výstavby, pri ktorej sa

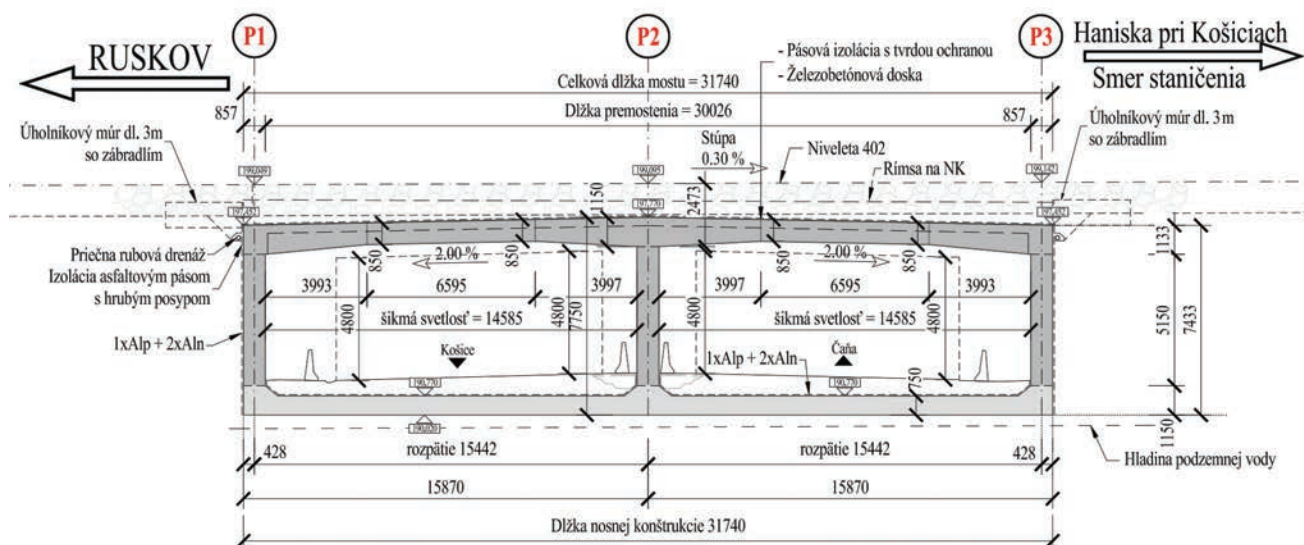
most najprv zhotoví mimo telesa železničného násypu a následne sa vo viacerých fázach priečne zasunul do definitívnej polohy. Priečny zásun bol realizovaný pomocou dočasného mostného provizória (systém Verona), ktoré bolo navrhnuté na zvislé zaťaženie, ale slúžilo zároveň ako priečne stuženie proti účinkom trenia pri zasúvaní konštrukcie. Z hľadiska výluk na trati boli na realizáciu mosta potrebné tri bloky výluk počas 5 dní.

KONCEPCIA MOSTA

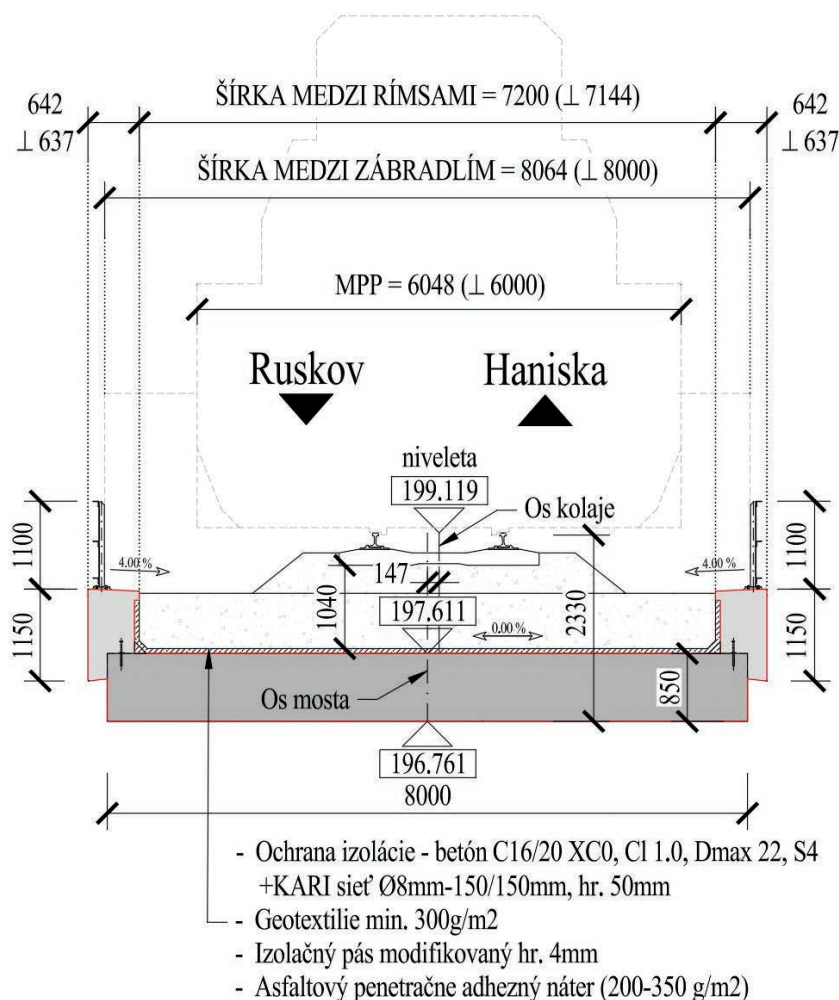
Most bol navrhnutý ako šikmá monolitická železobetónová uzavretá rámová konštrukcia s dvomi poľami. Dimenzie jednotlivých nosných prvkov mosta (doska, steny, priečla) boli navrhnuté na dočasný stav (vysúvanie pomocou hydraulických lisov) a na trvalý stav hlavne od účinkov dopravy na širokorozchodnej trati (súčiniteľ $\alpha = 1,46$). Z hľadiska údržby ide o objekt bez ložísk, mostných záverov a prechodových dosiek.

Názov stavby: Strategické územie Valaliky fáza 1 – externá infraštruktúra – dopravná infraštruktúra – Križovanie ŠRT s cestou III/3813
Stavebník: Valaliky Industrial Park, s. r. o.
Generálny projektant stavby: REMING CONSULT, a. s.
Zhotoviteľ stavby: ZDRUŽENIE VALALIKY ŠRT, Doprastav, a. s. – vedúci účastník združenia, STRABAG, s. r. o. – účastník združenia
Projektant objektu SO 421: LKM Consult, s. r. o.
Zhotoviteľ objektu SO 421: STRABAG, s. r. o., Oblasť Stred

Most križuje pozemnú komunikáciu pod uhlom približne $82,75^\circ$, pričom trať vedie na moste v priamom smerovom vedení a vo výškovom stúpaní. Svetlosť jednotlivých otvorov dosahuje približne 14,6 m, čo zodpovedá požiadavkám na



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom



Obr. 2 Pričný rez mostom

vedenie štvorpruhovej komunikácie vrátane prilahlých priekop.

Z hľadiska projektovej dokumentácie bolo potrebné riešiť nielen finálnu dokumentáciu mosta (tvar, výstuž, statický výpočet), ale aj dočasnú konštrukciu potrebnú na zhotovenie a zásun mosta.

Prechodové oblasti pred mostom a za ním neboli zriadené, na zabezpečenie dostatočnej tuhosti boli použité podpodvalové podložky Getzner s rôznou tuhosťou. Skladba izolácie mostovky je zrejماً z obr. 2.

ZAKLADANIE

Objekt je založený plošne, bez výmeny podlažia. V základovej škáre sa nachádzajú piesčité íly a piesčité silty mäkkej až tuhej konzistencie. Návrh zakladania vychádzal z predpokladu, že priestor v mieste päty jestvujúceho násypu železničného telesa je za desiatky rokov prevádzky dostatočne skonsolidovaný, a teda únosný.

Návrh zakladania však nebol len otázkou únosnosti, ale aj deformácií. Posúdenie druhého medzného stavu

potvrdilo prijateľné sadania, pričom pre potreby návrhu nadvýšenia sa počítalo s maximálnym sadnutím 30 mm a s rezervou 20 mm. Keďže ide o objekt realizovaný neštandardnou technológiou, projekt predpokladal priebežné meranie a vyhodnocovanie reálnych sadaní počas výstavby.

Významnú úlohu zohrala aj hladina podzemnej vody, ktorá bola v mieste mosta narazená približne na úrovni 189,02 m n. m., ustálená na

189,52 m n. m. Táto skutočnosť sa premietla jednak do návrhu osadenia spodnej hrany nosnej konštrukcie, ako aj pri návrhu odvodnenia stavebnej jamy a organizácii výkopov. Výkopy boli realizované pri trvalom čerpaní podzemnej vody v priestore stavebnej jamy.

NOSNÁ KONŠTRUKCIA MOSTA

Nosnú konštrukciu tvorí železobetónový rám pozostávajúci zo spodnej dosky, z krajných stien (opôr), zo strednej podpory a z hornej dosky. Vzhľadom na šikmost mosta bola konštrukcia mosta modelovaná pomocou doskostenových prvkov. Spodná doska má hrúbku 750 mm, v miestach podpier je zosilnená krátkymi nábehmi a na čele bola prispôbená technológii zásunu. Horná doska je navrhnutá s premennou hrúbkou od 850 do 1150 mm, pričom pri oporách a strednej podpore sa výška konštrukcie lineárne zväčšuje nábehom. Steny opôr P1 a P3 aj stredná podpera P2 majú totožnú hrúbku 850 mm.

Usporiadanie koľajového lôžka na moste je otvorené so zachovaním mostného prechodového prierezu MPP 3,0. Medzi temenom koľajníc a horným povrchom nosnej konštrukcie je vytvorený priestor približne 1,58 m pre železničný spodok a zvršok. Tento priestor bol takisto využitý na osadenie priečných oceľových nosníkov, ktoré počas zásunu mosta tvorili podpory pre mostné provizorium.

Najvýraznejším špecifikom nosnej konštrukcie bol dočasný železobetónový raziaci štít. Ten bol navrhnutý ako nevyhnutná súčasť technológie priečného zásunu. Tvorili ho predĺžené mostné krídla, stĺpy, šikmé vzpery a horná trámová doska vytvorená tro-



Obr. 3 Mostné provizorium (systém Verona) počas prevádzky na ŠRT



Obr. 4 Zásun mosta (01/2026)



Obr. 5 Stav mosta pred realizáciou vozovky objektu komunikácie SO 111

jičou dodatočne predpätých trámov. Takto vzniká dočasný „výsuvný nos“, ktorý umožňuje bezpečný vstup konštrukcie do násypu železničného telesa. Zataženie od dopravy a mostného provizória sa mení v rôznych polohách po priečnom reze na raziacom štíte a zvyšuje to statickú náročnosť na riešenie montážnych stavov, pričom finálny stav je vlastne oveľa jednoduchší ako stavy počas výsuvu mosta. Po ukončení zásunu sa raziaci štít odstránil metódou rezania po úroveň trvalých krídel.

Materiálovo je objekt zrealizovaný prevažne z betónu C40/50, rímsoy sú z betónu C35/45 a výstuž z ocele B500B. Pre výsuvný nos bolo navrhnuté súdržné predpätie pomocou 12-lanových jednotiek z lán Y1860-S7-15.7. Konštrukcia zároveň zohľadňuje požiadavky na ochranu proti bludným prúdom (prevarenie výstuže a meracie vývody), ktoré bolo potrebné zohľadniť v danom území.

REALIZÁCIA MOSTA

Práve realizácia robí z objektu SO 421 technicky mimoriadne zaujímavé dielo. Most sa nebudoval priamo v mieste budúceho premostenia pri vylúčení dopravy, najskôr bol vybe-

tónovaný v tesnej blízkosti násypu v dočasnej polohe. Až následne sa v niekoľkých etapách priečne zasunul do definitívnej polohy pod prevádzkovanú koľaj (celkový posun predstavoval cca 39 m).

Postup výstavby bol rozdelený do viacerých fáz. Po príprave územia, zriadení stavebnej jamy, dočasného oporného bloku a výsuvnej dosky nasledovala betonáž vlastnej spodnej dosky mosta, stien a hornej dosky rámu. Následne sa zhotovili podpory výsuvného nosa, horná trámová doska a aktivovalo sa predpätie. Počas budovania mosta sa za oporným blokom zrealizoval násyp s presne určenými parametrami, ktorý slúžil ako pasívny odpor pri zasúvaní mosta. Po montáži mostného provizória (systém Verona) od firmy Petrucco sa most vážiaci cca 4 300 ton posunul pred Vianocami 2025 prvýkrát, aby sa v novom roku zasunul v dvoch etapách do svojej finálnej polohy. Posun zabezpečilo 30 kusov hydraulických lisov. Jednotlivé fázy zásunu boli neustále geodeticky monitorované a sprevádzané odkopovými prácami priamo v priestore mosta pojazdnými bagrami pod ochrannou raziaceho štítu. Po dosiahnutí konečnej polohy mosta boli odstrá-

nené dočasné konštrukcie, vybúral sa výsuvný raziaci štít a dokončila sa izolácia mosta, priečne drenáže, rímsoy so zábradlím a zásypy železničného spodku a zvršku.

Takto zvolená technológia si vyžadovala mimoriadnu presnosť. Zhotoviteľ musel splniť zvýšené požiadavky na presnosť rovinatosti výsuvnej dosky, 3D kontrolu geometrie mosta a priebežné meranie deformácií a sadaní počas výstavby. Zároveň musel zabezpečiť stabilitu násypového telesa počas všetkých fáz výstavby. Prevádzka vlakov bola počas zásunu znížená na rýchlosť 10 km/h.

ZÁVER

Železničný most SO 421 nad cestou III/3813 predstavuje príklad konštrukčne racionálneho, no realizačne veľmi premysleného mostného objektu. Na jednej strane ide o štandardne používaný monolitický železobetónový rám, ktorý svojou jednoduchosťou a absenciou ložísk či mostných záverov vytvára predpoklad na spoľahlivú a nenáročnú prevádzku a údržbu. Na druhej strane ide o most, ktorého hodnota spočívala v technológii realizácie.

Tento projekt nám ukázal, že súčasné mostné staviteľstvo nie je iba o samotnom návrhu nosnej konštrukcie, ale čoraz viac aj o schopnosti prispôbiť konštrukčné riešenie podmienkam výstavby, prevádzke a obmedzeniam územia. V prípade mosta SO 421 sa ukázala ako kľúčová bezproblémová spolupráca medzi projektantom a zhotoviteľom pri nevšednom riešení zložitej výstavby železničného mosta. Veríme, že toto riešenie sa môže uplatniť aj v iných prípadoch v rámci modernizácie železničnej infraštruktúry na Slovensku. ■

TRANSVERSE BRIDGE EXTENSION NEAR VALALIKY

Several transportation structures have been built in the Valaliky strategic area, all of which had to meet demanding technical construction requirements. Structure of building object no. 421, the broad-gauge railway bridge over Road III/3813, is one such structure where not only the final design but, above all, the speed and method of its construction were critical.



REMIING[®]

CONSULT

REMIING CONSULT a.s. je moderná spoločnosť, ktorá poskytuje komplexné služby pre projekty dopravnej infraštruktúry, objektov pozemných stavieb, hál a areálov už od roku 1997.

Vysokou úrovňou poskytovaných služieb sa radí medzi najväčšie a najúspešnejšie spoločnosti v tejto oblasti na Slovensku.

www.remiing.sk



Predmet činnosti:

- predprojektová príprava
- technické štúdie, štúdie realizovateľnosti
- projektovanie
- inžinierska činnosť pre povoľovanie stavieb a počas realizácie stavby
- majetkovoprávne vysporiadanie nehnuteľností
- geodetická činnosť
- kompletné posudzovanie vplyvov na životné prostredie a environmentálna dokumentácia
- geologické práce
- výkon autorského a stavebného dozoru
- konzultačná a poradenská činnosť



Ekologický betón na R2 Kriváň – Mýtňa

Výstavba rýchlostnej cesty R2 Kriváň – Mýtňa bola pre STRABAG jednou z kľúčových realizácií v posledných rokoch. Firma sa výrazne podieľala nielen na zhotovení viacerých mostných objektov, ale tiež na výrobe betónových zmesí pre tento projekt.

T/F: STRABAG s. r. o.

MOBILNÉ PROJEKTOVÉ BETONÁRNE

V mieste staveniska boli zriadené dve mobilné betonárne – SBM EUROMIX a ELBA AMMANN. Na projekte boli v prevádzke od 1. 5. 2022 do 31. 3. 2025. Obe mali horizontálnu dvojhriadeľovú miešačku s objemom miešacieho jadra 2,25 m³, štítkový maximálny výkon 100 m³/hod a disponovali riadiacim systémom SIMMA. Ďalšou súčasťou oboch betonární bol radový zásobník kameniva na viaceré frakcie a silá slúžiace na skladovanie spojiva (cement, popolček a pod.). V zimných obdobiach bola doplnená mobilná kontajnerová kotolňa na výrobu teplej zámesovej vody a horúceho vzduchu pre ohrev kameniva. V rámci bezodpadového hospodárstva bolo použité mobilné recyklačné zariadenie na

Kľúčové údaje pri výrobe betónu pre R2 Kriváň – Mýtňa

Betónové zmesi: cca 165 000 m³
Kamenivo: cca 300 000 t
Cement: cca 67 000 t

vymývanie domiešavačov a recykláciu zvyškov betónových zmesí.

STRATEGICKÁ POLOHA

Umiestnenie betonární bolo zvolené s ohľadom na hospodárnosť aj udržateľnosť v osi budúcej rýchlostnej cesty, vedľa seba. Strategická poloha v bezprostrednej blízkosti stavebných objektov umožňovala nasadenie menšieho počtu domiešavačov a prekonávanie kratších dopravných vzdialeností. Pred spustením týchto projektových

betonární sa betón dovážal z prevádzky v Lučenci a na prepravnej trase sa vyprodukovalo minimálne 2,5-krát viac emisií. Vzájomná blízkosť betonární zároveň poskytovala možnosť nasadiť len jeden kolesový nakladač, čo v tomto prípade predstavovalo zníženie uhlíkovej stopy o polovicu.

ŠETRENIE EMISIÍ

Ďalšie emisie sa ušetrili pri zásobovaní betonární elektrickou energiou. Namiesto štandardne používaných dieselových agregátov zvolila firma pripojenie na pevnú elektrickú sieť, hoci to pre ňu znamenalo absolvovať byrokraticky zložitejší proces. Terénne úpravy pre betonárne a nájazdové rampy pre nakladač sa realizovali z recyklovaných materiálov, vyburaných cestných žlabov a predrveného prebytočného betónu z prevádzky v Lučenci. Steny boxov pre kamenivo boli vybudované z betónových lego kociek, pričom niektoré z nich boli vyrobené z vráteného betónu.

EKOLOGICKÝ PRÍSTUP PRI VÝBERE DODÁVATEĽOV

Ekologický prístup hral dôležitú rolu aj pri výbere dodávateľov vstupných surovín. Veľký dôraz sa kladol na využívanie lokálnych zdrojov. Napríklad v prípade kameniva boli receptúry výroby betónu upravené tak, aby sa dalo





použit kamenivo z blízkeho lomu Tuhár.

Vzhľadom na náročnosť projektu a celkové parametre betónu na tejto stavbe nebolo jednoduché vybrať dodávateľa cementu. Voľba nakoniec padla na spoločnosť CEMMAC.

CEMENT

CEMMAC, rovnako ako STRABAG, sa dlhodobo zameriava na znižovanie vplyvu stavebného priemyslu na životné prostredie – hľadá inovatívne riešenia, investuje do moderných technológií. V roku 2022 ako prvý na Slovensku zaviedol ekologický cement s vápencom, ktorý oproti tradičnému portlandskému cementu znižuje emisnú stopu o 47 %.

Na stavbe R2 Kriváň – Mýtna použil STRABAG 67 tisíc ton cementu. Najväčší podiel tvoril portlandský troskový cement CEM II/A-S 42,5R (viac na www.cemmac.sk), vhodný

pre vysokopevnostné betóny. Tam, kde to bolo možné, sa do receptúr využili aj cementy CEM III (napríklad do CBGM). Vzhľadom na väčšiu prepravnú vzdialenosť bola s cieľom zníženia uhlíkovej stopy zabezpečená pravidelná preprava cementu po elektrifikovanej železnici.

CELKOVÁ PRODUKCIA BETÓNU

Počas takmer trojročného nasadenia na R2 Kriváň – Mýtna vyprodukovali mobilné betonárne pre potreby stavby bežmála 165 000 m³ betónových zmesí, pričom sa prečerpalo zhruba 128 500 m³. Približne 3 900 m³ z vyrobeného množstva tvorili cementom stmelené zmesi CBGM. Najväčšími odberateľmi betónu boli zhotoviteľia, ktorí stavbu realizovali v rámci združenia (Doprastav, STRABAG, EUROVIA CS a EUROVIA SK). Časť vyrobených kubíkov sa použila pre rôzne subdodávky a určité

množstvo aj pre iné drobné trhové zákazky.

ZÁVER

Stavba R2 Kriváň – Mýtna naplno vyťažila obe betonárne takmer na 3 roky. V súčasnosti sa Euromix využíva pri výstavbe novej Fakultnej nemocnice s poliklinikou F. D. Roosevelta v Banskej Bystrici, ktorú realizuje STRABAG Pozemné stavitelstvo. AMMANN bol po ukončení výroby v Kriváni nasadený v Českej republike. ■

ECO-FRIENDLY CONCRETE FOR R2 KRIVÁŇ – MÝTNA

The construction of the expressway R2 Kriváň – Mýtna was one of STRABAG's key projects in recent years. The company played a significant role not only in the construction of bridge structures but also in the production of concrete for this project.

Stavebníctvo budúcnosti prichádza už dnes. My sme pripravení.



Prečítajte si viac o našej vízii udržateľného stavebníctva a spôsoboch, ako sa k nemu chceme priblížiť.

STRABAG s.r.o.
Mlynské Nivy 61/A
825 18 Bratislava
www.strabag.sk

STRABAG
WORK ON PROGRESS



R2 Kriváň – Mýtina: Moderná diaľnica na pevných základoch z cementu CEMMAC

Výstavba nových diaľnic nie je len technickým projektom, ale predovšetkým investíciou do budúcnosti krajiny. Každý nový úsek prináša rýchlejšie a bezpečnejšie spojenie, odľahčenie preťažených ciest a nové príležitosti pre rozvoj regiónov. Úsek R2 Kriváň – Mýtina patrí medzi tie stavby, ktoré spájajú technickú precíznosť, moderné riešenia a dôraz na kvalitu materiálov – a práve tieto faktory z neho robia dielo, ktoré bude slúžiť motoristom celé desaťročia.

Práce na tomto úseku sa začali na jar 2020, krátko po tom, ako bola 14. februára podpísaná zmluva so zhotoviteľským združením **Doprastav, STRABAG, EUROVIA SK a EUROVIA CS**. Úsek má dĺžku 9,1 kilometra a jeho cieľom je zlepšiť dopravné prepojenie medzi stredným a južným Slovenskom, skrátiť čas cestovania a zvýšiť bezpečnosť na cestách.

Okrem samotného odľahčenia existujúcich trás má diaľnica prispieť k ekonomickému oživeniu regiónu. Lepšie napojenie na dopravnú sieť

znamená rýchlejšie zásobovanie, efektívnejšiu logistiku a nové možnosti pre podnikateľské aktivity.

Stavba je z inžinierskeho hľadiska zaujímavá najmä vďaka množstvu mostných objektov. Na úseku sa nachádzajú **tri estakády**, pričom tá najvýraznejšia dosahuje dĺžku približne **4,36 kilometra**. V najvyšš-

šom mieste sa týči až **45 metrov nad terénom**, čo z nej robí nielen funkčný, ale aj vizuálne pôsobivý prvok celej trasy.

Pri výstavbe sa uplatnili moderné technológie, ktoré sú zárukou presnosti a trvácnosti – **letmá betonáž, výsuvná skruž a postupné vysúvanie**. Tieto metódy umožňujú realizovať aj náročné konštrukcie s minimálnym dosahom na okolie.

Na kvalitu výsledného diela má obrovský vplyv aj kvalita použitých materiálov. Spoločnosť CEMMAC dodala na tento úsek približne **73 000 ton cementu**. Najväčší podiel





materiálu počas dopravy aj uhlíkovú stopu celého projektu. Menej kamiónov na cestách navyše znamenalo aj nižšiu záťaž pre okolie a obce v regióne.

Úsek **R2 Kriváň – Mýtna** nie je len ďalšou stavbou v cestnej sieti. Je symbolom toho, že moderná infraštruktúra môže byť výsledkom kombinácie inovatívnych technológií, kvalitných materiálov a zodpovedného prístupu k životnému prostrediu.

Pre motoristov znamená rýchlejšie a bezpečnejšie cestovanie. Pre podnikateľov lepšie napojenie na obchodné trasy a nové príležitosti. A pre celý región nový impulz, ktorý môže priniesť investície, pracovné miesta a vyššiu kvalitu života.

Úsek **R2 Kriváň – Mýtna** je ukážkou toho, ako sa môže prepojiť špičková technológia, dôsledná príprava a dlhoročné skúsenosti. A práve vďaka týmto pilierom sa podarilo vybudovať cestu, ktorá bude nielen dopravnou tepnou, ale aj trvalou hodnotou pre celé Slovensko. ■

www.cemmac.sk

– až **61 000 ton** – tvoril vysokopevnostný cement **CEM II/A-S 42,5R**, určený pre konštrukcie, kde sa vyžaduje rýchly nárast pevnosti a dlhodobá odolnosť.

Tento cement sa stal základom pre mosty, estakády a ďalšie kľúčové objekty stavby. Vďaka svojim vlastnostiam umožnil rýchlejšie napredovanie prác a zaručil, že betónové konštrukcie budú odolávať náročným klimatickým a prevádzkovým podmienkam.

Z dodaného cementu sa vyrobilo približne **200 000 m³ betónu**. Aby sa zabezpečila maximálna čerstvosť a konzistencia materiálu, betón sa miešal priamo na mieste **v dvoch projektových betonárňach** umiestnených pri stavbe.

Tento prístup priniesol viacero výhod. Eliminovaná sa potreba prevozu betónu na veľké vzdialenosti, čo výrazne znížilo logistické náklady, riziko znehodnotenia



Dvorecký most – technická výzva v srdci Prahy

Pražský Dvorecký most, devatenáctý most české metropole, je od 18. dubna 2026 v ostrém provozu. Jeho stavba byla mimořádně náročná kvůli výrazně atypickému kubistickému tvarování konstrukce, vysokým nárokům na kvalitu pohledového bílého betonu i složitému návrhu a realizaci předpínací výztuže při komplikované geometrii a silném vyztužení. Komplikované bylo i zakládání pilířů v náročných geologických podmínkách a realizace stavby v hustě zastavěném městském prostředí s omezeným prostorem, složitou koordinací dopravy i dalších projektů. Most je určen pro tramvaje, autobusy, cyklisty a pěší. Tím se stalo využití mostu kontroverzním tématem. Důvodem nemožnosti využití mostu pro osobní automobilovou dopravu je nedostatečná dopravní kapacita navazujících křižovatek a komunikací na obou předmostích, omezená šířka mostovky daná okolní zástavbou a rovněž požadavek městské části Praha 4 uplatněný ještě před vydáním stavebního povolení (ochrana rezidenčních čtvrtí před hlukem a zvýšením imisní zátěže z automobilové dopravy).

T: Ing. Maroš Híreš
F: Metrostav TBR

Výstavbu mostu realizovala v letech 2022–2026 společnost Metrostav TBR jako lídr zhotovitelského sdružení, jehož dalšími členy byly společnosti Strabag a Firesta Fišer. Architektonický návrh vzešel ze studia Atelier 6, stavbu financovalo hlavní město Praha.

NÁROČNOST VÝSTAVBY

Výrazně atypické tvarování mostu, jak spodní stavby, tak i nosné konstrukce, podle vítězného návrhu architektonicko-konstrukční soutěže představovalo již od samého počátku mimořádnou výzvu pro projektanty i stavitele. „Mezi nejnáročnější prvky projektu a realizace patřily návrh a provedení předpínací výztuže při dané geometrii nosné konstrukce, zajištění předepsaných elektroizolačních vlastností systému předpětí a současně i velmi vysoký stupeň

Název stavby: Stavba č. 42821
Dvorecký most

Stavebník: Hlavní město Praha

Architektonické řešení:

ATELIER 6, s.r.o.

Realizační dokumentace: Společnost
PGP/Pontex – Dvorecký most – RDS

Generální zhotovitel: Společnost
„Metrostav TBR a.s. + Firesta +
Strabag – Dvorecký most“

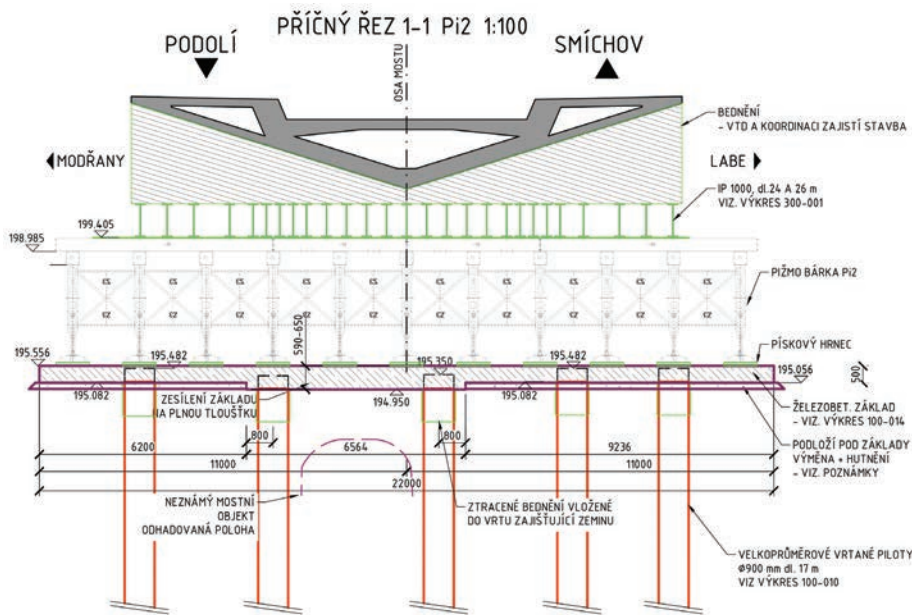
Vedoucí společník: Metrostav TBR a.s.

Realizační tým vedoucího

společníka: Ing. Robert Brož, Ph.D.,
Ing. Petr Koukolík, Ing. Maroš Híreš,
Ing. Jakub Veselý, Ing. Vít Němčic

vyztužení nosné konstrukce,“ říká Ing. Petr Koukolík, vedoucí projektu ze společnosti Metrostav TBR. Do výčtu patří také zakládání říčních pilířů pod úroveň dna řeky

na pilotách a výstavba dočasných těsněných jímek v náročných podmínkách geologického zlomu. To vše se výrazně promítlo do technické i časové náročnosti projekčních prací i stavebních činností. Realizace probíhala v intravilánu metropole, takže v bezprostřední blízkosti zástavby, dopravně vytížených komunikací a tratí, frekventované říční plavební dráhy, v místě značného počtu různých inženýrských sítí. K dispozici bylo jen omezené staveniště, stejně jako přístupy na stavbu. Zároveň bylo nutné koordinovat postup prací, minimálně na úrovni dopravních opatření a výluk, s jinými stavbami v lokalitě města, jako byla např. výstavba obytného komplexu Líhovar Smíchov JIH a administrativní budovy River Business Centre č. 2 v těsné blízkosti mostu anebo rekonstrukce nedalekého Barran-



dovského a Branického mostu. „Pro realizaci takové stavby v těchto podmínkách bylo třeba využít invenčních řešení, jako například zaplavování podpěrných skruží pro realizaci hlavních polí nad řekou pomocí pontonů,“ doplňuje Ing. Petr Koukolík.

NÁVRH MOSTU

Návrh se vědomě hlásí k tradici pražských obloukových mostů; nosná konstrukce je proto navržena bez prvků nad úroveň mostovky. Most je navržěn jako sochařsky tvarovaný objekt, jenž vytváří čitelný motiv „bílé brány“ při vstupu do města. Nosnou konstrukci tvoří spojitá trémová konstrukce z předpjatého betonu o délce 337,8 m se šesti poli. Vyniká atypickým trojúhelníkovým tvarováním všech viditelných částí z bílého betonu,

příčměž vozovky pro MHD doplňují široké chodníky pro pěší a cyklisty. Osa mostu je z důvodu napojení na stávající komunikace na obou březích vedena šikmo k řece; most ji překračuje dvěma říčními pilíři orientovanými po proudu, které jsou jako jediné rámově spojeny s nosnou konstrukcí. Hlavní pole o rozpětí 87 m zajišťuje plavbu na řece jediným mostním otvorem, přičemž v kolmém směru k ose toku je plavební profil omezen přibližně na 80 m, a most současně překonává ulice Strakonická a Nádražní, objekty loděnic a napojuje se na stávající tramvajové tratě na obou březích.

ZÁKLADOVÉ POMĚRY MOSTU

Na základě výsledků provedených průzkumů byly základové poměry mostu vyhodnoceny jako kompli-

kované. Jsou ovlivněny střídáním geotechnicky rozdílných celků v podzákladí, velkou mocností navážek na obou březích a vysokou hladinou podzemní vody. Podloží je tvořeno navážkami, zvodněnými náplavy a terasovými šterky, které spočívají na masivu břidlic a křemenců liteňského a kosovského souvrství; tento masiv je místy zvětralý a výrazně tektonicky porušený.

HLUBINNÉ ZALOŽENÍ MOSTU

Pilíře i opěry byly založeny na vrtných velkopřůměrových pilotách, přičemž největší komplikace přinesl pilíř P4 v oblasti geologického zlomu s proměnlivou kvalitou hornin, což si vyžádalo úpravu návrhu založení i doplňkový geotechnický průzkum. Během výstavby se objevily také nečekané problémy mimo koryta řeky, například úniky betonu do historických dutin v navážkách, které vedly k úpravám technologického postupu zakládání.

V korytě řeky byly u pilířů P4 a P5 ještě před realizací dočasných těsněných jímek provedeny piloty z vodní hladiny pomocí vrtných souprav umístěných na lodích, resp. pontonech. Piloty byly navrženy s jednotným průměrem a zhotovovány do pažených vrtů za použití ocelové pažnice.

DOČASNÉ TĚSNĚNÉ JÍMKY V KORYTĚ ŘEKY

Před zahájením prací se ukázalo, že původně navrhované těsněné dvouplášťové jímky nelze realizovat kvůli nemožnosti dostatečně zaberanit štětovnice do skalního





podloží. Řešení proto přešlo na jednoplášťové jímký se štetovnicemi v předvrtech vyplněných jílocementem, které se během výstavby osvědčily jako dostatečně těsné. Pláště těsněných jímek byly v průběhu realizace zajištěny ocelovými rozpěrnými rámy ve dvou výškových úrovních. Po odvodnění jímek následovalo odtěžení na úroveň základové spáry, odstranění hlav pilot a následná betonáž podkladního betonu a základové desky.

SPODNÍ STAVBA

Veškeré prvky spodní stavby jsou navrženy jako monolitické železobetonové konstrukce. Pohledové plochy jsou tvarově členěny soustavou různě se sbíhajících hran do trojúhelníkových polí, čímž odkazují na principy kubistického tvarosloví. Krajní opěry mostu tvarově navazují jak na nosnou konstrukci, tak na přilehlá křídla řešená jako opěrné zdi. Opěra O1 na smíchovské straně je výrazně šikmá v půdoryse a svou orientací reaguje na uspořádání komunikací vedených pod mostem; čelní lícová plocha jejího dřívku je ukloněná a dále členěna do dílčích trojúhelníkových ploch. Dřív opěry s úložným prahem a krycí plentovací zídky byly betonovány v jedné etapě, aby se v exponovaných pohledových plochách vyloučil vznik pracovních spár. Pilíře P2, P3 a P6 mají v půdorysu sevřený kosodélníkový tvar, který se po výšce v obou směrech plynule proměňuje. Naproti tomu pilíře P4 a P5 v korytě řeky Vltavy se od břehových pilířů liší tvarem i konstrukčním charakterem: jsou

rámově spojeny s nosnou konstrukcí mostu, orientovány šikmo podle křížení osy mostu s tokem řeky a významně se podílejí na celkovém architektonickém vyznění stavby. Jejich konstrukci tvoří stěnový dřív v celé šířce mostovky, přičemž dřív má po výšce proměnný mnohoúhelníkový tvar a úzké boční plochy jsou vedeny rovnoběžně s podélnou osou mostu. Čelní lícová plocha dřívku opěry O7 je obdobně tvarována jako u opěry O1 – je různě ukloněná a spolu s bočními plochami křídel členěná do trojúhelníkových segmentů.

NOSNÁ KONSTRUKCE

Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonová předpjatá trémová konstrukce s tříkomorovým příčným průřezem, v němž jsou dvě hlavní vnitřní nosné stěny proměnné výšky propojeny horní a spodní deskou. Vnější šikmé stěny dotvářejí výsledný tvar průřezu a současně

staticky působí jako vzpěry chodníkových konzol. Příčný řez se v podélném směru proměňuje a respektuje kubistické tvarování nosné konstrukce, charakteristické prostorovým přibližováním a vzdalováním jednotlivých hran, které vytvářejí nepravidelné trojúhelníkové a lichoběžníkové plochy – každý příčný řez je unikátní. Vedení předpínacích kabelů se prostorově proměňuje jak ve svislém směru mezi deskami a nosnými stěnami, tak i v příčném směru od osy nosné konstrukce ke krajům a zpět. Nosná konstrukce je podélně předepnutá kabely tvořenými předpínacími jednotkami o 27 lanech Y1860 S7 15,7 se soudržností. S ohledem na elektroizolační požadavek stupně PL3 a velmi vysoký stupeň vyztužení nosné konstrukce se jednalo o mimořádně technologicky náročný proces. Realizace probíhala po krátkých úsecích v řádu několika metrů, přičemž se postupně střídala





montáž měkké výztuže a provádění předpětí. V průběhu výstavby bylo nutné průběžně a opakovaně korigovat polohu i výškové vedení předpínacích kabelů v závislosti na aktuálním postupu prací.

Most byl budován souběžně z obou břehů proti sobě. Pro realizaci prvního a šestého pole nosné konstrukce byla zvolena prostorová příhradová konstrukce. Pole 2 a část pole 3 byly prováděny na nosníkové skruži tvořené dočasnými bárkami ze systému pilířů PIŽMO a ocelových I nosníků. Výstavba polí nad korytem řeky probíhala pomocí dolní přesuvné skruže z původně armádního systému ŽM16, uložené na dočasných podpěrách. Přesun skruže byl zajišťován speciálními plovoucími pontony, které umožnily její dopravu z výroby ve Velké Chuchli na stavenišť i následné manipulace v rámci stavby.

RECEPTURA BÍLÉHO BETONU, BEDNĚNÍ A KVALITA POHLEDOVÝCH PLOCH

Zadávací podmínky stanovily použití bílého pohledového betonu z bílého cementu pro všechny exponované části Dvoreckého mostu, přičemž požadovaná kvalita a pohledovost byly závazně určeny projektovou dokumentací a Technickými pravidly ČBS03. Barevnost betonu musela být dosažena výhradně složením betonové směsi bez dodatečných povrchových úprav a výsledný odstín podléhal schválení architektem na základě referenčních vzorků odsouhlasených stavebníkem a autorským dozorem. Požadovaných vlastností

bylo dosaženo optimalizovanou recepturou bílého betonu s bílým cementem a světlým kamenivem. Vzhledem k vyššímu hydratačnímu teplu bílého cementu bylo nutné u masivnějších částí spodní stavby a nosné konstrukce aplikovat aktivní chlazení, zatímco u štíhlejších prvků nebylo chlazení vyžadováno. Jako chladicí médium byla použita voda z řeky Vltavy, vedená integrovanými hadicemi v konstrukci během betonáže i po jejím dokončení. Současně byla přijata opatření ke snížení teploty čerstvé betonové směsi, zejména chlazením kameniva a temperací cementu.

Architektonického výrazu pohledových ploch bylo dosaženo použitím nesušeného nehotobového prkenného bednění s příznanými spárami, přičemž hrany konstrukcí byly důsledně lemovány prkny kladenými rovnoběžně s hranou pro jejich jednoznačné optické vymezení. Pro výstavbu spodní stavby i nosné konstrukce bylo využito systémové bednění doplněné individuálně navrženými ramenaty, které byly podle konkrétní situace buď montovány přímo na stavbě, nebo předem předmontovány na tesárně a následně sestavovány na místě. Obdobné požadavky na strukturu a kvalitu povrchu betonu byly uplatněny u všech pohledově exponovaných částí konstrukce.

ZÁVĚR

Dvorecký most rozšíří soubor pražských mostů přes Vltavu, které jsou z velké části výjimečné. Díky svému výraznému tvaru a poloze

na okraji centra, v blízkosti historických památek, má ambici stát se další nepřehlédnutelnou ikonou města. ■

DVORECKÝ BRIDGE – A TECHNICAL CHALLENGE IN THE HEART OF PRAGUE

Prague's Dvorecký Bridge, the nineteenth bridge of the Czech capital, has been in full operation since 18 April 2026. Its construction was exceptionally demanding due to the distinctly atypical, cubist shaping of the structure, stringent requirements for high-quality exposed white concrete, and the complex design and execution of prestressing tendons within a complicated geometry and heavily reinforced sections. Further challenges included the foundation of the piers in difficult geological conditions and the execution of the project within a densely built urban environment, characterized by limited space, complex traffic coordination, and the need to interface with other concurrent projects. The bridge is designated for trams, buses, cyclists, and pedestrians. This multimodal use has made its function a subject of public debate. The exclusion of private passenger car traffic is due to insufficient capacity of the connecting intersections and road network at both bridgeheads, the limited deck width constrained by surrounding development, and a requirement imposed by the Prague 4 municipal district prior to the issuance of the building permit (aimed at protecting residential areas from noise and increased emissions associated with car traffic).

Integrované spriahnuté ocelobetónové mosty ako trvácne riešenie mostných konštrukcií

Integrované mosty patria medzi progresívne typy mostných konštrukcií, ktoré reagujú na rastúce požiadavky na trvácnosť konštrukcie a minimalizáciu prevádzkových nákladov. Eliminácia ložísk a mostných záverov odstraňuje tradičné konštrukčné prvky, ktoré sú často identifikované ako najčastejšie zdroje porúch počas životnosti mosta. Tento prístup významne znižuje stavebno-prevádzkové náklady na most a zvyšuje jeho životnosť.

T: Jozef Babuliak, Adam Grman, Patrik Šabík, Lucia Miroškovná
(ide zároveň o autorov projektu)
F: SAGASTA SK, s. r. o.

Integrované mosty predstavujú konštrukcie, kde je nosná časť monoliticky spojená s oporami bez ložísk a mostných záverov, pričom pozdĺžne deformácie vyvolané teplotou a reologickými účinkami sa prenášajú do prilahlej zeminy. Tento koncept sa úspešne uplatňuje pri spriahnutých ocelobetónových mostoch s malými a strednými rozpätiami (20 – 50 m), ktoré kombinujú štíhlu oceľovú konštrukciu s betónovou doskou a umožňujú efektívne riešenie z hľadiska statiky, realizácie a životnosti. Absencia ložísk a mostných záverov znižuje náklady na údržbu, eliminuje poruchy a minimalizuje riziko korózie. Precho-

dové oblasti s vystuženou zeminou, optimálny tvar opôr, prípadne lokálne úpravy tuhosti pilót umožňujú kontrolované deformácie konštrukcie a tiež vhodné prerozdelenie vnútorných síl v konštrukcii.

Pretože napojenie nosnej konštrukcie na spodnú stavbu je spravidla rámové, integrované mosty sú často označované aj ako rámové mosty. Ich aplikácia je obzvlášť vhodná pri spriahnutých ocelobetónových mostoch s malými a strednými rozpätiami, kde umožňujú efektívne využitie materiálov, štíhle konštrukčné riešenia a rýchlu realizáciu. Integrované mosty sa stali veľmi populárne v mnohých

európskych krajinách. Nahradzujú tradičné trémové mosty s jedným či viac polami s krátkymi a strednými rozpätiami.

Správne navrhnuté integrované spriahnuté mosty predstavujú trvácne a perspektívne riešenie, ktoré znižuje nároky na prevádzku a zabezpečuje spoľahlivú prevádzku počas celej životnosti. Realizované objekty v Českej republike potvrdzujú výhody tohoto systému.

STATICKÉ PÔSOBNIE

Odlišnosti oproti tradičným trémovým mostom sa prejavujú špecifickým statickým pôsobením, ktoré zahŕňa vy-



Obr. 1 Pohľad na nosnú konštrukciu počas osádzania debnenia spriahajúcej dosky

tvorenie rámového rohu medzi nosnou konštrukciou a spodnou stavbou, spolupôsobenie nosnej konštrukcie so spodnou stavbou a s príľahlou zeminou a obmedzenie voľných dilatácií hlavnej nosnej konštrukcie.

Pri teplotnom rozpínaní sú opory zatlačané do príľahlej zeminy, čo vyvoláva pasívne zemné tlaky a spôsobuje vzájomné spolupôsobenie nosnej konštrukcie, spodnej stavby a zásypu v prechodovej oblasti. Toto spolupôsobenie sa vyjadruje pomocou modulov reakcií podložja kh, kz a kx – vo vodorovnom smere na oporách, vo zvislom smere pod základom a vo vodorovnom smere pod základom. Tieto efekty je nevyhnutné detailne zohľadniť vo výpočtovom modeli vrátane nelineárneho správania sa zeminy a správne nastavených pružinových charakteristík.

Monolitické prepojenie nosnej konštrukcie s oporami však prináša špecifické nároky na návrh systému, najmä v súvislosti s prenosom pozdĺžnych deformácií do základovej pôdy a so správaním sa prechodových oblastí. Správny návrh integrovaného systému si preto vyžaduje zohľadnenie interakcie konštrukcie so zeminou, vhodnú voľbu tuhostí nosnej konštrukcie a opôr, ako aj optimalizáciu dispozičného riešenia mosta. Dôležitým aspektom je aj návrh prechodových oblastí, ktoré zabezpečujú plynulý prenos síl do podložja, mini-



Obr. 2 Pohľad na most SO 221 nad D6 Lubenec – obchvat (SO 3-101) po odskrúžení

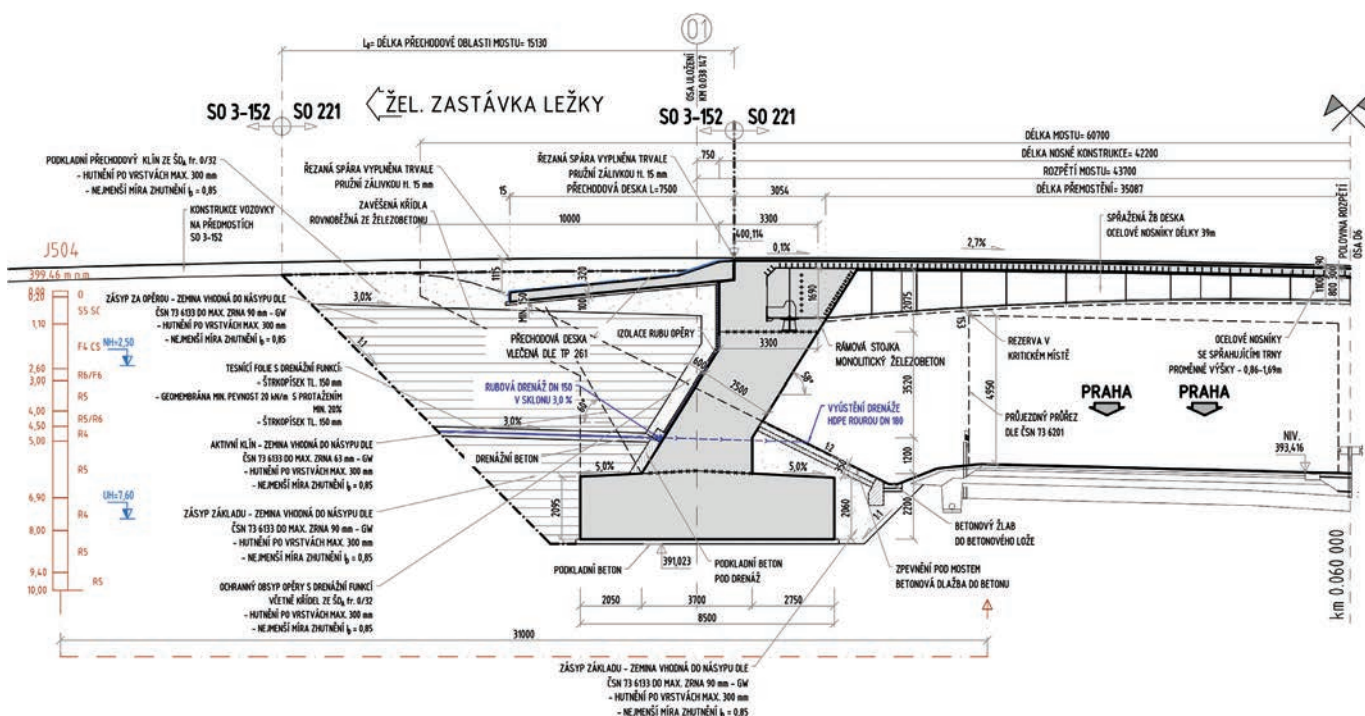
malizujú koncentrácie vnútorných síl a znižujú riziko praskania vozovky pri dlhodobej prevádzke. Skúsenosti z realizovaných objektov potvrdzujú, že tieto aspekty sú rozhodujúce pre správnu funkciu a spoľahlivosť integrovaných spriahnutých mostov.

D6 PETROHRAD – LUBENEC, II. ETAPA, SO 221 NADJAZD POĽNEJ CESTY V KM 73,642

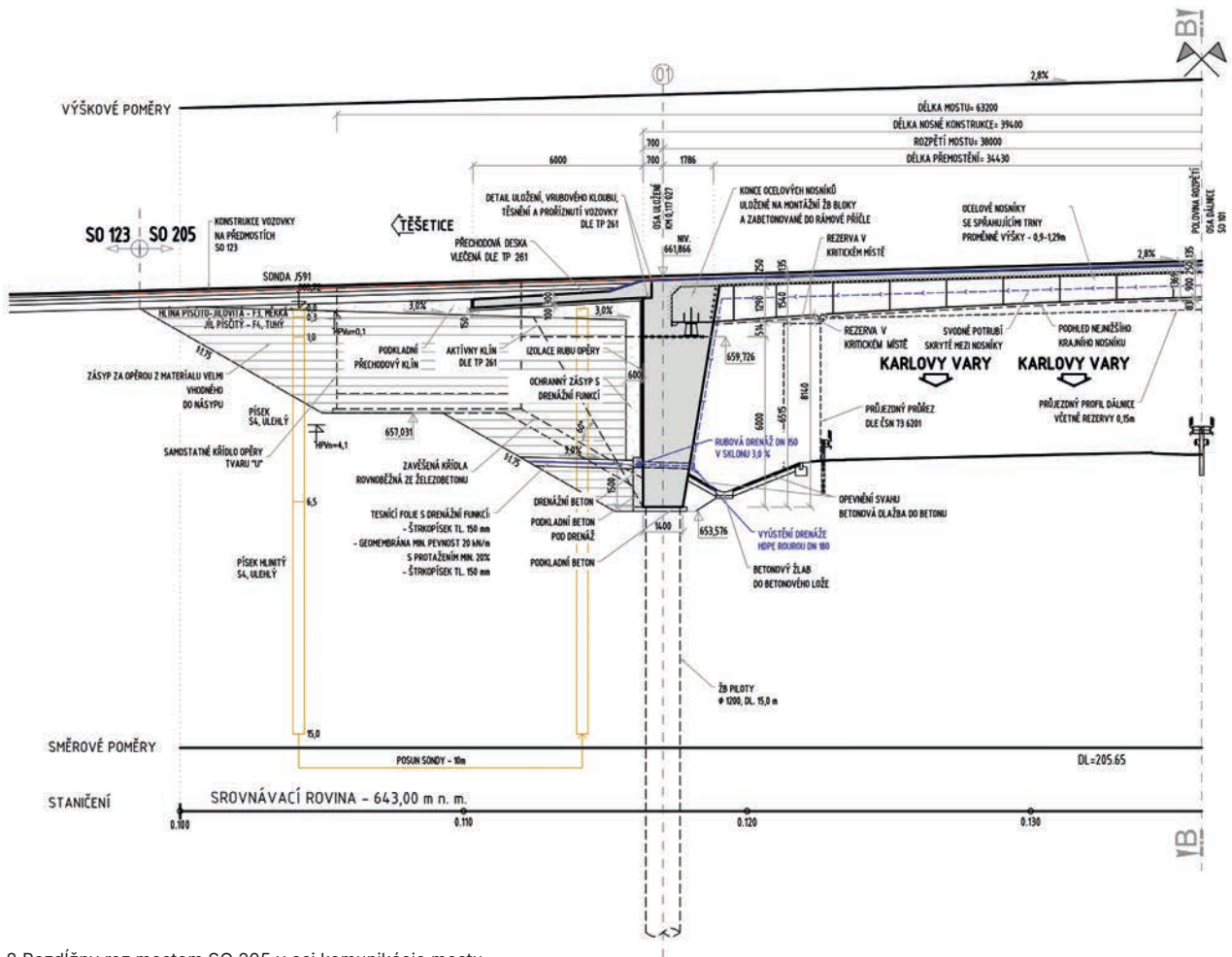
Mostný objekt SO 221 prevádza komunikáciu – poľnú cestu (SO 3-152) v kategórii P4/30. Križujúcou prekážkou je diaľnica D6 Lubenec – obchvat (SO 3-101), kategórie D 25,5/130. Most je navrhnutý ako jednopolová integrovaná spriahnutá ocelobetónová konštrukcia. Dĺžka nosnej konštrukcie

je 41,20 m, dĺžka premostenia 35,00 m a celková dĺžka mosta 60,70 m. Rozpätie jednotlivých nosníkov je 35,043 m pri ľavom nosníku (N1) a 35,143 m pri pravom nosníku (N2). Voľná šírka medzi zvodidlami je 6,00 m, celková šírka mostnej konštrukcie je 7,60 m. Objekt zabezpečuje križovanie poľnej cesty v rámci výstavby diaľnice D6 a predstavuje typický príklad štíhlej spriahnutej konštrukcie s integrovanými oporami.

Priečny rez nosnou konštrukciou pozostáva z dvoch plnostenných komorových ocelových nosníkov v tvare II s osovou vzdialenosťou 3,20 m, ktoré sú monoliticky spojené so železobetónovou doskou s hrúbkou 300 mm. Každý nosník je zložený z troch montážnych



Obr. 3 Pozdĺžny rez mostom SO 221 nad D6 Lubenec – obchvat (SO 3-101) v osi komunikácie mosta

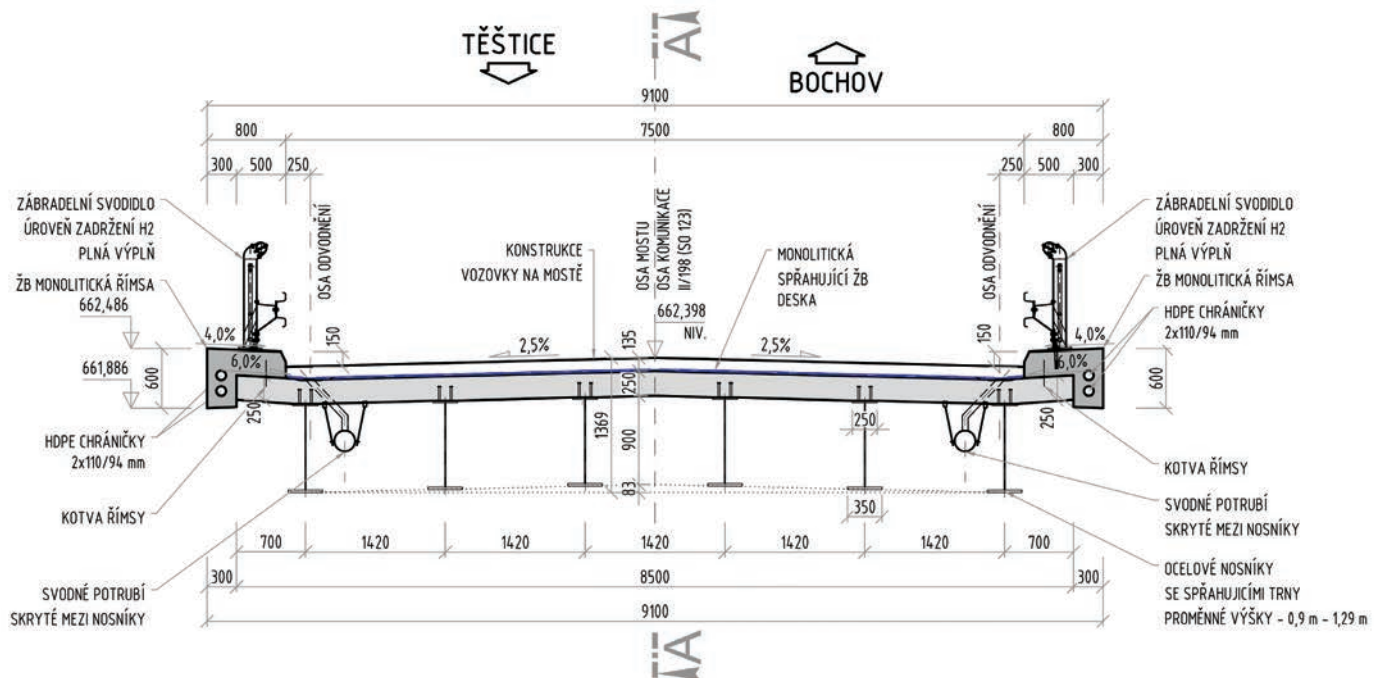


Obr. 8 Pozdĺžny rez mostom SO 205 v osi komunikácie mostu

Dĺžka nosnej konštrukcie je 24,40 m, dĺžka premostenia 22,00 m a celková dĺžka mosta 40,40 m. Rozpätie mosta je 23,20 m. Objekt je súčasťou stavby II/114, II/117 Hořovice - východný obchvat a zabezpečuje prekonanie

pozemnej komunikácie. Konštrukcia predstavuje štíhle riešenie s hornou mostovkou, vhodné pre menšie dopravné stavby s dôrazom na trvácnosť a minimalizáciu údržby.

Nosnú konštrukciu tvorí dvojica zváraných ocelových nosníkov I-priezeru s dĺžkou 23,20 m a premennou výškou od 0,65 m v strede rozpätia po 0,95 m nad oporami. Nosníky sú spriahnuté so železobetónovou doskou mostovky



Obr. 9 Priečny rez mostom SO 205 v strede rozpätia mosta

v hrúbke 220 – 240 mm, pričom ich osová vzdialenosť je 1,50 m. V pozdĺžnom smere sú nosníky navrhnuté s nábehmi pri oporách. Pozdĺžny sklon nosnej konštrukcie kopíruje spád nadväzujúcej komunikácie v rozsahu od +7,0 % do -7,0 %. Lávka je v pôdoryse navrhnutá vo vrcholovom oblúku s polomerom $R = 150$ m, s maximálnym vzopätím v strede rozpätia.

Hlavné nosníky sú zhotovené v dielni a na stavbu dodané v celku. So spriahajúcou doskou a s oporami sú spojené pomocou ocelových trňov a betonárskou výstužou, ktorá prechádza otvormi v stenách zabetónovanej časti nosníkov. Železobetónová doska má šírku 3,00 m a je navrhnutá s priečnym sklonom horného povrchu 2,5 % k úžlabiu v osi lávky. Dolný povrch dosky medzi nosníkmi je vodorovný, sklony povrchov krajových konzol sa mierne rozbiehajú. Betonáž železobetónovej dosky je navrhnutá v dvoch etapách z dôvodu zabezpečenia stability dvojice nosníkov počas výstavby, pričom v prvej etape sa betónuje rámový roh a časť dosky v dĺžke 1,00 m a v druhej etape sa betónuje zvyšná časť dosky v poli. Do dosky sú prostredníctvom kotevných ôk zabetónované ocelové rímky s kotevnými prvkami zábradlia.

Spodnú stavbu tvoria dve vysoké krajné opory s vlečenými prechodovými doskami. Vo vozovke sú v prechodových oblastiach navrhnuté výstužné prvky. V mieste napojenia prechodovej dosky na nosnú konštrukciu sú vo vozovke riešené rezané škáry, ktoré umožňujú kontrolovaný prenos pozdĺžnych deformácií konštrukcie. Hrúbka drieku opôr je 1,20 m, šírka opôr je zväčšená na 5,00 m z dôvodu rozšírenia priechodného priestoru v predpoliach lávky. Na opory nadväzujú samostatné oddielované krídla z betónových tvaroviek s pohľadovou lícnou plochou a výstužnou geomrežou. Prechodové oblasti sú z vystuženej zeminou vrátane obalovaných čiel. Na pravé krídlo opory O1 nadväzuje oporný múr s dĺžkou 21,6 m, rovnako realizovaný z betónových tvaroviek a výstužnej geomreže.

Založenie mosta je hlbinné, na veľkopriemerových pilótach s priemerom 900 mm a dĺžkou 7,50 m pri opore O1 a 8,40 m pri opore O2, založených na tuhom podloží zdravých bridlíc.

D6 ŽALMANOV – KNÍNICE, SO 205 MOST NA CESTE II/198 V KM 4,260

Most SO 205 je navrhnutý ako integrovaná jednopolová konštrukcia s rozpätím poľa 38,0 m. Most prevádza preložku komunikácie II/198 (SO 123) ponad diaľnicu D6. Most je navrhnutý so šírkovým usporiadaním kategórie S7,5/90. Rozpätie a usporiadanie mosta je navrhnuté tak, aby zohľadňovalo vedenie prekážky pod mostom a geologické pomery, ktoré sa nachádzajú pod mostom. Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 39,4 m, jej šírka je 8,5 m.

Nosná konštrukcia je spriahnutá, ocelobetónová, trámová. Priečny rez nosnou konštrukciou tvorí šesť nosníkov v tvare I, spriahnutých so železobetónovou doskou s hrúbkou 250 mm a votknutých do rámových stojok. So spriahajúcou doskou a s oporami sú spojené pomocou spriahajúcich trňov a betonárskej výstuže. Výška nosníkov v pozdĺžnom smere je od 1,20 m v mieste votknutia do rámových stojok do 0,90 m v strede rozpätia. Ich osová vzdialenosť je 1,42 m. Hlavné nosníky sú zhotovené z troch montážnych dielov, ktoré sa zvarili na stavbe na dočasných podperách.

Betonáž spriahajúcej dosky je navrhnutá po častiach. Prvá bude vybetónovaná stredná časť dosky a následne krajné časti spolu s rámovými rohmi. Počas betonáže sú nosníky spojené priečnymi dočasnými stužidlami. Ocelové nosníky sú uložené na ocelové stoličky, ktoré budú osadené na pracovnej škáre na rozhraní rámovej stojky a rámovej priečly.

Spodnú stavbu tvoria dve krajné železobetónové rámové stojky, do ktorých

sú votknuté železobetónové zavesené krídla. Rámové stojky sú založené na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm a dĺžkou 15,0 m. Opory sa skladajú z drieku, rámovej priečly a rovnobežných zavesených krídiel. Súčasťou spodnej stavby sú aj samostatné oddielované krídla v tvare „U“, ktoré sa nachádzajú za zavesenými krídlami. V rámovom rohu je vybratie na uloženie vlečenej prechodovej dosky.

ZÁVER

Z ukážok realizovaných mostov je zrejmé, že integrované spriahnuté ocelobetónové konštrukcie predstavujú vhodnú technológiu pre rôzne typy objektov. Pri nadjazdoch nad diaľnicami umožňujú jednopolové usporiadanie bez podpier, čo zjednodušuje výstavbu a znižuje náklady na prevádzku v podmienkach obmedzenej dostupnosti a vysokého dopravného vyťaženia. Sú vhodné aj pre menšie stavby, ako sú cyklolávky, kde sú obmedzené prostriedky na prevádzku a zároveň je potrebná dlhá životnosť konštrukcie. ■

Zdroje

1. Realizačná dokumentácia stavby (RDS): D6 Lubenec – obchvat II. etapa: SO 221 Nadjezd polní cesty v km 73,642, SAGASTA, s. r. o., 2025.
2. Realizačná dokumentácia stavby (RDS): II/114, II/117-Hořovice, východní obchvat: SO 221 Lávka pro pěší a cyklisty v km 0,906, SAGASTA, s. r. o., 2025.
3. Realizačná dokumentácia stavby (RDS): D6 Žalmanov – Knínice: SO 205 Most na silnici II/198 v km 4,260, SAGASTA, s. r. o., 2026.
4. Ministerstvo dopravy: Technické podmínky TP 261 – Integrované mosty, srpen 2017.
5. KRÍŽEK, J.: Integrované mosty – spolupůsobení se zemínou, 2010.

INTEGRATED STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGES AS A DURABLE SOLUTION FOR BRIDGE STRUCTURES

Integral bridges are structures where the superstructure is monolithically connected to the abutments without the use of bearings or expansion joints. In this system, longitudinal deformations caused by thermal expansion and rheological effects are transferred directly into the adjacent soil. This concept is successfully applied to composite steel-concrete bridges of small to medium spans (20–50 m), combining a slender steel structure with a concrete deck to provide an efficient solution in terms of statics, construction, and durability. The absence of bearings and joints significantly reduces maintenance costs, eliminates common structural failures, and minimizes corrosion risks. Transition zones with reinforced soil, optimized abutment geometry, and local stiffness adjustments of the piles allow for controlled structural deformations and favourable redistribution of internal forces. Properly designed integral composite bridges represent a durable and progressive solution that lowers operational demands and ensures reliability throughout the entire design life. Existing projects in the Czech Republic confirm the practical advantages and viability of this system.

Doka Slovakia – spoľahlivý partner pre moderné a technicky náročné mostné stavby



Obr. 1 Most nad riekou Orava na R3 Tvrdošín – Nižná nad Oravou, SO 211 sa realizoval pomocou Doka-vozíkov pre letmú betonáž.

Mostné stavby patria medzi technologicky najnáročnejšie konštrukcie dopravnej infraštruktúry a kladú vysoké nároky na statiku, bezpečnosť a presnosť realizácie. Spoločnosť Doka Slovakia sa v rokoch 2022 – 2025 podieľala na realizácii viacerých významných mostných projektov na Slovensku aj v Českej republike, pričom poskytovala nielen debniace systémy, ale aj komplexné technické riešenia prispôbené konkrétnym technológiám výstavby.

LETMÁ BETONÁŽ

Významným príkladom využitia technológie letmej betonáže bol most cez riekou Orava na úseku R3 Tvrdošín – Nižná. Most SO 211 je dvojpoľový komôrkový predpätý most s rozpätiami 88 + 88 m, realizovaný pomocou jedného páru vozíkov letmej betonáže. Kvôli nadštandardnej šírke konzol mostovky boli konzoly lokálne podopreté prefabrikovanými vzperami, čo je pre metódu výstavby letmou betonážou netypické, a preto zhotovenie 4-metrovej lamely trvalo 2 týždne namiesto typických 8 až 10 dní. Doka Slovakia zabezpečila návrh a projektovú dokumentáciu vozíkov letmej betonáže vrátane nasadených debniacich systémov Top 50, Framax Xlife a Staxo 100. Okrem toho stavba využila službu predmontáž debnenia

a podporu stavby Doka-montážnym majstrom priamo na stavbe. Technológia letmej betonáže zohrala kľúčovú úlohu aj pri výstavbe rýchlostnej cesty R2 Kriváň – Mýtina, kde vznikla najdlhšia estakáda na Slovensku s dĺžkou 4,374 km. Na objekte SO 209 01 boli na dilatačnom celku DC4 nasadené tri páry vozíkov Doka letmej betonáže. Jednokomorová predpätá konštrukcia s premenlivým prierezom si vyžiadala precízne navrhnuté debnenie a vysoký bezpečnostný štandard zabezpečený uzavretými pracovnými plošinami a záchytnými sieťami. Okrem toho sa pred každou betonážou



Obr. 2 Výstavba R2 Kriváň – Mýtina, SO 209 01 realizovaný pomocou 3 párov Doka-vozíkov pre letmú betonáž.

vykonávali hydraulické skúšobné zaťaženia ukotvenia vozíkov. Pracovný cyklus 5-metrovej lamely trval 8 až 10 dní. Súčasťou dodávky boli aj služby montážneho majstra a technika priamo na stavbe.

VÝSUVNÁ SKRUŽ

Na tom istom úseku sa v dilatačných celkoch DC1 a DC2 pri realizácii objektu SO 209 02 uplatnila aj technológia výsuvnej skruže BERD. Konkrétne išlo o skruž s horným nosníkom, ktorá je jednou z najväčších výsuvných skruží v Európe určená pre rozpätia do 70 m. Táto skruž podporovala Doka nosníkové debnenie Top 50 špeciálne navrhnuté na pôdorysné zakrivenie mosta a limitnú hmotnosť debnenia 95 ton. Vďaka špeciálnej posuvnej príložke vyrobenej na mieru sa dalo bočné debnenie stien komôrkového prierezu rektifikovať vo vodorovnom smere s milimetrovou presnosťou, a tak kompenzovať rozdiel medzi mostnou konštrukciou v oblúku a debnením na priamej výsuvnej skruži BERD.

SPRIAHNUTÉ MOSTY

Doka Slovakia sa úspešne uplatnila aj pri výstavbe spriahnutých oceľobetónových mostov. Na úseku diaľnice D3 Hodějovice – Třebonín dodala dva spriahnuté debniace vozíky s dĺžkou 24 m pre ľavý a pravý most, v kombinácii s nosníkovým debnením Top 50. Išlo o betonáž 11-polového trámového mosta cez údolie Plavnice. Zhotovenie 21 m dlhého taktu trvalo 14 dní. Celková hmotnosť vozíka s debnením bola cca 70 ton. Rovnaký princíp sa uplatnil aj pri výstavbe estakády na D1 Říko-



vice – Přerov, kde boli nasadené spriahnuté vozíky na 941 m dlhom moste s premenlivou šírkou. Dĺžka taktu bola 24 m a jeho zhotovenie trvalo 10 až 12 dní. Celková hmotnosť vozíka s debnením pre širšiu nosnú konštrukciu bola cca 90 ton.

TECHNOLÓGIA POZDĹŽNEHO VYSÚVANIA

Medzi významné projekty patrila aj účasť na výstavbe najväčšieho zaveseného mosta v Českej republike na ceste I/36 v Pardubiciach. Most SO 203 bol realizovaný technológiou pozdĺžneho vysúvania a Doka Slovakia dodala debniace riešenia pre spodnú stavbu, pylón aj hornú nosnú konštrukciu s dôrazom na bezpečnosť a presnú koordináciu stavebných fáz. Z pohľadu realizácie ide o zadbé, vystuženie, odlatie mostovky po jednotlivých lamelách pred oporou v takzvanej „výrobni“ a následné pripnutie a vysunutie zhotovenej konštrukcie pomocou hydrauliky.

REKONŠTRUKCIE MOSTOV

Portfólio realizácií doplnili aj rekonštrukcie mostov, ktoré si vyžadujú citlivé zosúladienie nových konštrukčných riešení s existujúcim stavom. Príkladom bola rekonštrukcia Stráňanského mosta v Michalovciach, kde sa využilo rámové debnenie Frami Xlife a podperný systém Staxo 100, kotvený do existujúcich pilierov pomocou chemických kotiev.

DOČASNÉ PREMESTENIA

Okrem trvalých konštrukcií sa Doka Slovakia podieľala aj na



Obr. 3 Úsek R2 Kriváň – Mýtina, SO 209 02 sa realizoval pomocou výsuvnej skruže BERD v kombinácii s Doka nosníkovým debnením Top 50.



Obr. 4 Doka-spriahnuté debniace vozíky pri výstavbe D1 Říkovice – Přerov, SO 209

realizácii dočasných premestení, napríklad pešej lávky v Seredi. Nosná konštrukcia bola vytvorená z modulového lešenárskeho systému Doka Ringlock, použitím samostatne stojacej priestorovej konštrukcie s dĺžkou približne 80 m. Systém preukázal svoju univerzálnosť a vhodnosť aj pre staticky a bezpečnostne náročné dočasné riešenia. Technickou zaujímavosťou bolo rozpätie

hlavného poľa lávky ponad železnicu až 20,5 m.

DOČASNÉ PODOPRETIE MOSTOV

Súčasťou portfólia Doka sú aj ťažké podperné systémy vhodné na dočasné podopretie mostov v havarijnom stave, kde je rozhodujúca rýchlosť zásahu a vysoká únosnosť. Jedným z týchto systémov, ktorý bol prvýkrát nasadený na Slovensku v roku 2025, bol systém Doka UniKit. Jeho úspešné nasadenie potvrdilo potenciál tohto systému pre prenos extrémne veľkých zaťažení.

DOKA JE SPOLAHLIVÝ PARTNER PRE VAŠE PROJEKTY

Mostné projekty z rokov 2022–2025 potvrdili široké technické portfólio, flexibilitu riešení a odborné zázemie spoločnosti Doka Slovakia. Skúsenosti s letnou betonážou, spriahnutými konštrukciami, výsuvnými skružami, pozdĺžnym vysúvaním aj zavesenými mostmi dokazujú schopnosť poskytovať technicky precízne a bezpečné riešenia pre najnáročnejšie mostné stavby v súlade s dlhodobými cieľmi rozvoja betonových konštrukcií podporovanými Slovenským národným komitétom *fib*. ■



Obr. 5 Pohľad na „výrobňu“ vysúvania a odlatie lamely mostovky na ceste I/36 Pardubice, Trnová – Fáblovka – Dubina.

Výstavba mostov na diaľnici D1 Bratislava – Triblavina, rozšírenie

Príspevok opisuje návrhy mostných objektov v budovanej križovatke prepojenia diaľnic D1 a D4. Spolu ide o 21 objektov, pri návrhu ktorých boli použité rôzne typy konštrukcií s ohľadom na prekonávané prekážky. Sú to viacpoľové spojité konštrukcie z vopred predpätých prefabrikovaných nosníkov, jednopoľové rámové konštrukcie s ocelovými nosníkmi, rozperákové konštrukcie s vopred predpätými nosníkmi a jednopoľové železobetónové rámové konštrukcie.

Construction of bridges on the Bratislava – Triblavina D1 motorway section (road widening and extension)

The article presents the design of bridge structures at the interchange of the D1 and D4 motorways. In total, there are 21 bridges at the interchange (which is now under construction). Taking into account the obstacles on the Project sites, various types of bridge structures were incorporated in the design: multi-span continuous bridges with pre-stressed precast girders, single-span frame structures with steel girders, strut-braced bridges with pre-stressed girders, and single-span reinforced concrete frame bridges.



Jaroslav Guoth

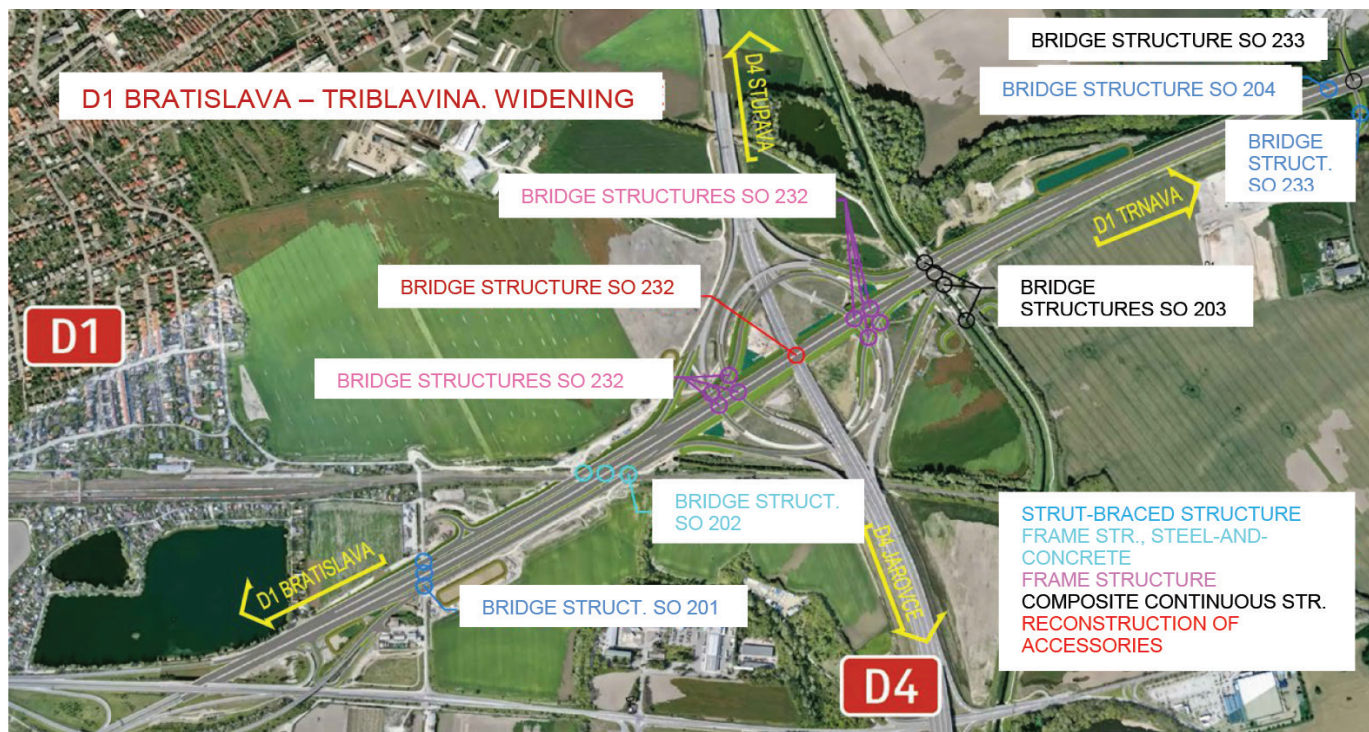


Ján Kročka

Úsek diaľnice D1 z Bratislavy do Senca je druhou najstaršou diaľničnou stavbou na Slovensku. Budovať sa začala v roku 1972 a do užívania bola odovzdaná o tri roky neskôr ako štvorpruhová diaľnica v kategórii D 26,5. Odvtedy však došlo k rapidnému nárastu automobilovej dopravy a dnes sa jej denné intenzity blížia k počtu 70 000 vozidiel. V dôsledku toho už pôvodné šírkové usporiadanie kapacitne aktuálnej doprave nevyhovuje a vyžaduje si zväčšenie počtu jazdných pruhov.

V roku 2009 úsek prešiel čiastočnou rekonštrukciou, ktorej výsledkom bolo zvýšenie počtu jazdných pruhov zo štyroch na šesť na úkor spevnenej časti krajnice, ktorá bola minimalizovaná, čím sa síce zvýšila kapacita diaľnice, ale výrazne znížila bezpečnosť z dôvodu nemožnosti odstaviť vozidlo v prípade nevyhnutnosti. Významnou dopravnou trasou, ktorá medzičasom na území pribudla a ktorá výrazne ovplyvňuje priestorové usporiadanie diaľnice D1, je diaľnica D4. Do užívania bola odovzdaná v roku 2021, ale bez križovatkového prepojenia s diaľnicou D1. Komplexný návrh prestavby diaľnice D1, ktorý počítal už aj s diaľnicou D4, bol spracovaný v dokumentácii na stavebné povolenie v roku 2016 a právoplatné stavebné povolenie získal v rokoch 2020, resp. 2021. Stavba

The Bratislava – Senec section of the D1 motorway is the second oldest motorway in Slovakia. Its construction began in 1972, and it was opened to traffic three years later as a four-lane motorway of the D 26.5 category. Since then, there has been a rapid increase in road traffic, with its daily volumes now approaching 70,000 vehicles. As the original cross-section profile of the motorway no longer meets the capacity requirements of current traffic, addition of new lanes has become necessary. In 2009, the motorway section underwent partial reconstruction, resulting in an increase in the number of lanes from four to six at the expense of the hard shoulder, which had to be reduced to a minimum width. Although this solution increased the motorway's capacity, it significantly reduced the road safety by limiting the lay-by space for drivers. In the meantime, a new major transport route significantly influencing the layout and alignment of the D1 motorway has been constructed in the nearby area – the D4 motorway. Opened to traffic in 2021, the D4 had been designed without an interchange connection to the D1 motorway. A comprehensive proposal for the reconstruction and upgrade of the D1 motorway, now also taking the D4 motorway connection into account, was drawn up in the Building Permit Documentation in 2016. The valid Building Permit for the Project



Obr. 1 Situácia križovatky D1 a D4
Fig. 1 Layout of the D1 and D4 junction

je momentálne v pokročilom štádiu, pričom väčšina mostných objektov je už vybudovaných a slúžia svojmu účelu, resp. sú pred dokončením.

Objednávateľom stavby je Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava. Stavbu realizuje poľská spoločnosť Budimex S. A. Projektovú dokumentáciu na vykonanie prác vypracúva spoločnosť DOPRAVOPROJEKT a SHP SK. Výstavba sa riadi zmluvnými podmienkami žltej knihy FIDIC.

OPIS MOSTNÝCH OBJEKTOV

Rozperákové konštrukcie

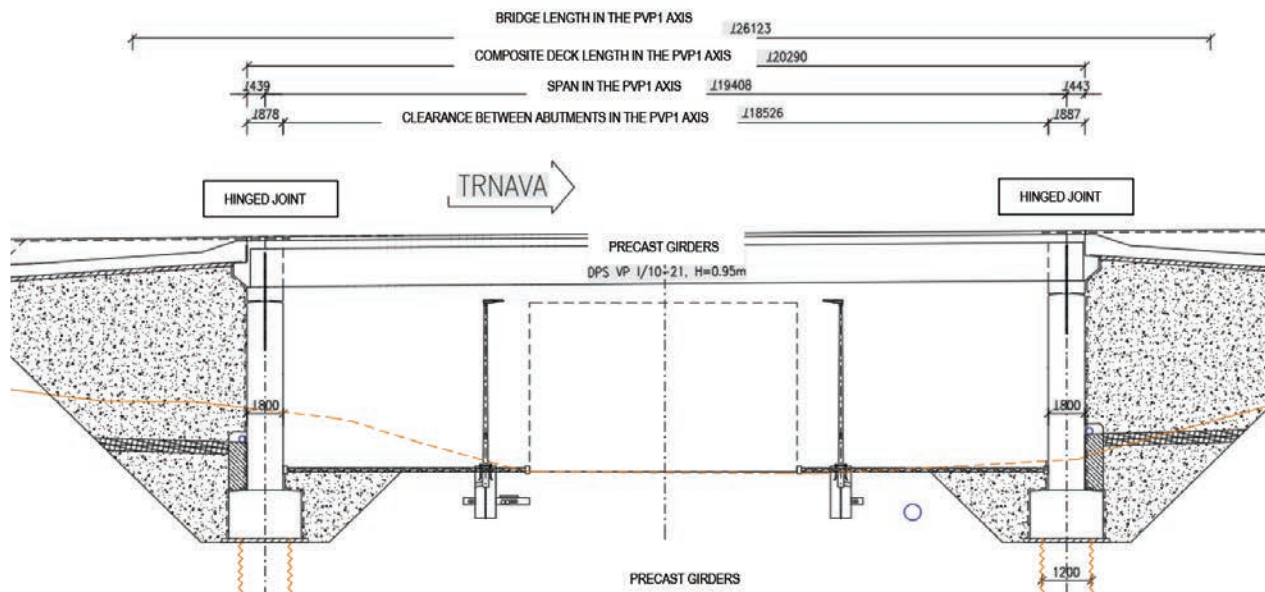
Na stavbe je s rozperákovým účinkom navrhnutých päť mostných objektov. Tri mosty sú na začiatku úseku, a to na diaľnici D1 ponad ulicou Pri mlyne, a dva na kolekte-

was obtained in 2020 and 2021 respectively. The Project is currently at an advanced stage, with most of the bridge structures either already built and in use, or nearing completion. The Client for the Project is Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Bratislava (the National Motorway Company, Slovakia). The Construction Contractor is BUDIMEX S.A., Poland. The suppliers of the Construction Design are DOPRAVOPROJEKT and SHP SK. The Project is based on the contractual conditions of the FIDIC Yellow Book.

DESCRIPTION OF BRIDGE STRUCTURES

Strut-braced structures

Five bridge structures with a strut-bracing effect have been designed for the Project. Three bridges are situated at the



Obr. 2 Pozdĺžny rez rozperákovou konštrukciou
Fig. 2 Longitudinal section of the strut-braced bridge



Obr. 3 Most na kolektorových pásoch ponad ulicu Pri mlyne, výstavba mosta na D1

Fig. 3 Bridge on collector roads over Pri mlyne Street, construction of the bridge on the D1

rových pásoch ponad tou istou ulicou. Ďalšie dva vedú na diaľnici D1 ponad Čiernu vodu a na účelovej komunikácii, takisto ponad Čiernou vodou. Ide o konštrukcie s jedným poľom s rozpätím 19,7 m (17,5 m kolmo). Nosnú konštrukciu mostov tvorí 13 až 16 ks typových, vopred predpätých tyčových prefabrikátov s dĺžkou 20,37 m. Nosníky sú spojené spriahajúcou železobetónovou doskou s hrúbkou 200 mm a koncovými priečnikmi, ktoré sú spojené so spodnou stavbou pomocou vrubových kĺbov. Spodná stavba je tvorená železobetónovými stenami a železobetónovými základovými pásmi. Založenie mosta je hĺbkové na veľkopriemerových pilótach. Výstavba mostov prebiehala počas prevádzky na miestnej komunikácii. Cesta bola uzavretá len počas búrania existujúceho mosta na D1 a kladenia nosníkov na mostoch.

Rámová konštrukcia – ocelobetónová

Ponad železničnú trať sú navrhnuté na D1 a kolektoroch tri mostné objekty. Zo statickej stránky predstavujú tieto mosty rámovú konštrukciu s jedným poľom s rozpätím v priemere 39,5 m (20,2 m kolmo). Nosnú konštrukciu mosta tvorí v dvoch prípadoch 14 ks a v jednom prípade 18 ks ocelových nosníkov s priemernou dĺžkou 29,20 m. Nosníky sú spojené spriahajúcou železobetónovou doskou s hrúbkou 250 mm. Ocelové nosníky aj so spriahajúcou železobetónovou doskou sú votknuté do nábehu krajných opôr. Spodná

beginning of the section – the D1 motorway section passing over Pri mlyne Street, and two on the collector roads passing over the same street. The other two are on the D1 motorway section crossing the Čierna voda river and on a service road (also crossing Čierna voda).

The bridges are single-span structures with a span of 19.7 m (17.5 m perpendicular). Their superstructures consist of 13 to 16 standard-type pre-stressed precast concrete beam elements, with a length of 20.37 m each. The girders are connected by a 200 mm thick reinforced concrete deck and end cross-beams, connected to the substructure by hinged joints. The substructure consists of reinforced concrete walls and reinforced concrete strip footings. The bridges have deep-set foundations with large-diameter piles.

The works on the bridges were carried out while the local road remained open to traffic and was closed only during the demolition of the existing bridge on the D1 and during the laying of the bridge girders.

Frame bridges – steel-and-concrete structures

The design includes three bridges on the D1 and collector roads passing over the railway line.

From the structural point of view, the bridges have the concept of a single-span frame structure with an average span of 39.5 m (20.2 m perpendicular). In two cases, the bridge superstructures consist of 14 steel girders, and one bridge has 18 steel girders. The girders have an average length of 29.20 m, and are connected by a 250 mm thick composite deck of reinforced concrete. The steel girders, together with the composite deck of reinforced concrete, are embedded in the haunched ramp of the abutment. The substructure consists of reinforced concrete abutments. The bridge on the collector roads has a deep-set foundation with large-diameter piles. The foundations on the D1 are a combination of large-diameter piles and micropiles. The micropiles were designed at the foundation locations of the original bridge.

Frame structures

At the D1-D4 junction, eight frame bridge structures are designed to span the junction branches. Their superstructures are made of reinforced concrete decks of even thickness, with haunched ramps at the abutments. The substructure of the bridges consists of reinforced concrete abutments on shallow foundations.

Composite continuous structures

Four bridge structures are designed over the Šúrsky Canal on the D1, on the collector roads and on the unpaved country road.

The superstructures are five-span, continuous, beam-type structures made of pre-stressed precast girders, with



Obr. 4 Pozdĺžny rez rámovou ocelobetónovou konštrukciou
Fig. 4 Longitudinal section of the steel-and-concrete frame bridge

stavba je tvorená železobetónovými oporami. Založenie mosta na kolektorových pásoch je hĺbkové, na veľkopriemerových pilótach. Založenie na D1 je kombinované sčasti na veľkopriemerových pilótach a sčasti na mikropilótach. Mikropilóty boli navrhnuté v miestach základu pôvodného mosta.

Rámové konštrukcie

V križovatke D1 s D4 je navrhnutých osem mostných rámových objektov, ktoré premostujú križovatkové vetvy. Nosnou konštrukciou je železobetónová doska s konštantnou hrúbkou s nábehom pri oporách. Spodnú stavbu mostov tvoria plošne založené železobetónové opory.

Spriahnuté spojité konštrukcie

Ponad Šúrsky kanál sú navrhnuté na D1, na kolektorových pásoch a na poľnej ceste štyri mostné objekty.

Nosné konštrukcie sú 5-polové, spojité, trámové, z vopred predpätých prefabrikovaných nosníkov, ktoré sú zmonolitnené v miestach priečnikov na podperách a oporách a spriahnuté so železobetónovou doskou s hrúbkou 200 mm. Rozpätie mostov v osi je $15,0 + 3 \times 18,5 + 15,0$ m. Nosnú konštrukciu mosta tvorí 7 až 17 ks typových, vopred predpätých tyčových prefabrikátov s dĺžkou 20,37 m. Opory a štyri medzilahlé piliere sú založené plošne. Medzilahlé podpery majú dve, resp. tri stojky v závislosti od šírky mosta.

Ďalšou spriahnutou spojitou konštrukciou je nadjazd na účelovej komunikácii ponad diaľnicu D1. Je navrhnutý ako 2-polový, spojitý, z vopred predpätých prefabrikovaných nosníkov so zmonilitňujúcimi priečnikmi a spriahnutou železobetónovou doskou s hrúbkou 200 – 365 mm.

Rozpätie mosta v osi je $29,9 + 29,9$ m. Nosnú konštrukciu mosta tvorí 6 ks typových, vopred predpätých tyčových prefabrikátov s dĺžkou 29,95 m. Spodná stavba pozostáva z krajných opôr a zo stredového piliera, založených na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm.

Úprava krídel a príslušenstva na existujúcom moste

V rámci PPP projektu pre výstavbu diaľnice D4 bol postavený most na D1 zohľadňujúci jej rozšírenie a križujúci



Obr. 5 Most na kolektorovom páse ponad železniciu
Fig. 5 Bridge on the collector road passing over the railway

cast-in-situ closure at the crossbeams on the piers and abutments and tied to a 200 mm thick reinforced concrete deck. The bridge spans in the centreline are $15.0 + 3 \times 18.5 + 15.0$ m. The superstructure consists of 7 to 17 standard-type pre-stressed precast beam elements, each 20.37 m long. The abutments and the four intermediate piers are set on shallow foundations. The intermediate piers have two or three columns, depending on the width of the bridge. Another composite continuous structure is the flyover on the service road over the D1 motorway. It is designed as a two-span, continuous structure made of pre-stressed precast girders with cast-in-situ crossbeams and a composite reinforced concrete deck with a thickness of 200 – 365 mm. The bridge span in the centreline is $29.9 + 29.9$ m. The bridge superstructure consists of six standard-type pre-stressed precast beam elements, with a length of 29.95 m each. The substructure consists of end abutments and a central pier, founded on large-diameter piles with a diameter of 1,200 mm.

Modification of the wing walls and accessories on the existing bridge

As part of the PPP project for the construction of the D4 motorway, a bridge was built on the D1 in consideration of its widening. The bridge intersects the D4 motorway. In this project, the D1 bridge wing walls that did not correspond to the widening of the D1 motorway had to be removed



Obr. 6 Most na D1 a kolektorovom páse ponad križovatkové vetvy
Fig. 6 Bridge on the D1 and collector road spanning the junction branches



Obr. 7 Most na kolektorovom páse vedúci ponad Šúrsky kanál
Fig. 7 Bridge on the collector road over the Šúrsky Canal

diaľnicu D4. V tejto stavbe sme na tomto moste na D1 odstraňovali krídla, ktoré nezodpovedali rozšíreniu diaľnice D1, a dopĺňali nové krídla. Krídla boli navrhnuté ako vystužené svahy, tento systém bol navrhnutý na celej stavbe. Zároveň bolo potrebné navrhnuť nové príslušenstvo, pričom sme museli vyhovieť požiadavke nezasahovať do novej konštrukcie, preto sme nemohli použiť klasické odvodňovače. Na odvodnenie boli použité žlaby z nehrdzavejúcej ocele, zaústené do pozdĺžneho odvodňovacieho potrubia.

ZÁVER

Návrhy mostných konštrukcií vychádzali z potrieb prekonávať jednotlivé prekážky s dôrazom na ich efektívnosť z pohľadu stavebných nákladov a času výstavby pri rešpektovaní plnenia všetkých požiadaviek na ich prevádzku. Pri ich návrhu sme prihliadali na minimálny zásah do existujúceho násypu D1.

Predmetný úsek diaľnice je v realizácii od konca roku 2022. V súčasnosti sú v prevádzke mosty na kolektorových pásoch. Na mostoch na D1 prebiehajú záverečné práce na úpravách pod mostmi. Predpokladaný termín odovzdania stavby do užívania je určený na rok 2026.

Cieľom výstavby prezentovanej stavby je vyriešiť hlavný dopravný problém spočívajúci v chýbajúcom prepojení diaľnic D1 a D4. Tým sa umožní plné využitie diaľnice D4, ktorá dopĺňa diaľnicu D1, druhú najstaršiu na Slovensku, prechádzajúcu mestom.

Rozšírenie diaľnice D1 zlepší dopravnú situáciu na vjazde do Bratislavy a výjazde z nej smerom na Trnavu v čase dopravných špičiek.

and new wing walls had to be added. The wing walls were designed as reinforced slopes. This system was applied throughout the entire construction. It was also necessary to design new accessories and to comply with the requirement not to interfere with the existing superstructure. Therefore, it was not possible to use conventional drains. Instead, stainless steel conduits discharging into a longitudinal drainage pipe were used.

CONCLUSION

The designs of the bridge structures were prepared with regard to the obstacles to be addressed on the Project site, with emphasis on the cost-efficiency and duration of the construction, and on compliance with all operational requirements. In the design, we took into account the need for minimal interference with the existing D1 embankment.

The section of the motorway in question has been under construction since the end of 2022. The bridges on the collector roads are already in use now, while final modification works beneath the bridges on the D1 are still in progress. The anticipated date for the handover of the Project for use is set for 2026.

The aim of the Project is to address the main traffic problem caused by the absence of connection between the D1 and D4 motorways. Elimination of this problem would facilitate the full use of the D4 motorway, which creates a network with the D1 motorway passing through the Slovak capital. The widening of the D1 motorway will improve the traffic situation at the entry and exit points between Bratislava and Trnava during peak traffic periods.



Za každou stavbou je príbeh stavebného inžiniera

CING 2026 – prihlasovanie projektov je otvorené.

Za každým projektom je viac než len výsledok. Sú to **rozhodnutia, skúsenosti a zodpovednosť**, ktoré formujú kvalitu stavieb okolo nás.

Súťaž **Cena Inžinierskej komory vo výstavbe** - CING 2026 – oceňuje diela, ktoré reprezentujú vysokú úroveň stavebného inžinierstva na Slovensku.

Prihlasovanie do 3. ročníka súťaže je otvorené **od 27. apríla 2026**.

Ak ste sa podieľali na projekte, ktorý má svoj význam, je čas ho predstaviť odbornej verejnosti.

Ukážte prácu, na ktorú môžete byť hrdí!

Slovenská komora stavebných inžinierov

www.sksi.sk | www.cenaing.sk

Cing

Cena inžinierskej
komory vo
výstavbe

budimex

Budujeme

lepšíu

budúcnosť



Cement preverený časom

Cement je po vode druhá najčastejšie používaná surovina vo svete. Vzhľadom na neustály rast svetovej spotreby betónu z dôvodu rastu svetovej populácie bude potreba cementu naďalej rásť. Výroba cementu je podľa expertov zodpovedná za vznik 7 – 8 % celkových emisií CO₂ vo svete vyprodukovaných ľudskou činnosťou.

Potenciál pre redukciiu emisií CO₂ pri výrobe cementu a betónu je veľký. V rámci Európskej klimatickej dohody si EÚ stanovila záväzný cieľ dosiahnuť klimatickú neutralitu do roku 2050. Ako medzistupeň ku klimatickej neutralite zvýšila EÚ svoje ambície v dokumente „FIT FOR 55“ tým, že si stanovila cieľ znížiť emisie CO₂ do roku 2030 aspoň o 55 % oproti referenčnému obdobiu z roku 1990.

Považská cementáreň berie záväzok ochrany životného prostredia pre budúce generácie ako prioritnú spoločenskú zodpovednosť. Zavádzaním najmodernejších dostupných technológií na výrobu cementu, prispôbovaním procesov a v spolupráci so svojimi zákazníkmi neustále znižuje emisie skleníkových plynov

vo výrobe (hlavne CO₂). Vysokokvalitnými zmesovými cementami s podielom trosky a vápenca Považská cementáreň úspešne nahradila vysokoemisné portlandské cementy.

Využívaním alternatívnych surovín a materiálov pri výrobe cementu, kontinuálnym zvyšovaním podielu alternatívnych palív, ktoré by inak boli záťažou pre životné prostredie, a neustálym energetickým zefektívaním výrobného procesu patrí cementáreň v Ladcoch už dlhé roky medzi lídrov v uvádzaní nízkoemisných cementov na stavebný trh strednej Európy. Jedným z hlavných cieľov je čo najviac eliminovať využívanie fosílnych palív v procese výroby. V Ladcoch sa podarilo znížiť využívanie fosílnych palív o viac ako 80%! Aj na úkor ziskovosti sú využívané alternatívne palivá s vysokým obsahom biomasy.

Považská cementáreň už dnes spĺňa ciele zníženia CO₂ pri výrobe cementu vychádzajúce z dokumentu „FIT FOR 55“. Dobrou správou je, že pri výrobe zmesových cementov sa v Ladcoch využíva množstvo alternatívnych surovín na úkor portlandského slinku. Vďaka vysokej



stabilite výroby a sofistikovanej kontrole výrobného procesu dosahujú zmesové cementy kvalitatívne parametre klasických portlandských cementov a tým sú plnohodnotnou zelenou alternatívou voči konvenčným cementom.

Nízkoemisné zmesové cementy z Ladiec sú žiadané nielen na Slovensku. S využitím bezemisnej železničnej prepravy si našli veľké uplatnenie pri výstavbe infraštruktúry a náročných stavebných projektoch v stredoeurópskom regióne. Špičková kvalita zmesových cementov je vysoko cenená na mnohých náročných stavebných dielach s vysokou celospoločenskou hodnotou.





Považská cementárň už viac ako 135 rokov prináša na stavebný trh nielen kvalitné cementy, ale aj zodpovedné, inovatívne a hlavne dlhodobu udržateľné riešenia. V 135-ročnej histórii ladčianskych cementárov nebol zisk prioritným účelom, ale prostriedkom na dosiahnutie väčšieho dobra. Príbeh ladčianskej cementárne, popri zabezpečovaní úloh v zložitom hospodárskom prostredí s dominanciou nadnárodných koncernov, je dlhodobu postavený

na spoločenských, duchovných a etických hodnotách. Na Slovensku patrí k firmám s najväčšou dôveryhodnosťou a spĺňa najprísnejšie kritériá spoľahlivosti a stability na stredoeurópskom trhu.

Každý má vlastnú cestu a možnosť niečo zmeniť, aby sa svet stal obývateľnejší a ľudskejší. Ľudia si často myslia, že činy, ktoré dávajú nádej, by mal robiť niekto iný. Pre ladčianskych cementárov je podnikanie

v oblasti výroby cementu niečo vyššie a vznešenejšie. Je to možnosť zachovania hodnôt pre budúce generácie, ktoré preveril čas. ■

www.pcla.sk



Nový cestný nadjazd na Ulici 1. mája v Žiline

Príspevok informuje o aktuálnom stave výstavby cestného nadjazdu v Žiline, ktorý je budovaný ako predĺženie Ulice 1. mája a prevádza mestskú komunikáciu nad existujúcou zástavbou, ktorú tvorí 16 koľají ŽST Žilina a 3 miestne komunikácie. Nosnú konštrukciu mosta tvorí sedem poli s celkovou dĺžkou mosta 331,5 m, v priečnom reze ide o predpätý dvojtrám, odľahčený v zavesenom poli a typický v nadväzujúcich estakádových poliach. Nosná konštrukcia je nad jednotlivými podporami stužená pomocou spodných eliptických dosiek. Dvojtrám je symetricky zavesený v hlavných poliach s dĺžkou 75 m pomocou ôsmich párov závesov cez pylón v tvare „V“ s výškou 27 m. Príspevok je zameraný na podrobnosti samotnej výstavby mosta.

A new road overpass on 1. May Street in Žilina

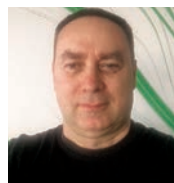
The article provides information about the current state of construction of the road overpass in Žilina that is being built as an extension of 1. May Street. It carries the city road over the existing infrastructure consisting of 16 tracks at the Žilina railway station and 3 local roads. The bridge's supporting structure consists of seven spans with a total length of 331.5 m; in cross-section, it is a prestressed double-girder bridge, with a lightened design in the suspended span and a standard design in the connecting viaduct spans. The supporting structure is braced above the individual supports using lower elliptical plates. The double-girder bridge is symmetrically suspended in the main spans, each 75 m long, using eight pairs of hangers attached to a 27-meter-high V-shaped pylon. This text will focus on the details of the bridge's construction.



Matúš Uhlík



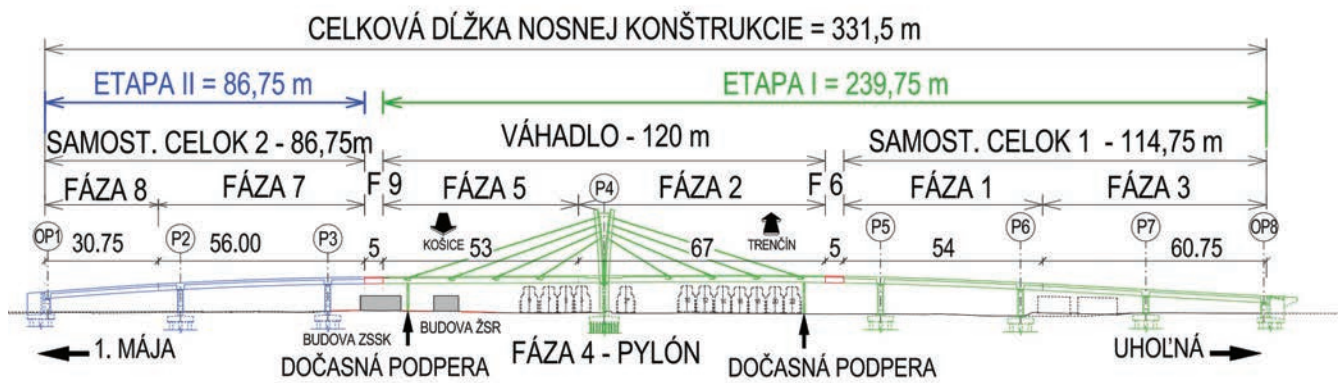
Filip Glovina



Libor Konečný

Záverom roka 2025 bola daná do užívania nová autobusová stanica v Žiline, v nadväznosti na čo sa rozbehla dostavba nového cestného sedempolového nadjazdu v Žiline. Etapa II zahŕňa preložky inžinierskych sietí a následne dobudovanie nadväzujúcej estakády s napojením na Ulicu 1. mája (tri podpery a mostné polia 1 a 2 s konzolovým presahom do poľa 3). Most bude po dostavbe prevádzať dvojprúdovú mestskú komunikáciu kategórie MZ 8,5/40 (bez verejných chodníkov) z centra mesta ponad koľaje železničnej stanice Žilina a dve komunikácie a napojí sa križovatkou na komunikáciu I/61 (Lavobrežná ulica). Celková dĺžka cestného prepojenia bude takmer 635 m.

Due to the fact that the new bus terminal in Žilina was put into service at the end of 2025, construction of a new seven-span road overpass in Žilina has begun. Phase II includes the relocation of utility lines and the subsequent completion of the connecting overpass with a connection to 1. May Street (three supports and bridge spans 1 and 2 with a cantilevered extension into span 3). Once completed, the bridge will carry a two-lane urban road of category MZ 8.5/40 (without public sidewalks) from the city centre over the tracks of the Žilina railway station and two other roads and will connect via an intersection to Road I/61 (Lavobrežná Street). The total length of the road connection will be nearly 635 m.



Obr. 1 Postup výstavby mosta – rozvinutý pohľad
Fig. 1 Bridge construction process – plan



Obr. 2 Celkový pohľad na most (zdroj: GEFOS Slovakia, s. r. o.)
Fig. 2 General view of the bridge (source: GEFOS Slovakia, s. r. o.)

KONCEPCIA MOSTA

Pôdorysné a výškové vedenie mosta muselo byť prispôsobené existujúcej ceste na Ulici 1. mája a budove, ktorú spravuje ZSSK pri križovatke Ulice 1. mája a Hviezdoslavovej ulice. Konštrukcia mosta zároveň prechádza vo výške 7 m nad niveletou koľají, čo bola požiadavka ŽSR na zabezpečenie dostatočnej podchodnej výšky nad zrekonštruovanou traťou žilinskej stanice. Medzilahlé podpory mosta bolo možné umiestniť iba v osiach nástupísk. Na Uhoľnej ulici bola polohou kľúčového kanalizačného zberača DN 1200 obmedzená možnosť jeho presunu, čo ovplyvnilo riešenie napojenia konca mosta. Okrem technických požiadaviek bolo potrebné, aby most esteticky zapadol do intravilánu mesta a bol v súlade s priemyselným charakterom okolia železničnej stanice. Hlavným cieľom návrhu bolo, aby bol most nielen funkčný, ale aby svojim vzhľadom doplnil a obohatil architektonickú scéneriu mesta (obr. 2).

STATICKÝ A DYNAMICKÝ VÝPOČET MOSTA

V rámci programového systému Midas Civil vypracovala firma LKM Consult podrobnú statickú a dynamickú analýzu. Vzhľadom na zložitú geometriu mosta, postupnú výstavbu a použitý typ prierezu bola nosná konštrukcia modelovaná ako priestorový rošt. Na overenie rozdelenia napätí v pričnom reze, vyhodnotení lokálnych oblastí kotvenia závesov, rebier a oblasti podpôr bol vytvorený

BRIDGE DESIGN

The bridge's plan and elevation had to be adapted to the existing road on 1. May Street and the building managed by ZSSK at the intersection of 1. May and Hviezdoslavova Streets. The bridge structure also passes 7 meters above the track level, which was a requirement of investor (Slovak railways) to ensure sufficient clearance height over the reconstructed track at the Žilina station. The intermediate bridge supports could only be placed along the axes of the platforms. On Uhoľná Street, the location of the key DN 1200 sewer collector limited the possibility of relocating it, which influenced the design of the bridge's connection at the end.

In addition to technical requirements, it was necessary for the bridge to blend aesthetically into the cityscape and harmonize with the industrial character of the area surrounding the railway station.

The main objective of the design was for the bridge to be not only functional but also to complement and enrich the city's architectural landscape with its appearance.

STATIC AND DYNAMIC BRIDGE ANALYSIS

Using the Midas Civil software package, LKM Consult conducted a detailed static and dynamic analysis. Given the bridge's complex geometry, phased construction, and the type of cross-section used, the load-bearing

doskovo-stenový 3D model celej konštrukcie. Veľká pozornosť sa venovala podporovým oblastiam dvojtrámov s doplnenou spodnou doskou, výstavbe zavesených polí a ich postupnému napínaniu pomocou súdržných predpínacích káblov. Pylóny boli počítané nelineárnou analýzou so zohľadnením účinkov 2. rádu. Výstupy z podrobného priestorového modelu nosnej konštrukcie vrátane seizmických účinkov slúžili na dimenzovanie spodnej stavby (ložísk, návrhu pilierov a založenia).

S ohľadom na postupnú výstavbu, zmeny statického systému a rozdielny čas vzniku konštrukčných prvkov bola vykonaná detailná časovo-závislá analýza nosnej konštrukcie. Tieto výpočty slúžili na stanovenie redistribúcie statických účinkov, určenie reakcií na montážne podpory a analýzy účinkov od reologických javov, ako sú dotvarovanie a zmrašťovanie.

Statickým posúdením sa preukázalo splnenie medzných stavov použiteľnosti a únosnosti, splnenie požiadavky na dekompresiu v oblasti predpínacích káblov v častej kombinácii a doplnenie betonárskej výstuže na obmedzenie šírky trhlín v prierezoch, v ktorých bola v charakteristickej kombinácii prekročená ťahová pevnosť (typicky v dvojtrámoch spodné vlákna pri vnútorných podperách). Celkovo vysoká hladina normálových napätí korešponduje s použitím vysokopevnostného betónu pre mostovku aj pylón.

Pomocou dynamickej analýzy sa ďalej vyčíslili vlastné tvary konštrukcie a preukázalo sa, že zavesená odľahčená konštrukcia má prijateľnú odozvu na dynamické budenie. Samotné závesy boli ďalej posúdené na únavové rozkmity napätia a vhodným konštrukčným usporiadaním závesov sa znížili riziká spojené s kmitaním závesov vplyvom vetra.

VÝSTAVBA MOSTA – ETAPA I

Zakladanie

Vzhľadom na zaťaženie, geológiu a typ konštrukcie mosta bolo navrhnuté hlbinné zakladanie mosta. S výnimkou podpory P4 je spodná stavba založená na veľkopriemero- vých pilótach Ø 900 mm. Základ pod pylónom je založený na mikropilótach vzhľadom na trakčné vedenie a sťažený prístup vrtnej súpravy v priestore železničnej stanice, ktorá musela zostať po celý čas výstavby mosta v prevádzke.

Zhotoviteľ použil mikropilóty s tyčovou výstužou ANP-SAS Ø 57,5 mm ST670/800 s dvojitoú protikoróznou ochranou.



Obr. 3 Eliptické spodné dosky – pilier P5 (zdroj: Jarmila Uhlíková)
Fig. 3 Elliptical base plates – P5 pillar (source: Jarmila Uhlíková)

structure was modelled as a spatial truss. To verify the stress distribution in the cross-section and evaluate the local anchorage areas of the hangers, ribs, and support areas, a 3D plate-and-wall model of the entire structure was created. Great attention was paid to the support areas of the double-girder sections with a supplementary bottom plate, the construction of the suspended spans, and their gradual tensioning using cohesive prestressing cables. The pylons were analysed using nonlinear analysis, taking into the account second-order effects. The results from the detailed spatial model of the supporting structure, including seismic effects, were used to design the substructure (bearings, pillar design, and foundations).

Given the phased construction, changes to the static system, and the varying construction schedules of the structural elements, a detailed time-dependent analysis of the load-bearing structure was performed. These calculations were used to determine the redistribution of static effects, identify reactions on temporary supports, and analyse the effects of rheological phenomena such as creep and shrinkage.

The structural analysis demonstrated compliance with the serviceability and ultimate limit states, compliance with the decompression requirement in the area of prestressing cables under frequent load combinations, and the addition of concrete reinforcement to limit crack widths in cross-sections where tensile strength was exceeded under characteristic load combinations (typically in the lower fibers of double-beam girders at internal supports). The overall high level of normal stresses corresponds to the use of high-strength concrete for both the bridge deck and the pylon.

Using dynamic analysis, the natural modes of the structure were further quantified, and it was demonstrated that the suspended lightweight structure exhibits an acceptable response to dynamic excitation. The hangers themselves were further evaluated for fatigue stress cycles, and the risks associated with wind-induced vibration of the hangers were reduced through an appropriate structural arrangement of the hangers.

BRIDGE CONSTRUCTION – PHASE I

Bridge foundation

Given the loads, geology, and type of bridge structure, deep foundations were designed for the bridge. With the exception of support P4, the substructure is founded on large-diameter piles (Ø 900 mm). The foundation under the pylon is based on micropiles, due to the overhead power lines and the difficult access for the drilling rig in the area of the railway station, which had to remain in operation throughout the entire construction of the bridge. The contractor used ANP-SAS Ø57.5 mm ST670/800 bar-reinforced micropiles with double anti-corrosion protection.

Substructure

The bridge substructure consists of two end supports and six intermediate piers, of which pier No. 4 has an atypical, wider shape because it serves to support the pylon. The abutments consist of a foundation slab, wings, and a retaining wall, in front of which is a pier of the same shape as the intermediate piers.

Spodná stavba

Spodnú stavbu mosta tvoria dve krajné opory a šesť medziľahlých pilierov, z ktorých pilier P4 je tvarom atypický a širší, pretože slúži na podoprenie pylónu. Opory sú tvorené základovou doskou, krídlami a opornou stenou, pred ktorou je predsađený pilier s rovnakým tvarom, ako majú medziľahlé piliere.

Nosná konštrukcia

Najväčšou výzvou pre zhotoviteľa bola bezpochyby výstavba nosnej konštrukcie mosta, a to z viacerých dôvodov:

1. Postup výstavby musel byť skoordínovaný s postupom výstavby železničnej stanice, zároveň musela byť zachovaná prevádzka minimálne na dvoch kolajach: Zmestia sa dočasné nosníky a debnenie nosnej konštrukcie medzi prejazdny profil vlaku a spodnú hranu vodorovnej konštrukcie?
2. Použitie betónu triedy C60/75 pre nosnú konštrukciu a pylón: Podarí sa ho betonárke v našich podmienkach vyrobiť a dodať v požadovanej kvalite?
3. Silné vystuženie konštrukcie v zakrivených častiach mosta: Bude možné dostatočne previbrovať/prehnutiť spodnú plochu trámov?
4. Komplikovaný a stále sa meniaci tvar priečných rebier, ktorých tvar bol odvodený od sklonu závesu: Nájde zhotoviteľ dostatočne šikovných tesárov na výrobu ich debnenia?

Postup výstavby etapy I bol rozdelený na výstavbu dvoch samostatne stojacich konštrukcií (obr. 1). Vo fáze 1 bolo

Superstructure

The greatest challenge for the contractor was undoubtedly the construction of the bridge's superstructure, for several reasons:

1. The construction process had to be coordinated with the construction of the railway station, while maintaining operations on at least two tracks – would the temporary beams and formwork for the supporting structure fit between the train's clearance profile and the bottom edge of the horizontal structure?
2. Use of C60/75 concrete for the supporting structure and pylon – will the concrete plant be able to produce and deliver it in the required quality under our conditions?
3. Heavy reinforcement of the structure in the curved sections of the bridge – will it be possible to sufficiently vibrate/compact the bottom surface of the beams?
4. The complex and constantly changing shape of the transverse ribs, whose shape was derived from the slope of the suspension – will the contractor find sufficiently skilled carpenters to construct their formwork?

The construction process for Phase I was divided into the construction of two separate structures (Fig. 1). In Phase 1, a strongly curved span 5 with cantilevers was constructed on the supporting formwork from SAFE company. Subsequently, a 67-meter-long suspended span 4 with a small cantilever into span 3 was reinforced and concreted (Phase 2). In this span, the bridge's cross-section contains transverse ribs used for anchoring and transferring forces from the hangers. In the next phase (Phase 3), spans 6



Obr. 4 Betonáž poľa 4 (zdroj: STRABAG, s. r. o.)

Fig. 4 Concrete pouring for Field 4 (source: STRABAG s. r. o.)



Obr. 5 Pohľad na sklonené pylóny mosta (zdroj: Jarmila Uhlíková)
 Fig. 5 A view of the bridge's sloping pylons (source: Jarmila Uhlíková)



Obr. 6 Výsledný vzhľad mosta nad traťou (zdroj: Jarmila Uhlíková)
 Fig. 6 Final appearance of the bridge over the railway track (source: Jarmila Uhlíková)

na podpernej skruži od firmy SAFE vybudované pôdorysne silne zakrivené pole 5 s presahmi (konzolami). Následne sa vystužilo a vybetónovalo 67 m dlhé zavesené pole 4 s malým presahom do poľa 3 (fáza 2). V tomto poli sa v priečnom reze mosta nachádzajú priečne rebrá slúžiace na kotvenie a prenos síl zo závesov. V ďalšej fáze (fáza 3) sa dobudovali v jednom zábere poľa 6 a 7. Po vyzretí betónu bol samostatný celok 1 predopnutý káblami spojitosti od firmy VSL (v elektricky izolovanom prevedení). V priestore koncov zavesenej časti boli vybudované dočasné ocelové stojky, ktoré zabezpečovali stabilitu vahadla. Po predopnutí poľa 4 sa začala výstavba sklonených pylónov mosta (fáza 4). Vzhľadom na jednotný tvar pylóna mohol zhotoviteľ používať debnenie od firmy PERI opakovane raz na jednej a raz na druhej strane mosta.

Jedna strana mosta tak bola neustále v predstihu o jeden takt oproti druhej. Celkovo boli pylóny rozdelené na sedem záberov. Vzhľadom na vlastnú tiaž a sily v závesoch bolo nevyhnutné vyrobiť pylóny nadvýšené. Toto bola jedna z najväčších výziev pre projektanta, zhotoviteľa a geodeta stavby, pretože aj nosná konštrukcia zaveseného poľa bola vyrobená nadvýšená.

V pylónoch sa vo vyšších taktoch s chirurgickou presnosťou osádzali ocelové sedlá pre závesy, ktoré museli byť nastavené tak, aby bolo po výstavbe pylónov možné most bez problémov zavesiť (trafiť sa s lanami do chráničky a kotvy závesu v rebrách). Až po predopnutí ôsmich závesov mosta (každý záves má 37 lán od firmy VSL) most a pylón nadobudli svoj projektovaný tvar.

Súčasne s budovaním pylónov prebiehala výstavba druhého zaveseného poľa 3 (fáza 5). Po jeho dokončení a predopnutí káblami spojitosti s polom 4 sa postupne aktivovali závesy mosta. Najkratšie závesy neboli dopnuté na 100 % projektovanej sily s ohľadom na obmedzenie ťahov pri spodných vláknach pred pylónom a ich dopnutie je viazané na dokončenie príslušenstva alebo dokončenie etapy 2. Ostatné závesy sa napli na inštaláčnej sily (1 MN). Následne sa dobudovala uzatváracia lamela s dĺžkou 5 m (fáza 6), ktorá spojila celky 1 a 2 do spojitkej konštrukcie. Deaktiváciou dočasnej stojky pri uzatváracjej lamele sa ukončila výstavba 1. etapy nosnej konštrukcie estakády, ktorá má momentálne dĺžku bezmála 240 m.

and 7 were completed in a single pour. After the concrete had cured, the separate unit 1 was prestressed with VSL continuity cables (in an electrically insulated design). Temporary steel supports were erected at the ends of the suspended section to ensure the stability of the cantilever. After prestressing span 4, construction of the bridge's inclined pylons began (Phase 4). Due to the uniform shape of the pylon, the contractor was able to reuse PERI formwork, alternating between one side of the bridge and the other.

One side of the bridge was thus constantly one cycle ahead of the other. In total, the pylons were divided into seven sections. Due to their own weight and the forces in the suspension cables, the pylons had to be built with a superelevation. This was one of the greatest challenges for the designer, contractor, and surveyor, as the supporting structure of the suspended span was also built with a superelevation.

In the pylons, steel saddles for the suspension cables were installed with surgical precision at higher levels; these had to be positioned so that, once the pylons were constructed, the bridge could be suspended without any problems (ensuring the cables aligned with the protective sleeves and suspension anchors in the ribs). Only after the eight bridge suspension cables were pre-tensioned (each suspension cable consists of 37 strands from VSL company) did the bridge and pylon assume their designed shape.

Concurrently with the construction of the pylons, work proceeded on the second suspension span (Span 3, Phase 5). Following its completion and the pre-tensioning of the cables connecting it to Span 4, the bridge's suspension cables were gradually activated. The shortest spans were not tensioned to 100 % of the design force due to tension limitations on the lower strands in front of the pylon, and their tensioning is contingent upon the completion of accessories or the completion of Phase 2. The remaining stays were tensioned to installation forces (1 MN). Subsequently, a 5-meter-long closure slab (Phase 6) was completed, connecting Sections 1 and 2 into a continuous structure. With the deactivation of the temporary support at the closure slab, construction of the first phase of the flyover's supporting structure was completed; it currently spans nearly 240 m.

Príslušenstvo mosta

Nosná konštrukcia je na spodnú stavbu uložená pomocou hrncových ložísk od firmy MAGEBA. Pod pylónom na pilieri P4 je umiestnené pevné ložisko s požadovanou zvislou únosnosťou 26 MN. To zodpovedá dodaným ložiskám s rozmermi 900 × 900 mm. Všetky ložiská, hlavne na opore OP8, museli byť osovo nasmerované na pevné ložisko.

Na dokončenom konci mosta nad OP8 bol nainštalovaný lamelový (roštový) mostný záver rovnako od firmy MAGEBA umožňujúci šikmý pohyb konca konštrukcie. Mostný záver musel byť teda prednastavený nielen pozdĺžne, ale aj priečne.

Ako posledným inštalovaným prvkom v I. etape bolo postupné armovanie a betonáž monolitických ríms. Na ich výstavbu použil zhotoviteľ oceľové ramená, ktoré kotvil cez dočasné chemické kotvy do mostovky mosta.

Monitoring mosta

Samostatnú kapitolu si zaslúžia merania, ktoré boli na moste vykonávané a budú sa aj ďalej realizovať:

1. Do veľkopriemerových pilót boli osadené snímače sledujúce napätie v betóne a výstuž pilót a do spodnej stavby boli napojené na snímače vyvedené do meracích skriniek nad terén, umožňujúce zmeranie hladiny bludných prúdov v konštrukciách.
2. Na kotvy súdržného predpätia boli osadené elektromagnetické snímače umožňujúce trvalé merania poklesu napätia; vyvedené boli do meracej skrine na mostovke pri pylóne.
3. Na kotvy závesov boli osadené elektromagnetické snímače umožňujúce trvalé merania poklesu napätia; vyvedené boli do meracej skrine na mostovke pri pylóne.
4. Výstuž nosnej konštrukcie bola napojená na snímače vyvedené do meracej skrine na mostovke pri pylóne; snímače umožňujú zmeranie hladiny bludných prúdov v konštrukciách.
5. Na moste bude nainštalovaný kamerový systém na sledovanie situácie na moste so širším záberom na okolie a s inštaláciou jednej meteorologickej stanice na sledovanie atmosférických veličín.

Merania boli navrhnuté s cieľom trvalého sledovania správania sa neštandardnej konštrukcie mosta. Zabezpečovanie a vyhodnocovanie meraní bude úlohou budúceho správcu mosta – Mesta Žiliny.

ZÁVER

Kľúčovým pre rýchly postup na stavbe sa ukázal 3D model tvaru mosta. Na vytvorenie komplikovaného tvaru nosnej konštrukcie použil projektant program EasyBridge od firmy BlueberryS. Ten zahŕňal nielen komplikované priečne preklápanie mostovky, ale aj postupné zúženie nosnej konštrukcie mimo závesov mosta, zmeny šírky trámov a ostatné detaily mosta (napríklad náliatky). Geodet stavby tak mohol pomocou tohto modelu vytýčiť akúkoľvek časť mosta a zhotoviteľ mohol pracovníkom vytlačiť (aj vizuálne) každý nejasný detail v nosnej konštrukcii. Termín dokončenia mosta (koniec etapy II) sa predpokladá v polovici roka 2027.

Bridge accessories

The supporting structure is supported on the substructure by pot bearings from MAGEBA. A fixed bearing with a required vertical load-carrying capacity of 26 MN is located beneath the pylon on pier P4. This corresponds to the supplied bearings measuring 900 x 900 mm. All bearings, particularly those on support OP8, had to be axially aligned with the fixed bearing.

At the completed end of the bridge over OP8, a laminated (grating) bridge abutment, also from MAGEBA, was installed to allow for diagonal movement of the structure's end. The bridge abutment therefore had to be pre-adjusted not only longitudinally but also transversely. The final element installed in Phase I was the progressive reinforcement and concreting of the monolithic cornices. For their construction, the contractor used steel formwork, which was anchored to the bridge deck via temporary chemical anchors.

Bridge monitoring

The measurements that have been and will be taken on the bridge deserve a separate section.

1. Sensors monitoring stress in the concrete were installed in the large-diameter piles; the reinforcement of the piles and the substructure were connected to the sensors, which were routed to measurement boxes above ground level, enabling the measurement of stray current levels in the structures,
2. Electromagnetic sensors were installed on the cohesion prestressing anchors to enable continuous measurement of stress drop; these were routed to a measurement box on the bridge deck near the pier,
3. Electromagnetic sensors were installed on the suspension anchors to enable continuous measurement of voltage drop, with signals routed to a measurement box on the bridge deck near the pylon,
4. The reinforcement of the supporting structure was connected to sensors, with signals routed to a measurement cabinet on the bridge deck near the pylon, enabling the measurement of stray current levels in the structures,
5. A camera system will be installed on the bridge to monitor the situation on the bridge with a wider view of the surroundings, along with the installation of a single weather station to monitor atmospheric parameters.

Measures were designed to continuously monitor the behavior of the bridge's non-standard structure. The future bridge administrator – the City of Žilina – will be responsible for conducting and evaluating these measurements.

CONCLUSION

The 3D model of the bridge's shape proved to be key to rapid progress on the construction site. To create the complex shape of the supporting structure, the designers used the EasyBridge program from BlueberryS. This included not only the complex transverse tilting of the bridge deck but also the gradual tapering of the supporting structure away from the bridge's hangers, changes in beam width, and other bridge details (e.g., abutments). Using this model, the construction surveyor was able to stake out any part of the bridge, and the contractor could highlight (even visually) any unclear details in the supporting structure for the workers. The bridge is expected to be completed (end of Phase II) in mid-2027.

Cestná konferencia 2026 v znamení noviniek

Nahradí umelá inteligencia cestárov? Aké sú možnosti uplatnenia umelej inteligencie v cestnej doprave? Čo všetko prinášajú projekty Programu Slovensko pre rozvoj cestnej siete na Slovensku? O týchto a ďalších témach diskutovalo viac ako dvesto odborníkov z celého Slovenska a Českej republiky na Cestnej konferencii 2026.

Slovenská cestná spoločnosť zorganizovala v dňoch 24. – 25. marca 2026 v hoteli Park Inn v Bratislave najvýznamnejšie odborné podujatie v oblasti cestného stavitelstva a hospodárstva na Slovensku – **Cestnú konferenciu 2026**. Na slávnostnom otvorení konferencie sa zúčastnili predseda Úradu pre územné plánovanie a výstavbu SR Milan Valašik, generálny riaditeľ Sekcie cestnej dopravy a pozemných komunikácií Ministerstva dopravy SR Peter Tvrdoň, investičný riaditeľ Národnej diaľničnej spoločnosti Július Mihálik, podpredseda České silniční spoločnosti Zdeněk Komůrka a predseda Slovenskej cestnej spoločnosti a odborný garant podujatia Ján Šedivý. Tento ročník sa niesol v znamení noviniek. Konferencia sa uskutočnila v novom priestore na nábreží Dunaja v hoteli Park Inn, v pozmenenom formáte a súčasťou konferencie bola aj technická exkurzia na obchvat Bratislavy D4R7. Počas otvorenia kon-

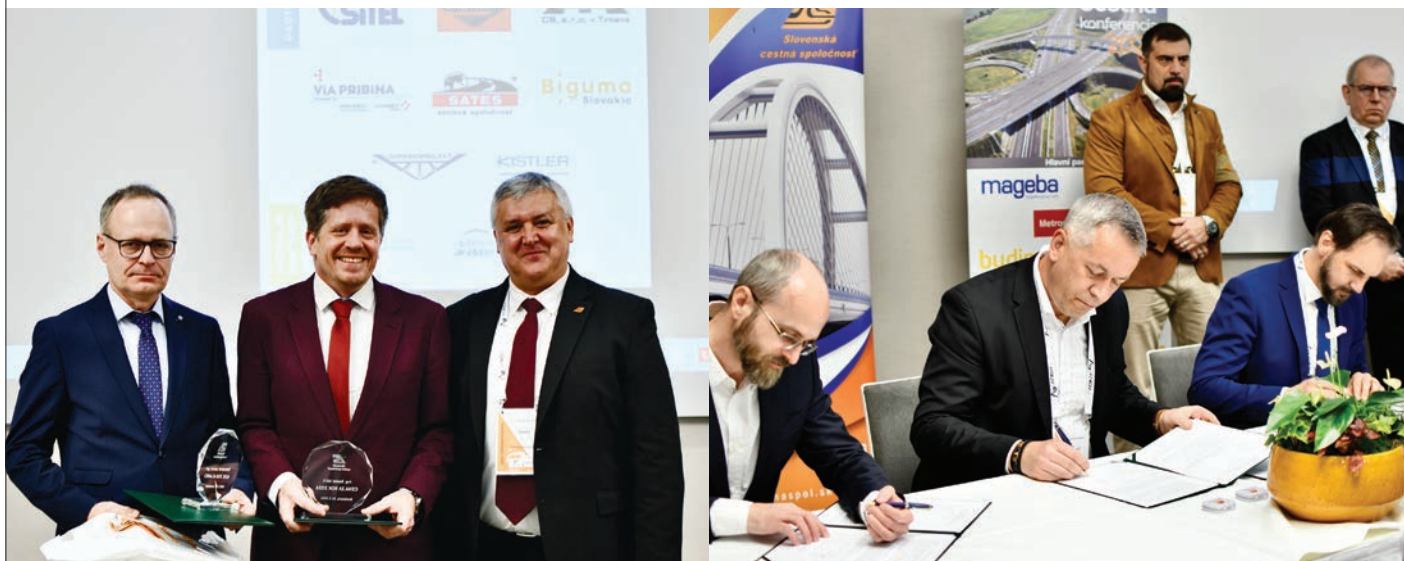
ferencie bola slávnostne podpísaná Dohoda o spolupráci medzi Slovenskou cestnou spoločnosťou a ďalšími siedmimi stavovskými odbornými spoločnosťami pôsobiacimi v oblasti cestného hospodárstva a inžinierskeho stavitelstva. Cieľom dohody je vzájomná spolupráca a koordinácia odborných aktivít a činnosti zúčastnených aktérov dohody. Cena Slovenskej cestnej spoločnosti za mimoriadny prínos v oblasti medzinárodnej spolupráce za rok 2026 bola udelená generálnemu riaditeľovi Ředitelství silnic a dálnic ČR Radkovi Mátlovi a predsedovi redakčnej rady Silničního obzoru Ondřejovi Vohradskému. Počas konferencie bola odovzdaná aj cena za najlepšiu dizertačnú prácu absolventovi Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline Ing. Filipovi Cigáňovi, PhD., za prácu s názvom Použitie neuronových sietí v rámci pokročilých konštitučných modelov zemín. Jedným z bodov programu bolo aj vyhodnotenie Mostárskej modelárskej súťaže, ktorej cieľom bolo navrhnúť a vytvoriť model priehradového mosta, ktorý preniesie čo najväčšie zaťaženie. Súťažiaci mohli použiť len predpísaný materiál – lišty z balzového dreva a lepidlo. Víťazom sa stal most, ktorý preniesol až 45 kg závažia. Postavili ho bývalí spolužiaci, absolventi Stavebnej fakulty Technickej univerzity v Košiciach, ktorí sa súťaže zúčastňujú pravidelne.

Pozornosť odbornej časti bola zameraná na prípravu, financovanie a výstavbu cestnej infraštruktúry, inovácie a technický rozvoj pri správe a údržbe cestnej siete, výstavu diaľnic z pohľadu investorov a zhotoviteľov a význam umelej inteligencie v cestnej doprave. Cestná konferencia je dôležitou platformou pre širokú odbornú verejnosť na výmenu najnovších informácií a poznatkov z cestného stavitelstva a hospodárstva na Slovensku.

Záštitu nad konferenciou prijal minister dopravy SR Jozef Ráž. Konferencia sa konala v spolupráci s Ministerstvom dopravy SR a s podporou Programu Slovensko. Tento národný eurofondový program je kľúčovým nástrojom na zlepšenie kvality života v slovenských regiónoch. Na dostavbu a modernizáciu cestnej dopravy je vyčlenených viac ako 1,2 miliardy eur. Peniaze smerujú do dostavby chýbajúcich úsekov diaľnice D3, rýchlostnej cesty R2, R3 a do výstavby obchvatov miest Šaľa, Sabinov, Prievidza či Stropkov. Ministerstvo dopravy je lídrom v čerpaní eurofondov. V absolútnych číslach dosahuje spomedzi všetkých rezortov najvyššiu úroveň vyhlásených výziev, zazmluvnených prostriedkov aj čerpania. ■

Odborné závery z Cestnej konferencie sú zverejnené na www.cestnaspol.sk. Ďakujeme partnerom podujatia za podporu a všetkým účastníkom konferencie a tešíme sa na stretnutie na Cestnej konferencii 2027.

Slovenská cestná spoločnosť



**SMTS**

Budujeme infraštruktúru pre lepší život

Sme odborníci na výstavbu
dopravných, vodohospodárskych
a ekologických stavieb
na území Slovenskej republiky.
Naše projekty vieme realizovať
už od fázy návrhu.



Súčasť Skupiny

**VIADesign**

Projektujeme infraštruktúru pre lepší život

Sme projektová kancelária
špecializujúca sa na dopravné
a inžinierske stavby.
Pomáhame od nápadu
až po realizáciu.



Súčasť Skupiny



Rekonštrukcia mostov ponad Biskupický kanál a Váh na ceste I/9 vo Veľkých Bierovciach

V roku 1965 boli v rámci výstavby úseku cesty I. triedy I/9 (podľa starého označenia I/50) uvedené do prevádzky dva mostné objekty ponad Biskupický kanál a Váh, budované toho času novou technológiou letnej betonáže nosnej konštrukcie. Mosty sú oddelené 90,0 m dlhým násypom s výškou 5,0 m. S ohľadom na závažné poruchy a havarijný technický stav sa mosty dostali na hranicu svojej životnosti. Od roku 2022 prebiehala ich rekonštrukcia, v roku 2024 sa pristúpilo k demolácii mostov a aktuálne prebieha komplexná prestavba s realizáciou nových mostných konštrukcií.

Reconstruction of the bridges over the Biskupice Canal and the Váh river on road I/9 in Veľké Bierovce

In 1965, as part of the construction of the 1st class road section I/9 (formerly designated I/50), two bridge structures over the Biskupice Canal and the Váh river were put into operation, built at that time using the new technology of cantilever casting (free cantilever method) of the superstructures. The bridges are separated by a 90.0 m long embankment with a height of 5.0 m. Due to serious defects and emergency technical conditions, the bridges reached the end of their service life. Reconstruction of the bridges has been underway since 2022; in 2024, their demolition was initiated, and currently, a comprehensive reconstruction is taking place involving the implementation of new bridge structures.



Tatiana Baciková



Miroslav Strieška

Cesta I/9 tvorí hlavnú dopravnú tepnu v smere západ – východ (ČR – R1) v regióne okresov Trenčín, Bánovce nad Bebravou, Prievidza a Žiar nad Hronom. Cesta I/9 je zaradená do siete TEN-T. Z dôvodu vysokého stupňa poškodenia a deformácií cementobetónového krytu sa v roku 2022 začalo s rekonštrukciou cesty I/9 v úseku Chocholná – Mníchova Lehota. V rámci predmetnej stavby boli navrhnuté prestavby a rekonštrukcie siedmich mostov. Menšie 1-polovové mosty boli zdemolované a postavili sa nové konštrukcie. V prípade dvoch viacpolových a náročnejších mostov – ev. č. 50-080 cez Biskupický kanál a ev. č. 50-081 ponad Váh – sa zahájila rekonštrukcia so zosilnením nosnej konštrukcie. V čase projektovej prípravy rekonštrukcie mostov a komunikácie predmetnej trasy malo výhľadovo významný vplyv na intenzitu dopravy vybudovanie rýchlostnej cesty „R2 úsek D1 – Chocholná“

Road I/9 forms the main transport artery in the West–East direction (CZ – R1) in the region of the Trenčín, Bánovce nad Bebravou, Prievidza, and Žiar nad Hronom districts. Road I/9 is included in the TEN-T network. Due to a high degree of damage and deformation of the cement-concrete pavement, the reconstruction of road I/9 in the Chocholná – Mníchova Lehota section was launched in 2022. Within the subject construction project, the rebuilding and reconstruction of seven bridges were designed. Smaller single-span bridges were demolished and new structures were built. In the case of two multi-span and more complex bridges, reg. no. 50-080 over the Biskupice Canal and reg. no. 50-081 over the Váh, reconstruction with the strengthening of the superstructure was initially started. During the design preparation phase for the reconstruction of the bridges and the road of the subject route, the construction

v koridore cesty I/9 (plánované uvedenie R2 do prevádzky najskôr v roku 2025). V priebehu výstavby však došlo k prehodnoteniu technického riešenia rekonštrukcie mostov ponad Biskupický kanál a Váh z dôvodu vážnych porúch, havarijného technického stavu a prehodnotenia zámeru zahájenia výstavby rýchlostnej cesty R2, ktorá sa odložila na neurčité obdobie.

Na realizáciu rekonštrukcie stavby „Cesta I/9 v úseku Chocholná – Mníchova Lehota“ vybral objednávateľ Slovenská správa ciest, š. p., vo verejnej súťaži zhotoviteľa združenie stavebných firiem SMS, a. s., a VIAKORP, s. r. o. Na realizácii mostných objektov sa podieľali SMS, a. s., PREFA PRO, a. s., FREYSSINET CS, a. s., členovia skupiny VINCI Construction CS. S ohľadom na význam cesty I/9 je stavba čiastočne financovaná zo zdrojov EÚ a realizácia sa uskutočňuje zmluvnými podmienkami „červenej knihy“ FIDIC. Výstavba prebieha podľa dokumentácie, ktorú spracovala projekčná kancelária Valbek SK, spol. s r. o.

SO 201 REKONŠTRUKCIA MOSTA – MOST EV. Č. 50-080 NAD KANÁLOM

Pôvodný stav

Pôvodný mostný objekt (obr. 1) tvorila trojpolová staticky určitá nosná konštrukcia s kĺbom v strede druhého poľa. Posuvný kĺb s ocelovými pohyblivými ložiskami zabezpečoval spojitost zvislých deformácií. Rozpätia jednotlivých polí boli 23,01 m + 61,209 m + 22,836 m. Nosná konštrukcia mosta bola trámová s dvojkomorovým priečnym rezom s premennou výškou. Pre výstavbu prvého a tretieho poľa sa použila technológia výstavby nosnej konštrukcie na pevnej skruži. Druhé pole bolo budované od pilierov technológiou nesymetrickej letmej betonáže. V strednom poli sa v záverečnej fáze realizovalo „kĺbové spojenie konzol nosnej konštrukcie“. Nosná konštrukcia bola predpätá predpínacou výstužou z patentovaných drôtov $\varnothing 7,0$ mm, ktoré boli uložené v otvorených žlaboch v hornej doske komorového prierezu. Krajné polia budované na pevnej skruži mali súdržnú predpínaciu výstuž v stenách komorového prierezu vedenú v kanálikoch. Stenové piliere boli s nosnou konštrukciou spojené pomocou vrubového kĺbu. Na nábrežné krajné opory bola nosná konštrukcia uložená cez kyvné stenky.

V rámci pôvodnej rekonštrukcie bolo v projektovej dokumentácii DRS (11/2019) navrhnuté odstránenie stredovej degradovanej časti s kĺbom, zmonolitnenie vahadiel a zosilnenie nosnej konštrukcie externými predpínacími káblami vedenými v deviátoroch v strede hlavného poľa. Bola plánovaná výmena mostného zvršku a sanácia spodnej stavby.



Obr. 1 Pohľad na pôvodný most nad Biskupickým kanálom
Fig. 1 View of the original bridge over the Biskupický Canal

of the "R2 expressway section D1 – Chocholná" in the I/9 road corridor (planned commissioning of the R2 no earlier than 2025) was expected to have a significant impact on traffic intensity. During construction, the technical solution for the reconstruction of the bridges over the Biskupice Canal and the Váh was re-evaluated due to serious defects, emergency technical conditions, and the reassessment of the intent to start construction of the R2 expressway, which was postponed indefinitely.

For the implementation of the reconstruction of the project "Road I/9 in the Chocholná – Mníchova Lehota section," a consortium of construction companies SMS a. s. and VIAKORP, s. r. o. was selected by the employer, Slovenská správa ciest, š. p. (Slovak Road Administration), through a public tender. SMS a. s., PREFA PRO a. s., FREYSSINET CS a. s., members of the VINCI Construction CS group, participated in the construction of the bridge structures. Considering the significance of the road I/9, the project is partially financed by EU funds and implementation is carried out under the FIDIC "Red Book" contract conditions.

SO 201 RECONSTRUCTION OF BRIDGE NO. 50-080 OVER THE CANAL

Original condition

The original bridge structure consisted of a three-span statically determinate superstructure with a hinge in the middle of the second span. A sliding hinge with steel movable bearings ensured the continuity of vertical deformations. The spans of individual fields were 23.01 m + 61.209 m + 22.836 m. The bridge superstructure was a beam type with a two-cell box cross-section of variable height. For the construction of the first and third spans, the technology of casting on fixed scaffolding was used. The second span was built from the piers using the technology of asymmetrical free cantilever casting. In the middle span, a "hinged connection of the superstructure cantilevers" was implemented in the final phase. The superstructure was prestressed with prestressing reinforcement made of patented $\varnothing 7.0$ mm wires, which were placed in open troughs in the top slab of the box section. The outer spans built on fixed scaffolding had bonded prestressing reinforcement in the walls of the box section guided in ducts. The wall piers were connected to the superstructure by means of a notched hinge. On the embankment end abutments, the superstructure was supported via rocker walls.

Within the original reconstruction, the Detail Design Documentation (DRS 11/2019) proposed the removal of the central degraded part with the hinge, making the balanced cantilevers monolithic, and strengthening the superstruc-



Obr. 2 Demolícia stredného poľa po odstrele
Fig. 2 Demolition of the central span after blasting



Obr. 3 Montáž nosníkov stredného poľa nad kanálom
Fig. 3 Installation of the beams of the central span over the canal

V priebehu rekonštrukcie pôvodného mosta po odstránení pravého mostného zvršku a degradovanej zálievky káblových žlabov na povrchu komorovej nosnej konštrukcie došlo postupne počas dňa 19. 4. 2023 k uvoľneniu a pretrhnutiu niekoľkých nosných predpínacích drôtov. Uvoľnenie predpínacích drôtov reagovalo na zataženie mostnej konštrukcie účinkami dopravy (vedenej po polovici mosta). Po vyhodnotení všetkých bezpečnostných rizík bol stanovený havarijný technický stav mosta a určilo sa okamžité uzavretie pre všetku dopravu. Stavebné práce na rekonštrukcii a zosilnení boli zastavené. Na mostnom objekte následne prebiehali diagnostické práce a monitoring konštrukcie. Výsledky potvrdili havarijný technický stav existujúcej nosnej konštrukcie. Na základe vyhodnotenia vykazovalo 85 % predpínacej výstuže poškodenie. Most je na konci svojej životnosti, Investor stavby rozhodol o odstránení existujúcej konštrukcie.

Demolícia pôvodného mosta

S ohľadom na nové technické riešenie mosta nad Biskupickým kanálom bola nevyhnutná kompletná demolícia pôvodnej mostnej konštrukcie okrem základov krajných opôr a hlbinného zakladania pilierov. Demolačné práce boli zahájené v 01/2025 odstránením mostného zvršku a uvoľnením klbového spojenia v strede hlavného poľa. Na demoláciu oboch konzolových častí komorovej nosnej konštrukcie nad kanálom bola s ohľadom na výšku a nedostupnosť použitá technológia riadeného odstrelu s použitím trhaviny, ktorá sa umiestnila do prierezu pred piliere a do koncovej oblasti konzol (obr. 2). Zvyšná časť nosnej konštrukcie, prvé a druhé pole, bola zdemolovaná mechanicky pomocou čelustových rýpadiel z úrovne terénu. Suť z mosta bola triedená a recyklovaná na ďalšie využitie v rámci stavby.

Po demolácii objektu sa nad kanálom vedľa mosta na vtoku zriadilo staveniskové dočasné mostné provizórium, ktoré zaistilo prístup k stavbe na druhom brehu kanála a k susednému mostu cez Váh.

Nová mostná konštrukcia ponad Biskupický kanál

Nový most je navrhnutý ako semi-integrovaný 3-polový spojený s rozpätím polí 25,655 + 55,180 + 26,110 m. Ide o spriahnutú železobetónovú konštrukciu s využitím dodatočne a hybridne predpätých nosníkov typu „SMP Petra“ s dĺžkou 31,5 m v krajných poliach a 40,0 m v stred-

ture with external prestressing cables guided in deviators in the middle of the main span. A replacement of the bridge deck and rehabilitation of the substructure were planned. During the reconstruction of the original bridge, after removing the right bridge deck and the degraded filling of the cable troughs on the surface of the box superstructure, several load-bearing prestressing wires gradually loosened and snapped during the day on April 19, 2023. The release of the prestressing wires reacted to the loading of the bridge structure by traffic effects (guided over half of the bridge). After evaluating all safety risks, an emergency technical state of the bridge was declared, and an immediate closure for all traffic was ordered. Construction work on the reconstruction and strengthening was halted. Diagnostic work and monitoring of the structure subsequently took place on the bridge. The results confirmed the emergency technical condition of the existing superstructure. Based on the evaluation, 85% of the prestressing reinforcement showed damage. The bridge is at the end of its service life; the Investor of the project decided to remove the existing structure.

Demolition of the original bridge

With regard to the new technical solution of the bridge over the Biskupice Canal, a complete demolition of the original bridge structure was necessary, except for the foundations of the end abutments and the deep foundations of the piers. Demolition works were started in 01/2025 by removing the bridge deck and releasing the hinge connection in the middle of the main span. For the demolition of both cantilever parts of the box superstructure over the canal, considering the height and inaccessibility, controlled blasting technology using explosives was used, which were placed into the section in front of the piers and in the end area of the cantilevers. The remaining part of the superstructure, the first and second spans, were demolished mechanically using jaw excavators from ground level. Debris from the bridge was sorted and recycled for further use within the project.

After the demolition of the object, a temporary site bridge was established over the canal next to the bridge at the inlet, which ensured access for construction to the other bank of the canal and to the neighbouring bridge over the Váh.

New bridge structure over the Biskupice Canal

The new bridge is designed as a semi-integrated 3-span continuous structure with spans of 25.655 + 55.180 + 26.110 m. It is a composite reinforced concrete structure utilizing post-tensioned and hybridly prestressed beams of the "SMP Petra" type with a length of 31.5 m in the outer spans and a length of 40.0 m in the middle span. The position of the piers and end abutments was kept in the original locations, considering the spatial arrangement and the requirements of the Biskupice Canal administrator.

The piers have a notched hinge in the lower part and are fixed (monolithic frame connection) into the monolithic cross-beams of the superstructure at the top. On the abutments, the upper structure is supported on a pair of pot bearings.

In the cross-section, the bridge consists of 6 prefabricated T-shaped beams with a height of 1.8 m, which are placed on a cross-beam starter in the area above the internal piers

nom poli. Poloha pilierov a krajných opôr bola zachovaná v pôvodnom umiestnení s ohľadom na priestorové usporiadanie a požiadavky správcu Biskupického kanála. Pilieri sú v dolnej časti spojené s vrubovým kĺbom, hore sú rámoovo votknuté do monolitických priečnikov nosnej konštrukcie. Na oporách je horná stavba uložená na dvojici hrncových ložísk.

V priečnom reze tvorí most 6 prefabrikovaných nosníkov v tvare T s výškou 1,8 m, ktoré sú v oblasti nad vnútornými piliermi uložené na priečnikový zárodok a na plastmaltu s následným dobetónovaním monolitických priečnikov. Nosníky sú vyrobené z betónu C55/67 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0,1 – Dmax16 – S4. Spriahnutie je zabezpečené železobetónovou doskou z betónu C35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0,4 – Dmax16 – S4 s premennou hrúbkou ~ 250 mm. V krajných poliach ide o jednodielne hybridne predpäté nosníky s dĺžkou 31,5 m. V strednom sú nosníky s dĺžkou 40,0 m zložené z 3 kusov zopnutých na stavbe dodatočným predpätím. Po zmonolitnení celej nosnej konštrukcie vrátane stredových a koncových priečnikov boli obojstranne napínané káble spojitosti, ktoré zaisťujú spojitost konštrukcie v pozdĺžnom smere. Použitý je certifikovaný predpínací systém od dodávateľa Freyssinet pre 7 a 13 lán s priemerom 15,7 mm z ocele St1640/1860 s veľmi nízkou relaxáciou.

Nové krajné opory sú založené na mikropilótach s priemerom vrtu 220 mm a použitými výstužnými rúrami 108/16 mm z ocele S355 s dĺžkou 9,0 m. Stredové piliere sú založené hlbinné na veľkopriemerových pilótach s priemerom 620 mm, spolu je to 47 ks pre každý pilier. Pilóty na pilieroch boli vrátane pomedzi existujúce zachované baranené pilóty.

Príslušenstvo mosta tvoria obojstranné celomonolitické chodníkové rímky, do ktorých je kotvené zvodidlo, zábradlie a optické zábrany proti vtákom. Ďalšími súčasťami sú odvodnenie, dilatačné mostné závery a úpravy pod mostom. Vozovka na moste je dvojvrstvová s hrúbkou 90 mm so strechovitým sklonom 2,5 %.

Na základe korózneho prieskumu sa na mostnom objekte uskutočnili ochranné opatrenia na obmedzenie vplyvu bludných prúdov „stupeň č. 4“ podľa TP 081.

SO 202 REKONŠTRUKCIA MOSTA – MOST EV. Č. 50-081 NAD VÁHOM

Pôvodný stav

Mostný objekt s dĺžkou 280,05 m sa skladal z dvoch dilatačných celkov. Prvý z 3 polí mal rozpätia 49 + 70,3 + 49 m, druhý rozpätia 33 + 33 + 33 m. Nosná konštrukcia mosta prvého dilatačného celku nad riekou Váh bola trámová s dvojkomorovým priečnym rezom s premennou výškou. Na výstavbu sa použila technológia letmej betonáže, dve vahadlá na pilieroch P2 a P3. Vahadlá boli v záverečnej fáze kĺbovo spojené. Realizovalo sa súdržné pozdĺžne aj priečne predpätie vedené v kanálikoch. Nosnú konštrukciu druhého dilatačného celku tvorili vopred predpäté tyčové nosníkové prefabrikáty I-67 s výškou 1,4 m, na ktorých bol zhotovený vyrovnávajúci betón. V priečnom reze tvorilo každé pole šesť nosníkov, roznos bol zabezpečený priečnym predpätím. Spodnú stavbu mosta tvorilo päť pilierov a dve opory. Pilieri P2 a P3 boli rámoovo spojené s nosnou konštrukciou vahadiel. Nosná konštrukcia z nosníkov bola uložená na hrncové ložiská. Spodná stavba bola plošne založená.

and set on plastic mortar with subsequent casting of monolithic cross-beams. The beams are made of concrete C55/67 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0.1 – Dmax16 – S4. The composite action is ensured by a reinforced concrete slab made of concrete C35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0.4 – Dmax16 – S4 of variable thickness ~ 250 mm.

In the outer spans, these are single-piece hybridly prestressed beams 31.5 m long. In the middle span, these are 40.0 m long beams composed of 3 pieces tensioned on-site by additional post-tensioning. After making the entire superstructure monolithic, including the central and end cross-beams, continuity cables were tensioned from both sides, ensuring the continuity of the structure in the longitudinal direction. A certified prestressing system from the supplier Freyssinet is used for 7 and 13 strands of 15.7 mm diameter made of St1640/1860 steel with very low relaxation.

The new end abutments are founded on micropiles with a borehole diameter of 220 mm and used reinforcing pipes 108/16 mm of S355 steel with a length of 9.0 m. The central piers are founded deeply on large-diameter piles of 620 mm diameter, a total of 47 units for each pier. The piles at the piers were drilled between the existing preserved driven piles.

Bridge accessories consist of bilateral fully monolithic sidewalk cornices, into which the crash barriers, railings, and optical bird barriers are anchored. Furthermore, drainage, expansion joints, and modifications under the bridge are included. The pavement on the bridge is double-layered with a thickness of 90 mm and a roof-shaped slope of 2.5 %.

SO 202 RECONSTRUCTION OF BRIDGE NO. 50-081 OVER THE VÁH RIVER Original condition

The bridge structure with a length of 280.05 m consisted of 2 expansion units. The first of 3 spans with spans of 49 + 70.3 + 49 m, the second of 3 spans with spans of 33 + 33 + 33 m. The bridge superstructure of the first expansion unit over the Váh river was a beam type with a two-cell box cross-section of variable height. For construction, free cantilever casting technology was used, two balanced cantilevers on piers P2 and P3. The balanced cantilevers were hinge-connected in the final phase. Prestressing was implemented as bonded, both longitudinally and transversely, guided in ducts. The superstructure of the second expansion unit consisted of pre-tensioned I-67 beam prefabricated units with a height of 1.4 m, on which levelling concrete was cast. In the cross-section, each span was formed by six beams, with distribution ensured by transverse prestressing. The bridge substructure consisted of five piers and two abutments. Piers P2 and P3 were frame-connected to the superstructure of the balanced cantilevers. The beam superstructure was supported on pot bearings. The foundation of the substructure was shallow. Within the original reconstruction, the Detail Design Documentation (DRS 11/2019) proposed strengthening the superstructure of the first expansion unit with external prestressing cables guided by deviators in the section cells. In the second expansion unit, strengthening of the prefabricated structure by implementing a composite slab was planned. A replacement of the bridge deck and rehabilitation of the substructure with concrete encasement of the piers were planned.



Obr. 4 Pohľad na pôvodný most nad Váhom
Fig. 4 View of the original bridge over the Váh River

V rámci pôvodnej rekonštrukcie bolo v projektovej dokumentácii DRS (11/2019) navrhnuté zosilnenie nosnej konštrukcie prvého dilatačného celku externými predpínacími káblami vedenými deviátormi v komorách prierezu. V druhom dilatačnom celku bolo plánované zosilnenie prefabrikovanej konštrukcie realizáciou spriahajúcej dosky. Bola plánovaná výmena mostného zvršku a sanácia spodnej stavby s obetonovaním pilierov.

V priebehu rekonštrukcie mostného objektu 09/2023 boli v hornej doske komorovej nosnej konštrukcie vytvorené otvory pre budúce deviátory a kotvenie dodatočných externých káblov. V miestach vytvorených otvorov boli odhalené pôvodné pozdĺžne, ako aj priečne predpínacie káble. Vykonal sa prehliadka a pasportizácia odkrytej predpínacej výstuže, zdokumentovali sa koróziou napadnuté laná, úplne prekorodované predpínacie kanáliky a laná pozdĺžneho predpätia najmä v oblasti konzol nosnej konštrukcie. V kanálikoch pozdĺžneho predpätia sa preukázali uvoľnené predpínacie laná. Pri endoskopickej kontrole predpínacích kanálikov sa ukázalo, že takmer všetky kanáliky priečného predpätia hornej dosky sú bez injektáže a laná sú napadnuté silnou koróziou. Zároveň sa sprístupnili komory medzi prefabrikovanými nosníkmi v druhom dilatačnom celku. Vrchná dobetonávka a príruby nosníkov boli úplne rozpadnuté a bolo obnažené priečne predpätie bez injektáže kanálikov s koróziou lán. S ohľadom na zistené vážne poruchy pôvodnej nosnej konštrukcie nebolo možné zabezpečiť požadovanú životnosť a trvanlivosť mostného objektu. Z tohto dôvodu sa rozhodlo o zmene koncepcie rekonštrukcie, spočívajúcej v demolácii pôvodnej nosnej konštrukcie a jej nahradení novou.

Demolácia pôvodného mosta

Na demoliáciu nosnej konštrukcie sa použili dve technológie – riadený odstrel a mechanické búranie. Vzhľadom na výšku cca 17,0 m nosnej konštrukcie vahadla P2 nad tokom Váh a priestorové usporiadanie koryta sa na demoliáciu vahadla P2 použila trhavina s riadeným odstrelom mostnej konštrukcie a jej pádom pod most. Následne sa betónová suť drvila búracím rýpadlom. Zvyšná časť nosnej konštrukcie, druhé vahadlo a časť mosta s nosnou

During the reconstruction of the bridge structure in 09/2023, openings were created in the top slab of the box superstructure for future deviators and anchoring of additional external cables. In the locations of the created openings, original longitudinal as well as transverse prestressing cables were exposed. An inspection and inventory of the exposed prestressing reinforcement were performed; corrosion-affected strands, completely corroded prestressing ducts, and longitudinal prestressing strands, especially in the area of the superstructure cantilevers, were documented. Loose prestressing strands in the longitudinal prestressing ducts were proven. During endoscopic inspection of the prestressing ducts, it was discovered that almost all transverse prestressing ducts of the top slab were without grouting and the strands were affected by severe corrosion. At the same time, the cells between the prefabricated beams in the second expansion unit were accessed. The top concrete topping and the beam flanges were completely disintegrated, with exposed transverse prestressing without duct grouting and with corrosion of the strands. Given the serious defects discovered in the original superstructure, it was not possible to ensure the required service life and durability of the bridge structure. For this reason, it was decided to change the reconstruction concept, consisting of the demolition of the original superstructure and its replacement with a new one.

Demolition

Two technologies were used for the demolition of the superstructure – controlled blasting and mechanical demolition. Due to the height of approximately 17.0 m of the P2 cantilever superstructure over the Váh flow and the spatial arrangement of the riverbed, explosives with controlled blasting of the bridge structure and its fall under the bridge were used for the demolition of balanced cantilever P2. Subsequently, the concrete debris was crushed by a demolition excavator. The remaining part of the superstructure, the second balanced cantilever, and the part of the bridge with the beam prefabricated superstructure were demolished mechanically using jaw excavators from ground level. Within the substructure, piers P4 to P6 were retained

konštrukciou z tyčových prefabrikátov boli zdemolované mechanicky, pomocou čelustových rýpadiel z úrovne terénu. V rámci spodnej stavby sa ponechali piliere P4 až P6, ktoré sa opätovne využili ako podpery pre novo navrhovanú mostnú konštrukciu. Súť z mosta bola triedená a recyklovaná na ďalšie využitie v rámci stavby.

Nová mostná konštrukcia ponad rieku Váh a inundačné územie

Nová nosná konštrukcia mosta je navrhnutá ako 7-polovú spojitú spriahnutú s použitím hybridne a dodatočne predpätých prefabrikovaných nosníkov typu „SMP Petra“. Rozpätie polí mosta je 42,02 + 42,4 + 42,4 + 42,41 + 33,46 + 32,895 + 32,855 m. V prvých štyroch poliach majú nosníky dĺžku 42,0 m a v ďalších troch poliach dĺžku 33,0 m. Vzhľadom na dĺžku jednotlivých nosníkov bol medzi oporu O1 a pôvodný pilier P4 doplnený nový pilier, čím sa počet podpier zvýšil z pôvodných päť na šesť.

V priečnom reze tvorí most 6 prefabrikovaných nosníkov v tvare T s výškou 1,85 m, ktoré sú nad podperami uložené na prefabrikovaných priečnikových doskách. Nosníky sú vyrobené z betónu C55/67 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0,1 – Dmax16 – S4. Spriahnutie je zabezpečené železobetónovou doskou z betónu C35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0,4 – Dmax16 – S4 s premennou hrúbkou ~ 250 mm.

V poliach 2, 3, 4 v rozsahu toku Váh majú nosníky dĺžku 42,0 m a sú zložené z 3 kusov zopnutých na stavbe dodatočným predpätím. V poliach 5, 6 a 7 ide o jednodielne hybridne predpäté nosníky s dĺžkou 33,0 m betonované vcelku. Spojitosť nosnej konštrukcie je zabezpečená monolitickými nadpodporovými železobetónovými priečnikmi a spriahajúcou doskou. Použitý je certifikovaný predpínací systém od dodávateľa Freyssinet.

Spodnú stavbu mosta tvorí šesť medzilahlých pilierov s výškou 6,5 ~ 13,0 m a dvomi krajnými oporami. Pilieri P2, P3, P4 sú nové vrátane zakladania, tvorí ich dvojica stĺpov šesťuholníkového tvaru. Drieky pilierov P5, P6, P7 sú ponechané z pôvodného mosta, vykonalo sa ich obetónovanie a následne sa na hornú časť zrealizovali nové priečne statíva. Nosná konštrukcia je uložená na spodnú stavbu dvojicou hrncových ložísk, pričom pevné ložiská sú umiestnené na pilieroch P3 a P4. Krajné opory sú navrhnuté v polohe pôvodných ako masívne železobetónové konštrukcie.

Nové krajné opory sú založené na mikropilótach s priemerom vrtu 220 mm a použitými výstužnými rúrami 108/16 mm z ocele S355 s dĺžkou 12,0 m. Stredové pilieri P2, P3, P4 sú založené hlbinné na veľkopriemerových pilótach s priemerom 1 200 mm, spolu je to 6 ks pre každý pilier. Založenie pôvodných pilierov P5, P6, P7 sa na základe geotechnického posúdenia zachovalo ako plošné. Príslušenstvo mosta tvoria obojstranné celomonolitické chodníkové rímky, do ktorých je kotvené zvodidlo, zábradlie a optické zábrany proti vtákom. Ďalšími súčasťami sú odvodnenie, dilatčné mostné závery a úpravy pod mostom. Vozovka na moste je dvojvrstvá s hrúbkou 90 mm a so strechovitým sklonom 2,5 %.

Na základe korózneho prieskumu sa na mostnom objekte uskutočnili ochranné opatrenia na obmedzenie vplyvu bludných prúdov „stupeň č. 3“ podľa TP 081.

REALIZÁCIA PRESTAVBY MOSTNÝCH OBJEKTOV

Realizácia a projektová príprava rekonštrukcie a prestavby mostných objektov bola náročná z pohľadu

and reused as supports for the newly designed bridge structure. Debris from the bridge was sorted and recycled for further use within the project.

New bridge structure over the Váh and floodplain

The new bridge superstructure is designed as a 7-span continuous composite structure using hybridly and post-tensioned prefabricated beams of the "SMP Petra" type. The spans of the bridge are 42.02 + 42.4 + 42.4 + 42.41 + 33.46 + 32.895 + 32.855 m. In the first four spans, there are beams with a length of 42.0 m, and in the next three spans, the beams have a length of 33.0 m. Due to the length of the individual beams, a new pier was added between abutment O1 and the original pier P4, increasing the number of supports from the original five to six.

In the cross-section, the bridge consists of 6 prefabricated T-shaped beams with a height of 1.85 m, which are supported on prefabricated cross-beam slabs over the supports. The beams are made of concrete C55/67 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0.1 – Dmax16 – S4. The composite action is ensured by a reinforced concrete slab made of concrete C35/45 – XC4, XD1, XF2 (SK) – Cl 0.4 – Dmax16 – S4 of variable thickness ~ 250 mm.

In spans 2, 3, and 4 within the range of the Váh flow, these are 42.0 m long beams composed of 3 pieces tensioned on-site by additional post-tensioning. In spans 5, 6, and 7, these are single-piece hybridly prestressed beams 33.0 m long cast in one piece. The continuity of the superstructure is ensured by monolithic over-support reinforced concrete cross-beams and a composite slab. A certified prestressing system from the supplier Freyssinet is used.

The bridge substructure consists of six intermediate piers with a height of 6.5 ~ 13.0 m and two end abutments. Piers P2, P3, and P4 are new, including foundations, consisting of a pair of hexagonal-shaped columns. The shafts of piers P5, P6, and P7 are retained from the original bridge; their concrete encasement was performed, and subsequently, new transverse pier heads were implemented on the upper part. The support of the superstructure on the substructure is carried out by a pair of pot bearings, with fixed bearings placed on piers P3 and P4. The end abutments are designed in the positions of the original ones as massive reinforced concrete structures.

The new end abutments are founded on micropiles with a borehole diameter of 220 mm and used reinforcing pipes 108/16 mm of S355 steel with a length of 12.0 m. The central piers P2, P3, and P4 are founded deeply on large-diameter piles of 1200 mm diameter, a total of 6 units for each pier. The foundation of the original piers P5, P6, and P7 is preserved as shallow based on geotechnical assessment.

Bridge accessories consist of bilateral fully monolithic sidewalk cornices, into which the crash barriers, railings, and optical bird barriers are anchored. Furthermore, drainage, expansion joints, and modifications under the bridge are included. The pavement on the bridge is double-layered with a thickness of 90 mm and a roof-shaped slope of 2.5 %.

IMPLEMENTATION OF THE BRIDGE RECONSTRUCTION

The implementation and design preparation for the reconstruction and rebuilding of the bridge structures were challenging from the perspective of unpredictable



Obr. 5 Demolícia nosnej koňštrukcie nad Váhom stav po odstrele
Fig. 5 Demolition of the superstructure over the Váh River after blasting

nepredvídateľných okolností, ktoré nastali v úvodných fázach výstavby zosilnenia pôvodných nosných koňštrukcií. Bol nutný zdĺhavý proces prerokovania, vyjadrení od dotknutých orgánov a vyžadovalo sa stavebné povolenie na demoláciu, nové objekty stavby a vyvolané investície.

Vplyv predmetnej stavby na dopravu je pre lokalitu zásadný. Bolo nevyhnutné operatívne zaistiť bezpečnosť dopravy na ceste I/9 v čase náhleho mimoriadne havarijného technického stavu mostov s odklonom dopravy na obchádzkovú trasu po miestnych komunikáciách. Zároveň boli na pôvodných mostoch zavesené významné inžinierske siete vedenia VN a vodovodu, ktoré zásobovali okolitú obytnú zástavbu, a musela sa urgentne realizovať ich preložka pretlakom popod Biskupický kanál a Váh.

Mostné objekty križujú významné vodné toky s komplikovaným prístupom, čo si vyžadovalo atypický návrh technického riešenia a technológie realizácie nielen nových mostov, ale aj demoláciu pôvodných koňštrukcií.

Na demoláciu pôvodných mostov sa využila dosiaľ neštandardná technológia s použitím trhaviny s riadeným odstreľom nosnej koňštrukcie a jej pádom pod most. Technológiu uskutočnila spoločnosť DETONICS S.A. Na dosiahnutie rýchlosti a efektívnosti výstavby a vzhľadom na nedostupný terén pod mostmi boli prefabrikované koňštrukcie jasnou voľbou. Prefabrikované nosníky „SMP Petra“ sa vcelku, resp. po častiach dovážali z výroby PREFA PRO v Brandýse nad Labem, vzdialenej 360 km od miesta stavby. Nosníky sú individuálne navrhnuté a vyrobené podľa požiadaviek nutných na prenos zatažení v súlade s technologickými pravidlami a požiadavkami konkrétneho projektu. Pri individuálne navrhnutých nosníkoch spriahnutých železobetónovou doskou ide

circumstances that occurred in the initial stages of the construction of the strengthening of the original superstructures. A lengthy process of negotiation, statements from affected authorities was necessary, and building permits for demolition, new construction objects, and induced investments were required. The impact of the subject construction on traffic is fundamental for the location.

It was necessary to operatively ensure traffic safety on road I/9 at the time of the sudden, extraordinary emergency technical condition of the bridges with the diversion of traffic to a detour route along local roads. At the same time, significant utility networks, HV lines, and water mains were suspended on the original bridges, which supplied the surrounding residential areas, and their relocation had to be urgently implemented via microtunneling under the Biskupice Canal and the Váh.

The bridge structures cross significant watercourses with complicated access, which required an atypical design of the technical solution and implementation technology not only for the new bridges but also for the demolition of the original structures.

For the demolition of the original bridges, a previously non-standard technology using explosives with controlled blasting of the superstructure and its fall under the bridge was used. The technology was performed by the company DETONICS S.A.

To achieve construction speed and efficiency and given the inaccessible terrain under the bridges, prefabricated structures were a clear choice. Prefabricated "SMP Petra" beams were transported in whole or in parts from the PREFA PRO plant in Brandýs nad Labem, located 360 km from the construction site. The beams are individually designed and manufactured according to the requirements necessary for load transfer in accordance with technological rules and specific project requirements. For individually designed beams composited with a reinforced concrete slab, it is a proven variable and economic system with a long service life and a favourable appearance. The service life is mainly influenced by the high quality of the concrete.

In the open area within the temporary construction site occupancy between the bridges, a site area was established for storage, preparation, and additional tensioning of the



Obr. 6 Nová mostná koňštrukcia nad Váhom
Fig. 6 New bridge superstructure over the Váh River

o overený variabilný a ekonomický systém s dlhoročnou životnosťou a priaznivým vzhladom. Životnosť ovplyvňuje najmä vysoká kvalita betónu.

Na voľnom území v dočasnom zábere stavby medzi mostmi bola zriadená stavenisková plocha na uskladnenie, prípravu a dodatočné zopínanie prefabrikátov. Zároveň sa na tejto ploche rozložil pásový žeriav LR 1750 s nosnosťou 750 t, ktorým sa realizovala záverečná montáž nosníkov hlavných polí oboch mostov.

Ukladanie nosníkov realizované firmou Hanyš – Jeřábničné práce, s. r. o., sa začalo na moste SO 201 položením nosníkov 1. a 3. poľa mobilným autožeriavom Liebherr LTM 1500 s nosnosťou 500 t. Následne prebiehala montáž na SO 202 v inundačnom území rieky Váh, kde uvedený pásový žeriav LR 1750 zmontoval postupne od piliera P2 k opore O8 6 polí. Následne sa pásový žeriav rozobral, previezol po obchádzkovej trase na stranu mosta SO 201, odkiaľ sa zo staveniskovej plochy montovali nosníky pre 2. pole mosta SO 201 nad kanálom a 1. pole mosta SO 202 nad Váhom. Podarilo sa dosiahnuť vysokú rýchlosť ukladania nosníkov, jedno pole sa montovalo priemerne 1,5 dňa, za jeden deň sa uložili max. 4 nosníky. Celkom bolo položených 60 nosníkov.

V závere roka 2025 boli dokončené betonáže monolitických priečnikov a spriahajúcej dosky na oboch mostoch, na moste nad kanálom boli predopnuté káble spojitosti. Nosné konštrukcie sú touto etapou dokončené. Aktuálne prebiehajú prípravné práce na realizáciu mostného príslušenstva a úpravy v okolí mostných objektov.

ZÁVER

Uplatnenie predpätého betónu v mostnom staviteľstve a rozvoj mimoriadnej technológie letmej betonáže v 60. rokoch minulého storočia priniesli významné zmeny v budovaní mostných konštrukcií a možnosť realizovať mosty s väčšími rozpätiami cez neprístupný terén. Dodnes ide o najefektívnejšiu metódu budovania mostov veľkých rozpätí.

Predpäté letmo betónované mosty prvej generácie však v súčasnosti preukazujú poruchy, ktoré pramenia z úrovne technických znalostí, ako aj technologických možností doby, keď boli konštrukcie budované. Preto aj napriek snahám o ich udržateľnosť sú tieto mosty na hranici svojej životnosti. Ako sa ukázalo pri prezentovaných mostoch vo Veľkých Bierovciach, požadovanú únosnosť a dlhodobú životnosť na frekventovanej ceste I. triedy nebolo možné dosiahnuť.

Prestavba predmetných mostov bola veľkou výzvou nielen pre projektanta a zhotoviteľa, kľúčovú rolu zohral prístup Slovenskej správy ciest ako investora stavby, ktorý zaujal profesionálny prístup a v slede udalostí nastavil proces pre ďalšiu výstavbu, zaistil bezpečnosť dopravy na ceste I/9 a rozvoj regiónu v záujmovom území. Cesta I/9 v úseku Chochoľná – Mníchova Lehota tak bude po rekonštrukcii v 06/2026 opäť plne prejazdna.

Literatúra

1. Závady a potrebné rekonštrukcie letmo betónovaných mostov stavaných v 60. rokoch. Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc., Ing. Lubomír Bolha, CSc., Ing. Stanislav Osuský, CSc., Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF SVŠT Bratislava, 1986.
2. Pôvodná projektová dokumentácia mostov nad Biskupickým kanálom a Váhom vo Veľkých Bierovciach. Stupeň VP, Doprastav, n. p., Bratislava, 1963.
3. Dokumentácia DRS mostných objektov ponad Biskupický kanál a Váh: Valbek SK, spol. s r. o., 2019, 2024, 2025.

prefabricated units. At the same time, a crawler crane LR 1750 with a capacity of 750 t was deployed on this area, which was used for the final assembly of the beams of the main spans of both bridges.

The laying of the beams, carried out by the company Hanyš – Jeřábničné práce, s. r. o., was initiated on bridge SO 201 by laying the beams of the 1st and 3rd spans using a mobile crane Liebherr LTM 1500 with a capacity of 500 t. Subsequently, assembly took place on SO 202 in the inundation area of the Váh river, where the aforementioned crawler crane LR 1750 gradually assembled 6 spans from pier P2 to abutment O8. Subsequently, the crawler crane was disassembled, transported along the detour route to the side of bridge SO 201, from where the beams for the 2nd span of bridge SO 201 over the canal and the 1st span of bridge SO 202 over the Váh were assembled from the site area. A high speed of beam placement was achieved; one span was assembled on average in 1.5 days, with a maximum of 4 beams per day. A total of 60 beams were laid.

At the end of 2025, the casting of monolithic cross-beams and the composite slab on both bridges was completed; on the bridge over the canal, the continuity cables were prestressed. The superstructures are completed with this stage. Preparatory work is currently underway for the implementation of bridge accessories and modifications in the vicinity of the bridge structures.

CONCLUSION

The application of prestressed concrete in bridge engineering and the development of the extraordinary "free cantilever" technology in the 1960s brought significant changes in the construction of bridge structures and the possibility to implement bridges of larger spans over inaccessible terrain. To this day, it remains the most effective method for building large-span bridges.

However, first-generation prestressed cantilever-cast bridges currently show defects stemming from the level of technical knowledge as well as the technological possibilities of the era when the structures were built. Therefore, despite efforts for their sustainability, the bridges are at the end of their service life. As demonstrated by the presented bridges in Veľké Bierovce, it was not possible to achieve the required load-bearing capacity and long-term durability on a busy 1st class road.

The reconstruction of these bridges was a great challenge not only for the designer and the contractor; a key role was played by the approach of the project investor "Slovenská správa ciest", who took a professional approach and, in the sequence of events, set the process for further construction, ensured traffic safety on road I/9, and the development of the region in the area of interest. Road I/9 in the Chochoľná – Mníchova Lehota section will thus be fully passable again after reconstruction in 06/2026.

References

1. Defects and Necessary Reconstructions of Balanced Cantilever Bridges Built in the 1960s, Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc., Ing. Lubomír Bolha, CSc., Ing. Stanislav Osuský, CSc., Department of Concrete Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, SVŠT Bratislava, 1986.
2. Original Design Documentation of the Bridges over the Biskupický Canal and the Váh River in Veľké Bierovce, Design Stage VP, Doprastav n. p., Bratislava, 1963.
3. DRS Documentation of the Bridge Structures over the Biskupice Canal and the Váh River, Valbek SK, spol. s r. o., 2019, 2024, 2025.

Valbek SK: Architekti moderných ciest a koľají

Spoločnosť Valbek predstavuje od roku 1990 stabilný pilier v projektovaní. Sme tímom expertov, ktorí premieňajú vízie o modernej doprave na skutočnosť. Špecializujeme sa na komplexné riešenia dopravnej infraštruktúry, kde spájame technickú precíznosť s inovatívnym prístupom.

ČÍM SA ZAOBERÁME?

Sme lídrom v segmentoch, ktoré tvoria kostru moderného štátu:

- ▶ **Železničná infraštruktúra:** Projektujeme železničnú infraštruktúru do každého detailu.
- ▶ **Cestné a diaľničné stavby:** Navrhujeme cesty, ktoré bezpečne spájajú regióny.
- ▶ **Mostné konštrukcie a inžinierske stavby:** Riešime aj tie najnáročnejšie technické výzvy.
- ▶ **Pozemné stavby a ich komplexné projektovanie.**

KOMPLEXNOSŤ OD PRVÉHO NÁČRTU PO REALIZÁCIU

Náš prístup nie je len o výkresoch. Sprevádzame projekt celým jeho životným cyklom:

1. **Analýza a štúdie:** Hľadáme najefektívnejšie trasy a riešenia.
2. **Projektová príprava:** Vypracúvame dokumentáciu pre všetky stupne.

3. **Inžinierska činnosť:** Zastupujeme klienta v procese povoľovania.
4. **Autorský dozor:** Bdie nad tým, aby realita na stavbe presne zodpovedala projektu.

STRATEGICKÉ PROJEKTY A MEDZINÁRODNÝ DOSAH

Ako hrdý člen skupiny Valbek čerpáme zo skúseností z medzinárodného prostredia. Naše portfólio zahŕňa kľúčové stavby nielen na Slovensku, ale aj v Českej republike, vo Švédsku či na Ukrajine.



Z našich referencií vyberáme:

- ▶ **Modernizácia koridorov:** Strategické železničné trate na západnom a východnom Slovensku.
- ▶ **Vysokorychlostné trate (VRT):** Formujeme budúcnosť dopravy v regióne V4 (prepojenie metropol a cezhraničné úseky).
- ▶ **Dopravné uzly a diaľnice:** Kľúčové úseky R2, D2 a D3, ktoré odľahčujú dopravu v regiónoch.
- ▶ **Priemyselný rozvoj:** Kompletná infraštruktúra pre giganty ako Porsche v Hornej Strede či strategické parky vo Valalíkoch a v Šuranoch.

KDE NÁS NÁJDETE?

Naše tímy pôsobia v kľúčových regionálnych centrách, aby sme boli k projektom a klientom vždy blízko:

Bratislava | Žilina | Košice | Praha

Náš cieľ je jasný: Prinášať kvalitu, ktorá pretrvá generácie, a zabezpečiť plynulý rast modernej infraštruktúry s maximálnym ohľadom na efektívnosť a spokojnosť našich partnerov. ■

Kontakt:

info@valbek.sk

www.valbek.sk

Eurovea, Central 1,

Pribinova 4, 811 09 Bratislava



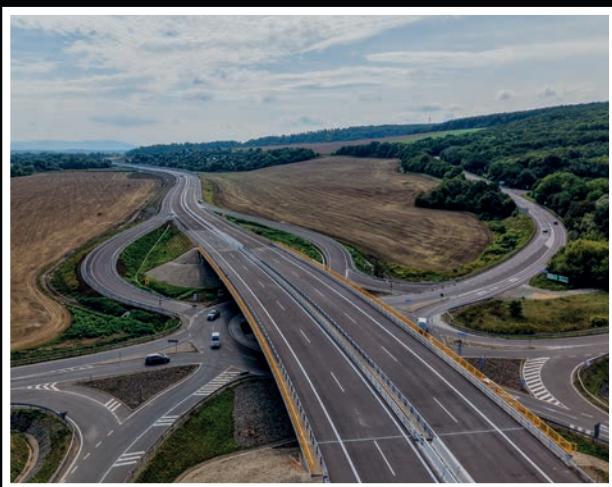


PROJEKTUJEME BUDÚCNOSŤ

Sme projekčno-konzultačná spoločnosť, ktorá komplexne projektuje infraštruktúru od železníc, diaľnic, ciest a mostov až po pozemné stavby vrátane geotechnických výpočtov a návrhu zakladania.



ŽELEZNIČNÉ STAVBY ■ CESTNÉ STAVBY ■ MOSTY, TUNELY, GEOTECHNIKA ■ POZEMNÉ STAVBY ■ ELEKTROTECHNIKA ■ ENVIROMENTÁLNE A VODOHOSPODÁRSKE STAVBY ■ IČ, MPV, ROZPOČTY



Naši projektanti riešia stavbu už od fázy štúdie, aby po spracovaní všetkých potrebných stupňov projektovej dokumentácie (DÚR, DSP, DRS), zaistení výkonu inžinierskej činnosti a technického dozoru stavby odovzdali klientovi stavbu zodpovedajúcu jeho predstavám a požiadavkám.



www.valbek.sk

Naskenujte kód QR a zistíte viac informácií



Komplexná rekonštrukcia Marcheggského viaduktu v žkm 37,910

Mostný objekt sa nachádza na železničnej trati z Bratislavy do Viedne. Výstavba mosta prebiehala v rokoch 1845 až 1850, svojou dĺžkou 474 m patril tento most medzi najdlhšie svojej doby. V rámci stavby „Komplexná rekonštrukcia mostného objektu v žkm 37,910 trate št. hr. (Marchegg) – Devínska Nová Ves, TÚ 2805, DÚ 02, št. hr. OBB Devínska Nová Ves“ bola predmetom rekonštrukcie klenbová časť mosta na slovenskej strane s dĺžkou 188,40 m. Premosťuje inundačné územie rieky Morava a medzinárodnú cyklotrasu Eurovelo 13. Pri návrhu rekonštrukcie mosta bolo potrebné zohľadniť požiadavku návrhovej rýchlosti 120 km/h, komplexnú elektrifikáciu trate, zvýšenie bezpečnosti a plynulosti železničnej dopravy. Zároveň sa uvažuje o zachovaní pôvodnej konštrukcie tehlových klenieb a pilierov tak, aby sa zachoval historický charakter mosta.

Comprehensive reconstruction of the Marchegg viaduct at km 37.910

The bridge is situated on the railway line from Bratislava to Vienna. Construction of the bridge took place between 1845 and 1850, and with a length of 474 metres, it was one of the longest bridges of its time. As part of the project 'Comprehensive reconstruction of the bridge structure at km 37.910 of the state border railway line (Marchegg) – Devínska Nová Ves, TÚ 2805, DÚ 02, OBB Devínska Nová Ves, the 188.40-metre-long arched section of the bridge on the Slovak side was the subject of reconstruction. It spans the floodplain of the River Morava and the Eurovelo 13 international cycle route. When designing the bridge reconstruction, it was necessary to take into account the requirement for a design speed of 120 km/h, comprehensive electrification of the line, and improvements to the safety and flow of rail traffic. At the same time, consideration is being given to retaining the original structure of the brick arches and piers in order to preserve the bridge's historical character.



Vladimír Gelányi

Cieľom tejto rekonštrukcie mosta a trate je zvýšenie bezpečnosti jazdy a traťovej rýchlosti na 120 km/h (v dôsledku statickej poruchy bola na moste traťová rýchlosť znížená na 20 km/h). Zníženie nákladov na prevádzku trate a údržbu mosta sú ďalším výsledkom rekonštrukcie. Most v žkm 37,910 cez rieku Morava je dominantným objektom železničnej trate Devínska Nová Ves – štátna hranica. Nosnú konštrukciu mosta tvoria tri samostatné dilatčné celky. Dilatačný celok 1 tvorí železobetónový klenbový 10-polový viadukt na území Rakúskej republiky, dilatčný celok 2 je oceľový dvojpolový priehradový most uložený na stredovom pilieri v rieke Morava a na spoločných pilieroch oboch klenbových mostov a dilatčný celok 3 je murovaný klenbový 10-polový viadukt na území Slovenskej republiky. Práve dilatčný celok 3 (DC3) je predmetom tohto článku.

The aim of this bridge and track reconstruction is to improve safety and increase the track speed to 120 km/h (due to a structural defect, the track speed on the bridge was reduced to 20 km/h). Reduced track operating costs and bridge maintenance costs are further benefits of the reconstruction. The bridge at km 37.910 across the River Morava is the dominant structure on the Devínska Nová Ves – State Border railway line. The bridge's supporting structure consists of three separate expansion units. Expansion unit 1 comprises a reinforced concrete 10-span arch viaduct on the territory of the Republic of Austria, expansion unit 2 is a steel two-span truss bridge supported by a central pier in the River Morava and by shared piers of both arch bridges, and expansion unit 3 is a masonry 10-span arch viaduct on the territory of the Slovak Republic. It is expansion unit 3 (EU3) that is the subject of this article.

HISTÓRIA MOSTA

Stavba mosta sa začala v novembri 1846, ukončená bola na jeseň 1847. Most dlhý 474 m medzi stanicami Marchegg a Devínska Nová Ves cez rieku Morava patril k najväčším vo vtedajšej monarchii. Pozostával z desiatich inundačných tehlových klenieb so svetlosťou 10×15 m po oboch stranách, strednú časť ponad rieku Morava tvorila drevená, dvojnásobne zložená priehradová konštrukcia s rozpätiami 2×43 m. Drevenú časť mosta zničila za prusko-rakúskej vojny v roku 1866 ustupujúca rakúska armáda. Po jeho provizórnej oprave bola prevádzka na moste obnovená 27. 8. 1866. Definitívna obnova sa skončila až v roku 1868, pričom drevené provizórium bolo nahradené spojitou ocelovou priehradovou konštrukciou s rozpätiami 2×43 m. Železnú priehradovú konštrukciu s hornou mostovkou z roku 1868 vyhodili do vzduchu ustupujúci fašisti 6. 4. 1945. Provizórium mosta na rýchlosť 10 km/h postavila Červená armáda v roku 1946. Po zdĺhavých spoločných rokovaniach medzi československou a rakúskou stranou bola výstavba definitívneho mosta schválená až v decembri 1959 [1].

STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA DC3

DC3 tvorí tehlová klenbová nosná konštrukcia, ktorá premostuje inundačné územie rieky Morava, cyklotrasu a poľnú cestu. Piliere a opory sú zhotovené z opracovaného kameňa. Celková dĺžka DC3 je 201,40 m. Nosnú konštrukciu tvorí 10 tehlových klenieb so svetlosťou 15,0 m. Šírka mosta je 5,95 m a výška 10,60 m. Minimálna hrúbka presypávky s kolajovým lôžkom (KL) je približne 1,55 m. Kolaj má na moste železničný zvršok z kolajníc tvaru S49 na betónových podvaloch VUS a smerovo vedie v priamej.

KONCEPCIA MOSTA V DOKUMENTÁCII STAVEBNÉHO ZÁMERU VEREJNEJ PRÁCE (DSZVP)

Pred začatím prác na rekonštrukcii mosta bola vykonaná podrobná prehliadka mosta, podrobná technická diagnostika mosta a realizoval sa statický prepočet tehlových klenieb (Výskumný a vývojový ústav železníc, Sekcia

HISTORY OF THE BRIDGE

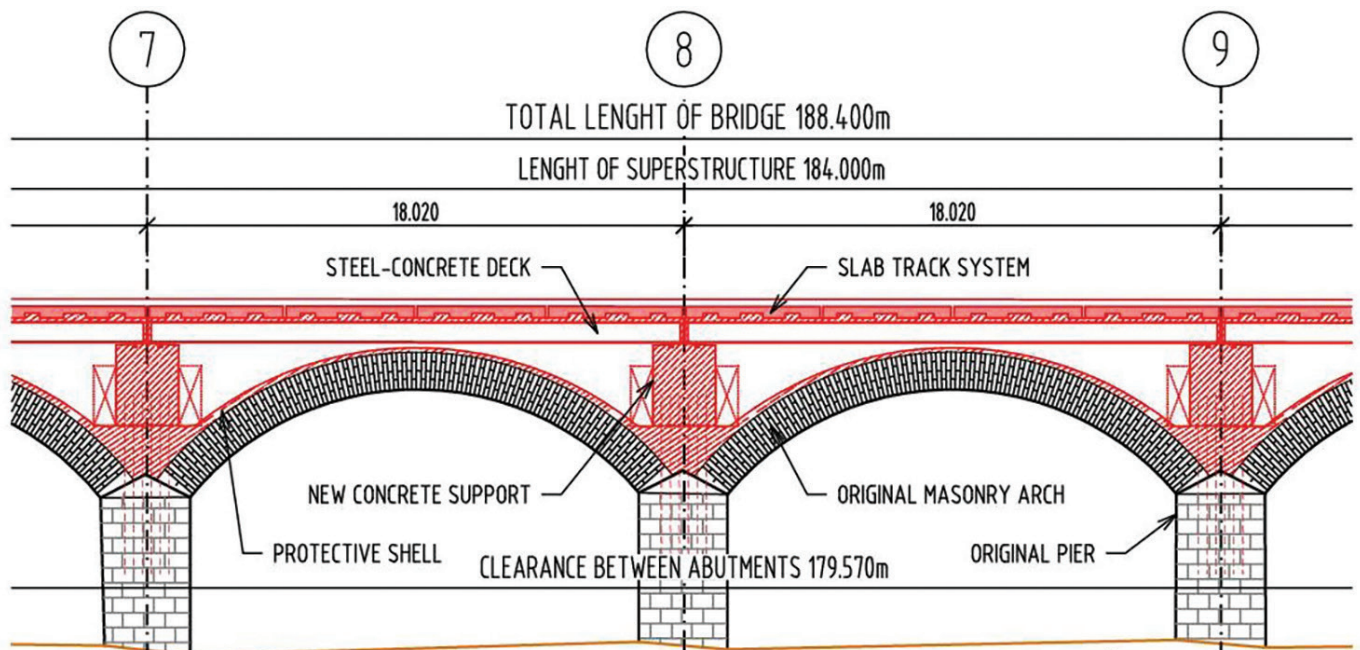
Bridge construction began in November 1846. It was completed in the autumn of 1847. The 474-metre-long bridge between the stations of Marchegg and Devínska Nová Ves across the River Morava was one of the largest in the monarchy at that time. It consisted of ten brick flood-resistant arches with a span of 10×15 m on both sides, and the central section over the Morava River was formed by a wooden double-truss structure with a span of 2×43 m. The wooden section of the bridge was destroyed by the retreating Austrian army during the Prussian-Austrian War in 1866. Following its temporary repair, operations resumed on 27 August 1866. The final restoration was completed only in 1868, when the temporary wooden structure was replaced by a continuous steel truss structure with spans of 2×43 metres. The iron truss structure with an upper deck dating from 1868 was blown up by retreating fascists on 6 April 1945. A temporary bridge, designed for a speed of 10 km/h, was built by the Red Army in 1946. Following protracted joint negotiations between Czechoslovakia and Austria, the construction of the permanent bridge was not approved until December 1959 [1].

BRIEF DESCRIPTION OF EU3

EU3 consists of a brick arch supporting structure that spans the floodplain of the River Morava, a cycle path and a country road. The piers and abutments are made of dressed stone. The total length of EU3 is 201.40 m. The supporting structure consists of 10 brick arches with a span of 15.0 m. The bridge is 5.95 m wide and 10.60 m high. The minimum thickness of the ballast with the track bed (TB) is approximately 1.55 m. The track on the bridge has a railway superstructure consisting of S49-shaped rails on VUS concrete sleepers and is laid in a straight line.

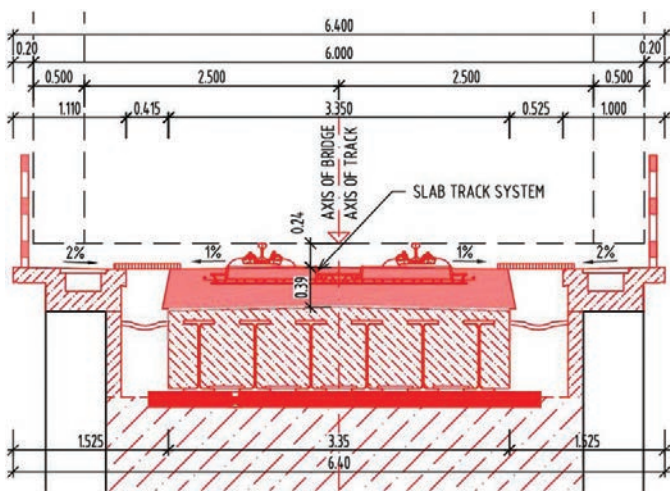
BRIDGE DESIGN IN THE PUBLIC WORKS CONSTRUCTION PROJECT DOCUMENTATION (DSZVP)

Before work began on the bridge reconstruction, a detailed inspection of the bridge was carried out, along with a de-



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom v DSZVP

Fig. 1 Longitudinal section of the bridge in the DSZVP



Obr. 2 Priečný rez mostom v DSZVP

Fig. 2 Cross-section of the bridge in the DSZVP

železničných tratí a stavieb, Stredisko diagnostiky mostov, Ondrej Kridla, 12/2018), čo slúžilo ako podklad pre návrh rekonštrukcie.

Z výsledkov podrobnej prehliadky DC3 podľa predpisu Železníc Slovenskej republiky (ŽSR) S5 (Správa železničných mostných objektov) vyplývalo nevyhovujúce hodnotenie klenbovej časti mosta v prvom poli. Pri podrobnej technickej diagnostike bola zistená statická porucha – prasklina vo vrchole klenby v prvom poli. Táto prasklina bola spôsobená dynamickými účinkami pri prejazde jednotlivých náprav koľajových vozidiel cez dilatačné zariadenie medzi DC2 a DC3. Na základe týchto zistení bola znížená traťová rýchlosť na moste na 20 km/h a klenba bola provizórne podopretá konštrukciou PIŽMO. V záveroch statického prepočtu bola uvedená prechodnosť nižšieho prevádzkového zaťaženia (C3 – 20 t/náprava), ako požaduje ŽSR, a to pri maximálnej rýchlosti len 70 km/h.

Z týchto dôvodov bolo nevyhnutné vypracovať projekt rekonštrukcie mosta, ktorý musel rešpektovať všetky požiadavky investora stavby ŽSR. Medzi tieto požiadavky patrili hlavne:

- ▶ Navrhnuť novú nosnú konštrukciu mosta, ktorá prevezme statickú funkciu nosnej konštrukcie tehlových klenieb mosta.
- ▶ Zachovať pôvodné klenby mosta, aby sa zachoval architektonický vzhľad mosta.
- ▶ Navrhnuť nosnú konštrukciu na vyššie prevádzkové zaťaženie (KZZ D4) a prevádzkovú rýchlosť 120 km/h.
- ▶ Počítať s pevnou jazdnou dráhou na moste.
- ▶ Sanovať spodnú stavbu a pôvodné tehlové klenby a kamenné rímasy mosta.
- ▶ Rozšíriť prechodový prierez na moste z 2,50 m na 3,00 m. Na základe všetkých týchto podkladov a požiadaviek sme pre investora DSZVP pripravili na rekonštrukciu DC3. Navrhnutá bola nová nosná konštrukcia „vnútri“ pôvodného mosta. Po obnažení pôvodných klenieb mosta sa tieto klenby ošetrí a ochráni proti vode pásovou hydroizoláciou, ktorá bude chránená železobetónovou škrupinou s premennou hrúbkou. Rovnakým spôsobom sa ochráni pôvodné čelné stienky klenby. Nad existujúcimi podperami mosta sa vybudujú nové železobetónové podpery, na ktorých bude uložená nová nosná konštrukcia. Nové podpery mosta budú spriahnuté s pôvodnými podperami

tailed technical assessment of the bridge and a structural analysis of the brick arches (Railway Research and Development Institute, Railway Lines and Structures Section, Bridge Diagnostics Centre, Ondrej Kridla, 12/2018), which served as the basis for the reconstruction design.

The results of the detailed inspection of EU3 in accordance with Slovak Railways (ŽSR) Regulation S5 (Management of Railway Bridge Structures) indicated an unsatisfactory assessment of the arch section of the bridge in the first span. During the detailed technical diagnosis, a structural defect was identified – a crack at the apex of the arch in the first span. This crack was caused by dynamic effects during the passage of individual axles of rail vehicles over the expansion joint between EU2 and EU3. Based on these findings, the track speed on the bridge was reduced to 20 km/h and the arch was temporarily supported by a PIŽMO shoring system. The conclusions of the structural analysis indicated a lower operational load capacity (EU3 – 20 t/axle) than required by ŽSR, at a maximum speed of only 70 km/h. For these reasons, it was necessary to draw up a bridge reconstruction project that had to comply with all the requirements of ŽSR as the investor. These requirements included, in particular:

- ▶ Design of a new load-bearing structure for the bridge, which will take over the structural function of the load-bearing structure of the bridge's brick arches,
- ▶ The original arches of the bridge will be retained to preserve the architectural appearance of the bridge,
- ▶ The supporting structure must be designed for a higher operational load (KZZ D4) and an operational speed of 120 km/h,
- ▶ A fixed carriageway on the bridge should be considered
- ▶ Reconstruct the substructure, the original brick arches and stone cornices of the bridge,
- ▶ Widen the clear span on the bridge from 2.50 m to 3.00 m.

Based on all these documents and requirements, we prepared a design (DSZVP) for the investor for the rehabilitation of EU3. A new supporting structure was proposed 'inside' the original bridge. Once the original bridge arches have been exposed, they will be treated and protected against water by strip waterproofing, which will be protected by a reinforced concrete shell of variable thickness. The original end walls of the arches will be protected in the same way. New reinforced concrete supports will be constructed above the existing bridge supports, upon which the new supporting structure will be placed. The new bridge supports will be connected to the original supports using bonded reinforcement. The new supporting structure will be hinged on the supports.

The new bridge supporting structure is designed as a 10-span structure comprising simple spans. The cross-section consists of six HEB 700 steel girders encased in concrete within a solid slab 0.80–0.83 m thick. The upper surface will have a 2% gradient and will be insulated. The total width of the supporting structure will be 3.35 m. Load-transferring stops will be fitted to the upper edge of the supporting structure to transfer loads from the fixed carriageway to the structure.

New reinforced concrete cornices will be constructed on the original end walls of the arches. Steel railings 1.10 m high and cable ducts will be mounted on the cornices. Steel grated walkways will be installed between the cornices and

pomocou lepenej výstuže. Nová nosná konštrukcia bude kĺbovo uložená na podperách.

Nová nosná konštrukcia mosta je navrhnutá ako 10-polová z prostých polí. Pričný rez tvorí šesť ocelových nosníkov HEB 700 zabetónovaných do masívnej dosky s výškou 0,80 – 0,83 m. Horný povrch bude v spáde 2 % a bude zaizolovaný. Celková šírka nosnej konštrukcie bude 3,35 m. Na hornej hrane nosnej konštrukcie budú osadené zarážky na prenos zaťaženia z pevnej jazdnej dráhy do konštrukcie.

Na pôvodných čelných stenách klenieb sa vybudujú nové železobetónové rímsy. Na rímsach bude namontované ocelové zábradlie s výškou 1,10 m a káblové žľaby. Medzi rímsami a nosnou konštrukciou sa osadia ocelové pochôdzne rošty, cez ktoré bude zabezpečené odvodnenie povrchu nosnej konštrukcie aj ríms. Zrážková voda bude zachytávaná do žlabov a odvedená popri pilieroch mimo konštrukcie.

KONCEPCIA MOSTA V DOKUMENTÁCII NA STAVEBNÉ POVOLENIE A REALIZÁCIU STAVBY (DSPRS)

Oproti prechádzajúcemu stupňu PD (DSZVP) nastala v technickom riešení DSPRS mostného objektu zásadná zmena. Pôvodne sa na moste počítalo s pevnou jazdnou dráhou, čomu bola prispôbena aj nosná konštrukcia mosta. Na pracovných poradiach s investorom sa však dospelo k záveru, že pevná jazdná dráha na moste nie je potrebná, preto bolo potrebné zmeniť typ nosnej konštrukcie. Pôvodne navrhnutá konštrukcia masívnej dosky so zabetónovanými ocelovými nosníkmi bola nahradená železobetónovou klenbou s hornou doskou.

Nosná konštrukcia mosta bola navrhnutá ako 10-polová klenbová železobetónová s hornou doskou. Pozostávala z päty klenby, zo samotnej klenby, z pozdĺžnych a priečných stien a z hornej dosky so zvislými stenami (ďalej „železobetónová vaňa“).

Nad podperami by sa vybetónovali masívne železobetónové päty klenby na šírke 4,650 m, výške cca 2,000 m

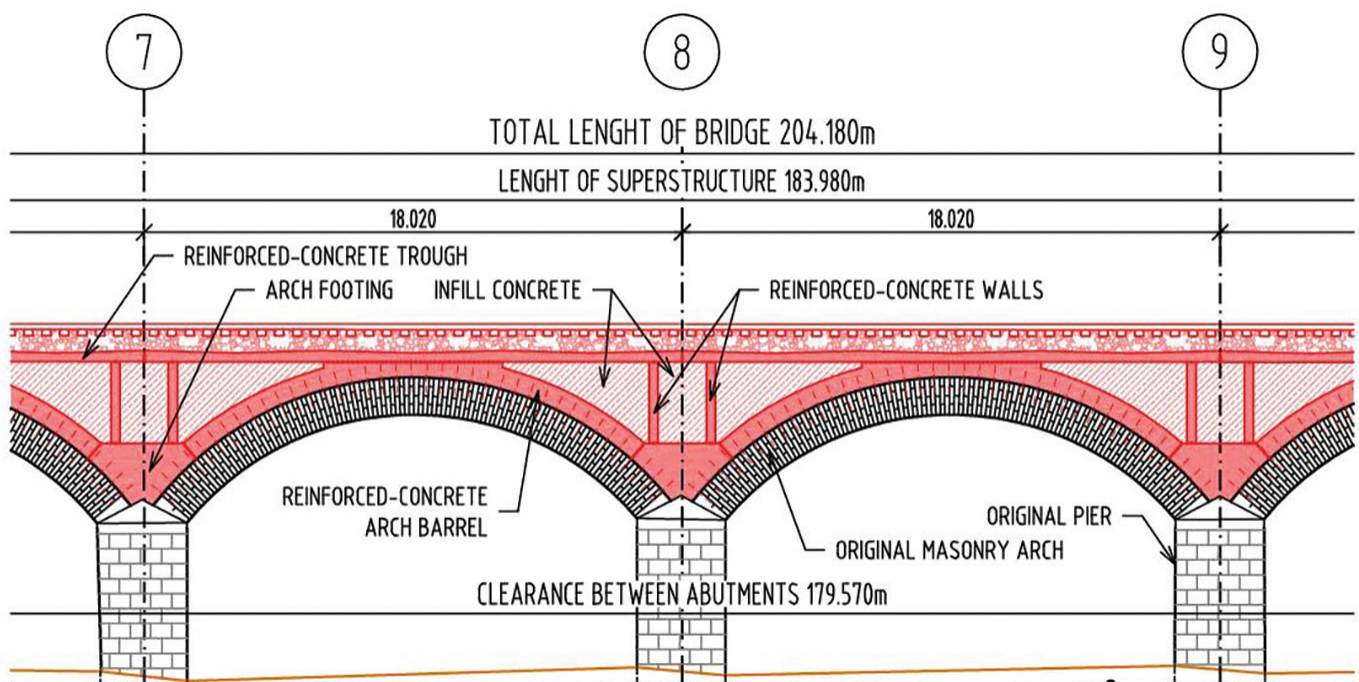
the supporting structure, through which drainage of the surface of both the supporting structure and the cornices will be ensured. Rainwater will be collected in the gutters and drained along the piers away from the structure.

BRIDGE DESIGN IN THE DOCUMENTATION FOR THE BUILDING PERMIT AND CONSTRUCTION (DSPRS)

Compared to the previous stage of the design documentation (DSZVP), a fundamental change occurred in the technical solution of the bridge structure in the DSPRS stage of design documentation. Originally, a fixed carriageway was envisaged for the bridge, to which the bridge's supporting structure was also adapted. During work meetings with the client, it was agreed that a fixed carriageway on the bridge was not necessary, and therefore the type of supporting structure had to be changed. The originally proposed structure of a solid slab with embedded steel girders was replaced by a reinforced concrete arch with a top slab.

The bridge's supporting structure was designed as a 10-span reinforced concrete arch structure with a deck. It consisted of the arch footing, the arch itself, longitudinal and transverse walls, and the deck with vertical walls (hereinafter “reinforced concrete trough”).

Massive reinforced concrete arch footings, 4.650 m wide, approx. 2.000 m high and of variable width (depending on the shape of the original brick arch), would be cast in concrete above the supports. Subsequently, new reinforced concrete arches 0.700 m thick would be constructed on the original brick arches, resting on the already constructed arch footings. Longitudinal (0.35 m thick) and transverse (0.30 m thick) walls would rest on the arches. The width of these structures in cross-section would be 4.650 m. During the construction of the new load-bearing structure, the original arches would have to be supported by a temporary support structure. Before the construction of the footing, arch and walls, reinforcement bars would be drilled into and bonded to the original bridge structure, which would ensure interconnection once the new load-bearing struc-



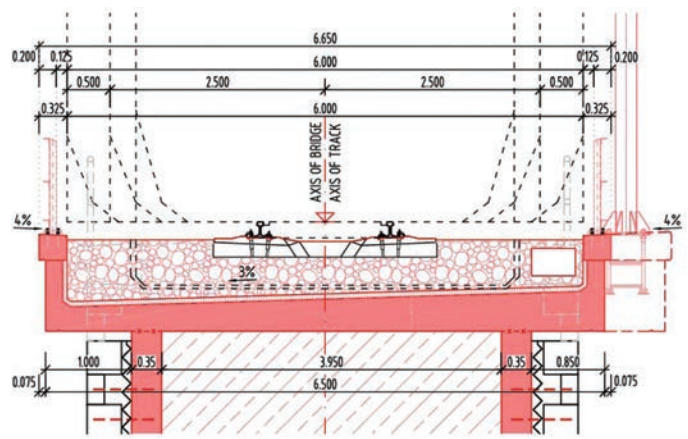
Obr. 3 Pozdĺžny rez mostom v DSPRS

Fig. 3 Longitudinal section of the bridge in DSPRS

a s premennou šírkou (podľa tvaru pôvodnej tehlovej klenby). Následne by sa na pôvodných tehlových klenbách zrealizovali nové železobetónové klenby v hrúbke 0,700 m, ktoré by sa opreli do už zhotovených piet klenby. Na klenbách by stáli pozdĺžne (hrúbka 0,35 m) a priečne (hrúbka 0,30 m) steny. Šírka týchto konštrukcií v priečnom reze by bola 4,650 m. Počas výstavby novej nosnej konštrukcie by museli byť pôvodné klenby podopreté podpernou konštrukciou. Pred realizáciou päty, klenby a stien by sa do pôvodnej konštrukcie mosta navrátili a nalepili výstuže, ktoré po realizácii novej nosnej konštrukcie zabezpečia vzájomné prepojenie. Všetky priestory medzi klenbou, päťou a stenami by sa vyplnili betónom. Na klenbe a stenách by bola uložená „železobetónová vaňa“, v ktorej by bol uložený železničný zvršok mosta. Celková šírka „železobetónovej vane“ mala byť 6,500 m. Horná hrana vane má mať v priečnom aj pozdĺžnom smere spád k odvodňovačom, to znamená, že hrúbka dosky „železobetónovej vane“ by bola premenná (210 – 460 mm). Šírka stienok vane má byť 0,200 m. Pravá stienka by bola nad podperami č. 4, 7 a 10 rozšírená na šírku 0,900 m, v dĺžke 0,900 m, s nábehmi. Táto rozšírená časť by slúžila na osadenie stožiarov trakčného vedenia.

KONCEPCIA MOSTA V ZMENEVEJ DOKUMENTÁCIÍ DRS (ZDRS)

Následne investor vybral vo verejnej súťaži zhotoviteľa rekonštrukcie mosta a daného úseku trate. Po odkopaní železničného zvršku však zhotoviteľ objavil vnútri mosta skutočnosti, ktoré neboli známe počas projektovania predchádzajúcich stupňov projektovanej dokumentácie a neodhalil ich ani stavebnotechnický prieskum mosta. S najväčšou pravdepodobnosťou nosná konštrukcia mosta už prešla rekonštrukciou v 60. rokoch počas výstavby dilatačného celku 2. Rekonštrukcia pozostávala z polozenia hydroizolácie vnútri mosta a následného ochránenia tejto izolácie vrstvou betónu. Vzhľadom na vysokú pevnosť

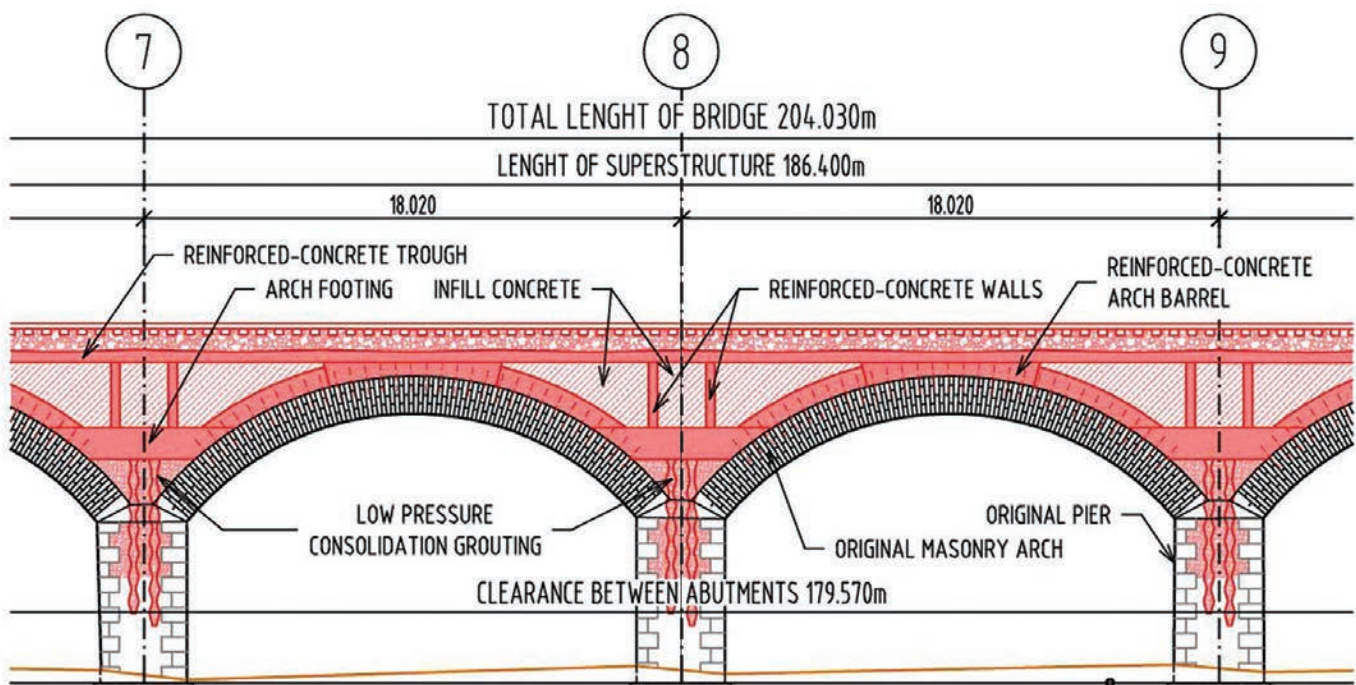


Obr. 4 Priečny rez mostom v DSPRS
Fig. 4 Cross-section of the bridge in the Building Permit and Construction Documentation (DSPRS)

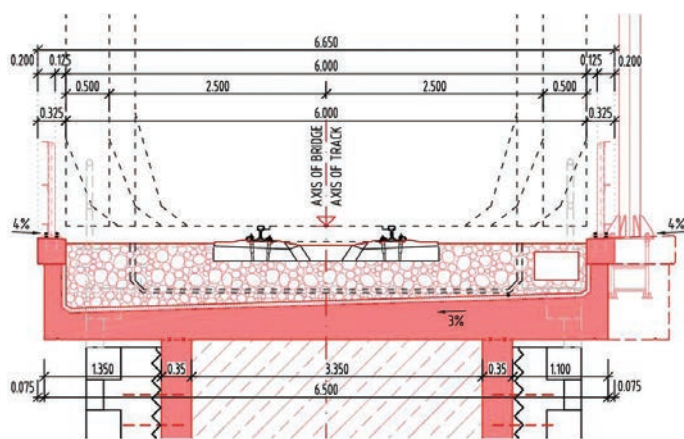
ture is in place. All spaces between the arch, footing and walls would be filled with concrete. A “reinforced concrete trough” would be placed on the arch and the walls, within which the railway superstructure of the bridge would be laid. The total width of the “reinforced concrete trough” was to be 6.500 m. The upper edge of the trough was to slope towards the drains in both the transverse and longitudinal directions, meaning that the thickness of the “reinforced concrete trough” slab would be variable (210–460 mm). The width of the walls of the trough is to be 0.200 m. The right-hand wall would be widened to a width of 0.900 m above supports No. 4, 7 and 10, over a length of 0.900 m, with ramps. This widened section would serve for the installation of overhead catenary line masts.

BRIDGE DESIGN IN THE AMENDED CONSTRUCTION DOCUMENTATION (ZDRS)

Subsequently, the investor selected a contractor for the reconstruction of the bridge and the relevant section of the track through a public tender. After excavating the



Obr. 5 Pozdĺžny rez mostom v zmene DRS
Fig. 5 Longitudinal section of the bridge in the DRS modification



Obr. 6 Priečný rez mostom v zmene DRS

Fig. 6 Cross-section of the bridge in the amended detailed design (DRS)

týchto betónov sa mostná konštrukcia pri ich búraní nadmerne otriasa, preto zhotoviteľ z dôvodu obavy nenávratného poškodenia mosta práce zastavil.

Z tohto dôvodu nebolo možné postaviť konštrukciu tak, ako bola navrhnutá, a bolo potrebné navrhnuť novú koncepciu rekonštrukcie mosta, ktorá by zohľadňovala uvedené nové skutočnosti.

Búracie práce pneumatickými kladivami boli nahradené búraním pomocou chemickej látky CEVAMIT. CEVAMIT je nevýbušná, suchá, prášková zmes určená na rozpojovanie pevných štruktúr, ako sú betón, skala atď. Touto metódou bolo možné rozpojiť a odstrániť betón nad klenbami, nie však nad podperami. Nad podperami bolo nutné posunúť úroveň založenia železobetónovej klenby cca o 1,50 m vyššie. Zvýšením úrovne založenia päty klenby došlo k zníženiu klenbového účinku na konštrukcii. To malo zásadný vplyv na statickú schému mosta – nové statické pôsobenie konštrukcie viac pripomínalo nosníkové pôsobenie, preto bolo potrebné nové statické posúdenie konštrukcie. Z nového posúdenia konštrukcie vyplynulo hlavne zásadné zvýšenie množstva betonárskej výstuže v päte klenby a v samotnej klenbe.

Ďalšou skutočnosťou, ktorá ovplyvnila statické posúdenie mosta, bolo zúženie nosnej konštrukcie vnútri mosta z dôvodu obavy o stabilitu pôvodných čelných stienok klenby. Nová šírka nosnej konštrukcie je 4,05 m oproti 4,65 m v predchádzajúcom stupni dokumentácie.

ZÁVER

Aj tento príspevok ukazuje, že rekonštrukcia vždy prekvapí. Preto je nesmierne dôležité mať pred začatím návrhu rekonštrukcie maximálne množstvo informácií všetkého druhu (dokladové, historické záznamy, vyjadrenia bývalých zamestnancov investora, diagnostické a prieskumné diela rôzneho charakteru a rozsahu a pod.), ktoré možno o konštrukcii získať a ktoré je nevyhnutné vyhodnotiť, aby tvorili jeden do seba zapadajúci celok. Rovnako je dôležité, aby každá požiadavka na nové dielo vyplývala z analýzy existujúcich poznatkov o konštrukcii. Veríme, že rekonštrukciou tohto dôležitého mosta sme vytvorili estetickú a funkčnú historickú dopravnú stavbu, ktorú ocenia nielen odborníci, ale hlavne bežní ľudia, pre ktorých zostane most vizuálnou, no najmä funkčnou dominantou.

Zdroje

1. <https://www.vlaky.net/galerie/1106/marcheggsky-viadukt/>

railway superstructure, the contractor discovered conditions inside the bridge that were unknown during the design of the previous stages of the project documentation and had not been revealed by the structural survey of the bridge. In all likelihood, the bridge's supporting structure had already undergone reconstruction in the 1960s during the construction of expansion unit 2. The reconstruction consisted of laying waterproofing inside the bridge and subsequently protecting this waterproofing with a layer of concrete. Due to the high strength of this concrete, the bridge structure vibrates excessively during demolition, and therefore the contractor halted work out of concern for irreversible damage to the bridge.

For this reason, it was not possible to construct the structure as originally designed, and it was necessary to devise a new concept for the bridge reconstruction that would take these new circumstances into account.

Demolition work using pneumatic hammers was replaced by demolition using the chemical agent CEVAMIT. CEVAMIT is a non-explosive, dry, powder mixture designed to break up solid structures such as concrete, rock, etc. Using this method, it was possible to break up and remove the concrete above the arches, but not above the supports. Above the supports, it was necessary to raise the foundation level of the reinforced concrete arch by approximately 1.50 m. Raising the foundation level of the arch's footing reduced the arch effect on the structure. This had a fundamental impact on the bridge's structural scheme; the new structural behaviour of the structure more closely resembled that of a girder, and therefore a new structural assessment of the structure was required. The new structural assessment resulted primarily in a significant increase in the amount of concrete reinforcement at the footing of the arch and within the arch itself.

Another factor that influenced the structural assessment of the bridge was the narrowing of the supporting structure inside the bridge due to concerns about the stability of the original end walls of the arch. The new width of the supporting structure is 4.05 m, compared to 4.65 m in the previous stage of documentation.

CONCLUSION

This paper also demonstrates that reconstruction always holds surprises. It is therefore of the utmost importance, prior to commencing the design of a reconstruction, to have the maximum amount of information of all kinds (documentary evidence, historical records, statements from former employees of the client, diagnostics and surveys of various types and scopes, etc.) that can be obtained regarding the structure and which must be evaluated to form a coherent picture. It is equally important that every requirement for the new structure stems from an analysis of existing knowledge about the structure. We believe that through the reconstruction of this important bridge, we have achieved an aesthetically pleasing and functional historic transport structure that will be appreciated by experts, but above all by ordinary people, for whom the bridge will remain a visual, but above all a functional, landmark.

References

1. <https://www.vlaky.net/galerie/1106/marcheggsky-viadukt/>

Diaľnica v Šanghaji

Nová vyvýšená diaľnica na predmestí Šanghaja vytvára veľmi potrebné spojenie medzi dvoma významnými existujúcimi rýchlostnými komunikáciami a dilatačné závery mabegeba TENSA®POLYFLEX®, použité pri výstavbe, sú ideálne pre túto husto obývanú lokalitu.

Novo vybudovaný most Jiamin-Hujia, vyvýšená diaľnica na severozápade Šanghaja s celkovou dĺžkou približne jeden kilometer, spája dve kľúčové severojužné cestné komunikácie – diaľnicu S5 Shanghai Jiading a vyvýšenú cestu Jiamin – s pôsobivými mimoúrovňovými križovatkami na oboch koncoch, ktoré umožňujú plynulý tok dopravy.

Nová konštrukcia si vyžadovala mostné dilatačné závery schopné absorbovať posuny až do 135 mm na 14 miestach tejto diaľnice, a preto bol zvolený pokročilý elastický polyuretánový zálievkový dilatačný záver TENSA®POLYFLEX® Advanced PU od spoločnosti mageba – nielen pre jeho schopnosť prispôbiť sa zložitým pohybom a rotáciám konštrukcie, ale aj pre jeho výnimočnú tichosť pri zaťažení dopravou.

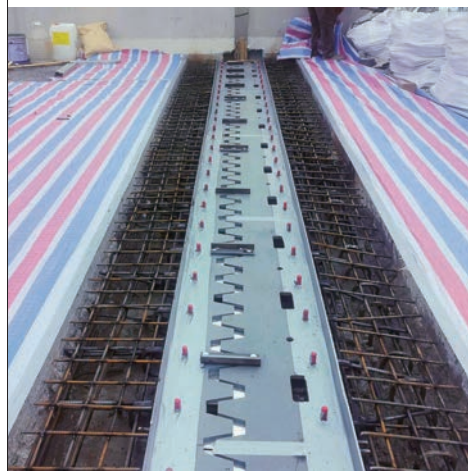
Zálievkové mostné závery **POLYFLEX® ADVANCED PU** sú novým systémom na báze **elastických polymérov**. Predstavujú novú generáciu elastických dilatačných záverov (DZ). Tento flexibilný zálievkový DZ je

oveľa lepšou alternatívou s výhodami asfaltového DZ, eliminujúcim jeho nevýhody, ako sú napr. pukliny, deformácie, tvorba vyjazdených kolají, deformácie v dôsledku preťaženia atď. Ide o úplne nový štandard, čo sa týka kvality, životnosti, jazdného komfortu, vodotesnosti a nízkej hlučnosti.

Nový polyuretánový materiál je plne elastický a vysoko odolný proti poškodeniu. Perforované oceľové uholníky chránia prilahlé steny DZ pred brzdnými a ťahovými silami. Očakávaná životnosť je viac ako dvojnásobne vyššia než životnosť prilahlých vrstiev asfaltu. Túto modernú verziu zálievkového DZ, založenú na využití elastického materiálu **na báze polyuretánu**, je možné použiť na akýkoľvek typ konštrukcie. Je extrémne pevná a vykazuje výnimočnú geometrickú flexibilitu. Zároveň ponúka mnoho výhod v súvislosti s inštaláciou, najmä pri rekonštrukciách. Umožňuje výmenu pôvodného DZ po častiach s minimálnym dosahom na premávku. Tento aspekt býva kľúčový a zásadný. Vytvára dokonale rovný prechod medzi vozovkou a samotným DZ. Použitý PU materiál preukázal svoju trvanlivosť a funkčnosť pri rozsiahlych laboratórnych testoch, čo viedlo v roku 2012 k udeleniu európskeho technického osvedčenia. Neprekonateľný jazdný komfort dotvárajú aj **ROBO®DUR**

asfaltové spevňujúce rebrá, zabraňujúce deformácie asfaltových povrchov na oboch stranách DZ. Minimalizujú sa nárazy kolies a zodpovedajúce dynamické zaťaženie DZ. Dokonale hladký povrch odborne nainštalovaného dilatačného záveru tohto typu zabraňuje nárazom a vibráciám, čím sa hluk znižuje na absolútne minimum. Tieto výhody sú dobre známe mostárskej komunite v Šanghaji, kde bol rovnaký typ dilatačného záveru v minulosti použitý na mnohých projektoch – vrátane mosta nájazdu S32 Puxing Road, rekonštrukcie Taihe Road na vonkajšom okruhu a projektu zdvihnutia východného vonkajšieho okruhu Šanghaja len v uplynulom roku. Sme radi, že sme mohli opäť prispieť k zvýšenej kvalite života obyvateľov tejto časti najväčšej čínskej metropoly – najmä tým, že sme im pomohli zabezpečiť pokojný nočný spánok. ■

www.mageba-group.com



Inštalácia jedného zo 14 DZ TENSA®POLYFLEX®Advanced PU.



Novovybudovaný spojovací most Jiamin-Hujia na vyvýšenej diaľnici v severozápadnom predmestí Šanghaja, tvorí veľmi potrebné spojenie medzi dvoma dôležitými existujúcimi rýchlostnými cestami.

Kompletne nainštalovaný DZ TENSA®POLYFLEX®Advanced PU na novej estakáde s hladkým jazdným povrchom, ktorý minimalizuje hluk pri prejazde.

High-end produkty

Infraštruktúra | Budovy | Priemyselné stavby

Stavebné ložiská

Dilatačné závery

Seizmická ochrana

Monitoring stavieb

mageba Slovakia s.r.o.
Pri Krásnej 4
SK 04012 Košice
Tel.: +421 917 474 970
info.sk@mageba-group.com

mageba
mageba-group.com

Diagnostika predpätia a online monitoring mosta pri Slovenskej Ľupči

Most na ceste prvej triedy I/66 patrí medzi kľúčové objekty, ktorých uzavretie by znamenalo obchádzky dlhé niekoľko desiatok kilometrov. Práve z tohto dôvodu bolo potrebné určiť po zhodnotení jeho veľmi zlého technického stavu podmienky ďalšej prevádzky do času, kým sa dokončí predĺženie rýchlostnej cesty R1 po Slovenskú Ľupču. V príspevku je opísaná cieľená diagnostika predpätia, ako aj koncept nasadeného online monitoringu.

Diagnostics of post-tensioning tendons and online monitoring of the bridge near Slovenská Ľupča

The bridge on the first-class road I/66 is one of the key structures whose closure would require detours of several tens of kilometers. For this reason, after assessing its very poor technical condition, it was necessary to define conditions for its continued operation until the extension of the R1 expressway to Slovenská Ľupča is completed. This paper describes targeted diagnostics of post-tensioning tendons as well as the concept of the implemented online monitoring system.



Peter Paulík

Jakub Gašpárek

Jakub Rubint

Most (M2717) sa nachádza na frekventovanej ceste, spájajúcej Banskú Bystricu a Brezno, kde premostuje menšie údolie a železničnú trať. Ide o spojitú, päťpolovú konštrukciu tvorenú nosníkmi zo spínaných prefabrikátov (typ I-67), čím most zaraďujeme medzi vysokorizikové konštrukcie. Maximálne rozpätie poľa je 34 m.

Veľmi zlý technický stav mosta si vyžiadal vykonanie niekoľkých diagnostík, ktorých úlohou bolo overiť, či je možné most aj napriek takému stavu naďalej dočasne prevádzkovať. V prípade uzavretia mosta by totiž mala obchádzková trasa dĺžku až niekoľko desiatok kilometrov, čo pri takej frekventovanej ceste predstavuje obrovské komplikácie. Pri tomto type konštrukcie je potrebné vykonať vždy tzv. cieľenú diagnostiku zameranú na stav predpätia, ktoré determinuje zvyškovú únosnosť mosta. Na danom moste bola táto kontrola vykonaná v októbri 2023, pričom okrem overenia celkového stavu predpínacích káblov sa zároveň

Bridge (M2717) is located on a busy road connecting Banská Bystrica and Brezno, spanning a small valley and a railway line. It is a continuous five-span structure composed of post-tensioned segmental precast girders (type I-67), which classifies it as a high-risk bridge structure. The maximum span length is 34 m.

Due to the very poor technical condition of the bridge, several diagnostic investigations were carried out to determine whether the bridge could continue to operate temporarily despite its condition. Closure of the bridge would result in detours of several tens of kilometers, posing major complications regarding the heavy traffic volume.

For this type of structure, it is always necessary to perform targeted diagnostics focused on the condition of post-tensioning tendons, which determines the residual load-bearing capacity of the bridge. This assessment was

vyhodnotili najhoršie škáry, na ktoré sa následne osadili snímače pre dlhodobý monitoring. Stav predpätia mosta sa hodnotil na základe odkrytia káblov vizuálnou kontrolou stavu chráničiek káblových kanálikov, stavu drôtov a injekťáže. Cieľene sa odkryli tie káble, kde vonkajšie poruchy indikovali možné problémy s predpínacími lanami. Zároveň sa náhodne prezreli aj ďalšie káble tak, aby sa pokryla celá konštrukcia a všetky typy predpínacích káblov. Okrem kontroly stavu predpätia mosta bola podrobne prehliadnutá aj jeho horná a spodná stavba so zameraním sa na prípadný výskyt statických trhlin.

ZHODNOTENIE VIZUÁLNEJ PREHLIADKY MOSTA

Predpäté spínané prefabrikáty vykazujú celoplošne nízke krytie výstuže, ktorá výrazne koroduje, čím dochádza k delaminácii krycej vrstvy a lokálne k obnažovaniu káblových kanálikov. Koróziou oceľových tenkostenných chráničiek prišli káble o sekundárny prvok ochrany, takže dochádza k postupnej karbonatizácii injekťážnej malty a následne ku korózii predpínacích drôtov. Horná stavba mosta vykazuje znaky zatekania, pričom voda preteká cez celú konštrukciu. Na niektorých prefabrikátoch sú viditeľné inkrustované pozdĺžne trhliny (na spodnej pásnici aj na stenách), ktoré kopírujú geometriu zabudovaných káblových kanálikov. Voda presakujúca cez trhliny, prípadne cez oblasť kotiev, transportuje ku káblovým kanálikom a k predpínacej výstuži chloridy, pôvodcom z cestných solí používaných na zimnú údržbu. Najrozsiahlejšie zatekanie hornej stavby nastáva v oblasti odvodňovacích rúr, ktoré boli už v minulosti vymenené za plastové, a na krajných nosníkoch. Nesprávne osadené odvodňovacie rúry a zle riešené detaily hydroizolácie viedli k rozsiahlemu zatekaniu a sú jednou z hlavných príčin zlého stavu mosta.

carried out in October 2023. In addition to verifying the overall condition of post-tensioned tendons, the most critical joints were evaluated and subsequently equipped with sensors for long-term monitoring.

The condition of the prestressing tendons was assessed by drills and conducting visual inspections of duct sheathing, wire corrosion, and grout quality. Tendons were selectively exposed where external defects indicated potential problems. Additional tendons were randomly inspected to ensure coverage of the entire structure and all types of prestressing tendons. In addition to this diagnostic, both the superstructure and substructure were thoroughly inspected, with particular focus on the presence of structural cracks.

EVALUATION OF VISUAL INSPECTION

The precast girders exhibit generally insufficient concrete cover, leading to significant corrosion. This results in delamination of the cover layer and local exposure of cable ducts.

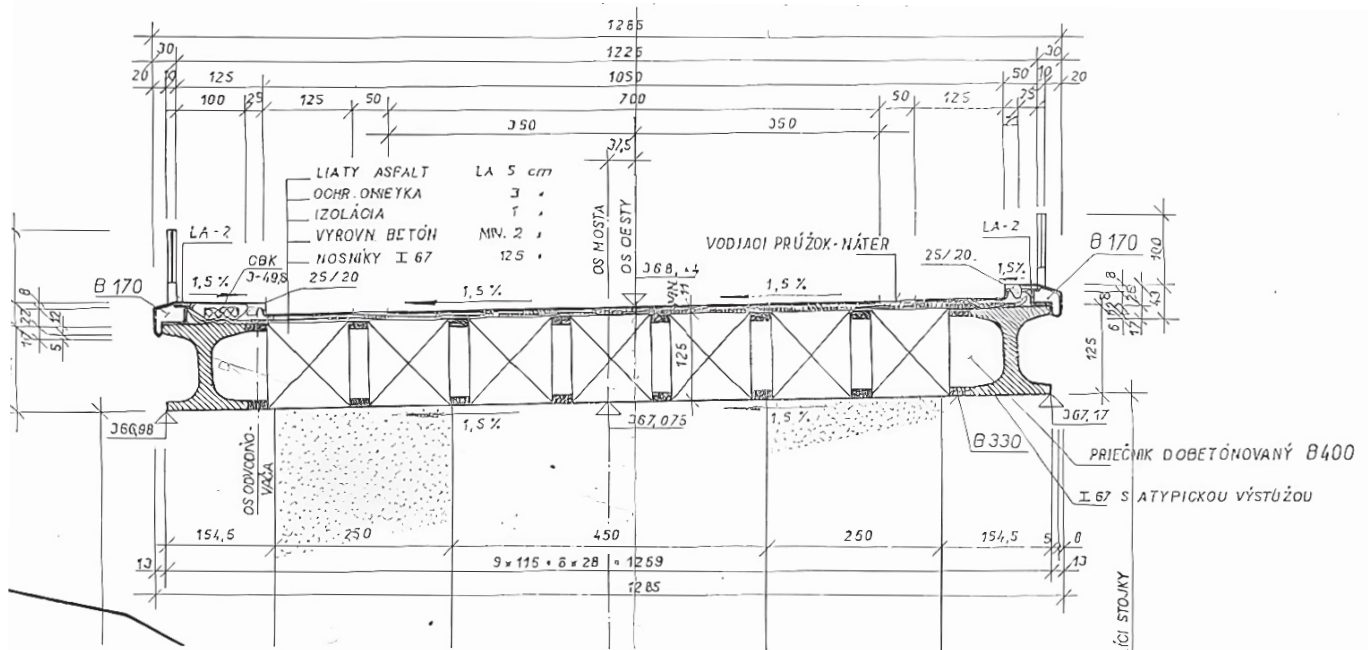
Due to corrosion of thin-walled steel ducts, the cables have lost their secondary protection, leading to progressive carbonation of the grout and subsequent corrosion of prestressing wires.

The bridge deck shows clear signs of water leakages, with water penetrating through the entire structure. Some precast girders show small cracks (both in the bottom flange and webs) following the geometry of cable ducts.

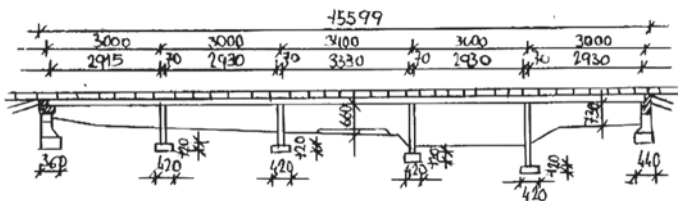
Water seeping through cracks or anchor zones transports chlorides from de-icing salts to the cable ducts and prestressing reinforcement. The most significant leakage occurs near drainage pipes and at the edge



Obr. 1 Pohľad na most
Fig. 1 View of the bridge



Obr. 2 Priečný rez mostom – schéma z mostného zošita
 Fig. 2 Cross-section of the bridge – schematic from the bridge documentation



Obr. 3 Pozdĺžny rez mostom – schéma z mostného zošita
 Fig. 3 Longitudinal section of the bridge – schematic from the bridge documentation

CIELENÁ DIAGNOSTIKA PREDPÄTIA

Predpätie sa overilo na vzorke 45-tich káblov (odkryté + delamináciou obnažené), pričom boli objavené len dva úplne nezainjektované káblové kanáliky a len v jednom prípade došlo k pretrhnutiu niekoľkých drôtov.

Počas cielenej diagnostiky predpätia boli zistené skutočnosti, ktoré majú vplyv na zatažiteľnosť a životnosť mosta. Na základe získaných údajov existuje vysoká pravdepodobnosť, že približne 20 % zdvíhaných káblov (polygonálne) vedených v stenách prefabrikátov je v horných polohách (v blízkosti opôr a pilierov) nedoinjektovaných a dochádza k ich korózii. Zároveň je pravdepodobné, že približne 10 % zo všetkých zdvíhaných káblov nie je zainjektovaných vôbec a dochádza k ich korózii.

V prípade priamych káblov spínajúcich segmenty, vedených v ich dolných pásniciach, nebol objavený taký kábel, ktorý by vykazoval znaky nezainjektovania. Počas diagnostiky boli objavené obnažené priame káble, ktoré vplyvom korózie oceľových chráničiek prišli o sekundárnu ochranu a už dochádza k postupnej karbonatizácii injektážnej hmoty chrániacej drôty predpínacích káblov. Tieto káble sú výraznejšie náchylné na vznik korózie a ich životnosť je výrazne skrátená.

V žiadnom poli mosta nebola objavená trhlinka, ktorá by indikovala pokles miery predpätia.

girders. Improper installation of drainage pipes and poorly designed waterproofing details have led to extensive leakage and are among the main causes of the bridge's deterioration.

TARGETED DIAGNOSTICS OF THE POST-TENSIONING TENDONS

State of the prestressing tendons was evaluated on a sample of 45 tendons (exposed by drills or uncovered due to delamination). Only two completely ungrouted ducts were identified, and only one case of broken prestressing wires was observed.

However, several findings affecting load-bearing capacity and service life were identified. There is a high probability that approximately 20% of polygonal tendons in the webs of precast girders are insufficiently grouted in the upper zones (above piers and abutments near anchorage zones), leading to corrosion. Additionally, around 10% of



Obr. 4 Diagnostika predpätia
 Fig. 4 Prestress Diagnostics



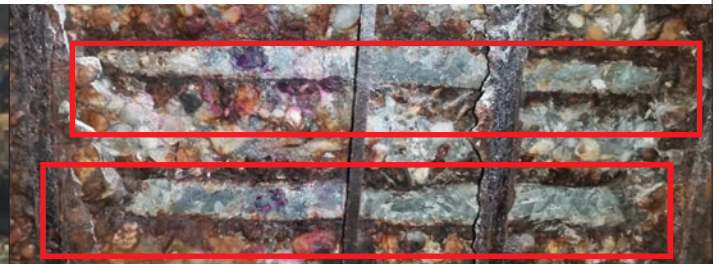
Obr. 5 Nízke krytie strmeňov, rozsiahla delaminácia krycej vrstvy zapríčinená expanziou korozívnych splodín s následným obnažením káblových kanálikov

Fig. 5 Insufficient concrete cover, extensive delamination of the cover layer caused by expansion of corrosion products, with subsequent exposure of cable ducts

Stav predpätia možno na základe zistených skutočností označiť ako zlý, nie však kritický.

MONITORING

Na základe cieľenej diagnostiky predpätia bol navrhnutý a následne v októbri 2023 nasadený systém monitoringu vybraných kritických škár medzi segmentmi prefabrikátov. Vybrané boli tie škáry, ktoré boli pri miestach zistených nedostatkov v rámci diagnostiky a prehliadky mosta. Okrem snímačov boli na škáry umiestnené aj sadrové a sklenené terčíky, ktoré by mali potvrdiť údaje zo snímačov v prípade otvorenia škár. Monitoring je napojený na ústredňu, ktorá



Obr. 6 Pohľad na obnažené káblové kanáliky K5.7 a K5.8 v piatom poli mosta – káblové kanáliky sú skorodované, káble sú zainjektované.

Fig. 6 View of the exposed cable ducts K5.7 and K5.8 in the fifth span of the bridge – the cable ducts are corroded, the cables are grouted.

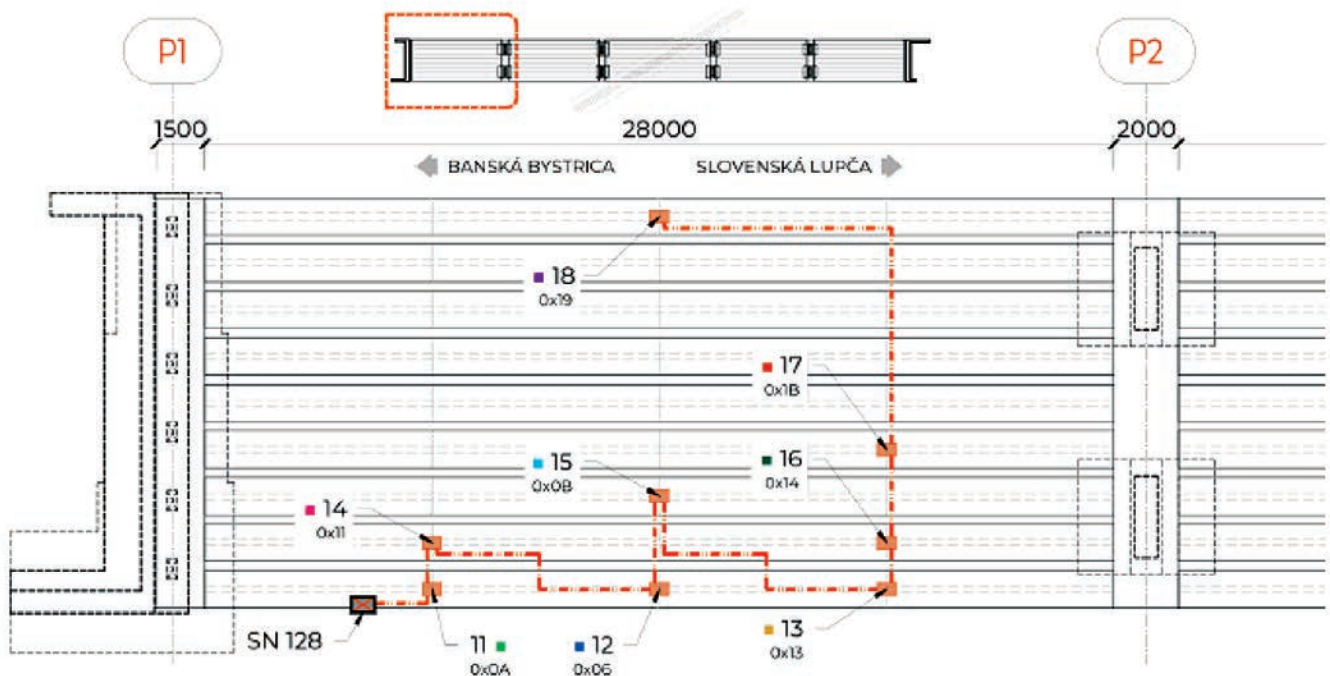


Obr. 7 Nezainjektovaný kábel s korodujúcimi a pretrhnutými predpínacími drôťmi v zdvíhanej časti

Fig. 7 UngROUTED tendon with corroding and broken prestressing wires

all polygonal tendons may be completely ungrouted and subject to corrosion.

For straight tendons connecting precast segments of the girders in the bottom flanges, no ungrouted tendons were identified. However, some exposed straight tendons have lost secondary protection due to duct corrosion,



Obr. 8 Ukážka schémy rozmiestnenia snímačov na vybrané škáry v prvom poli

Fig. 8 Example of the sensor placement layout on selected joints in the first span



Obr. 9 Pohľad na jednu z monitorovaných škár
Fig. 9 View of one of the monitored joints

údaje priebežne vyhodnocuje. Každé tri mesiace sa zároveň koná vizuálna prehliadka konštrukcie a každý mesiac sa podáva správa z monitoringu.

ZÁVERY

Hlavné príčiny zlého stavu mosta môžeme zhrnúť do nasledujúcich bodov:

- ▶ Nesprávne riešené prvky hydroizolácie a odvodňovacieho systému, ktoré viedli k rozsiahlemu zatekaniu mosta.
- ▶ Nízke krytia výstuže (10 mm), ktoré sa v čase výstavby mosta považovalo za štandardné (nedostatok vedomostí o degradácii železobetónových konštrukcií v čase výstavby).
- ▶ Výskyt nezainjektovaných káblových kanálikov.
- ▶ Nedostatočná údržba mosta (nedostatočná údržba odvodnenia, neriešenie porúch v čase, keď ešte neboli rozsiahle).

V súčasnosti viedol zlý stav mosta k zúženiu jazdných pruhov na moste a nasadeniu monitorovacieho systému. Monitoring mosta zabezpečuje bezpečnú prevádzku až do času, keď by bolo zaznamenané otvorenie niektorej zo škár medzi prefabrikátmi (škáry sú monitorované online a vyhodnocované na týždennej báze). V prípade zaznamenania pohybu niektorej zo škár by bolo nutné pristúpiť k ďalším krokom, ako napríklad k uzavretiu jedného z jazdných pruhov alebo, v extrémnom prípade, aj celého mosta. Most je tiež pod sprísneným dohľadom vizuálnych prehliadok v trojmesačných intervaloch.

Podobné riešenie sa odporúča pre všetky rizikové mosty (mosty zo spínaných prefabrikátov), pri ktorých sa na základe cieľenej diagnostiky predpätia zistilo, že dochádza ku korózii predpínacích káblov.

Zároveň sa pre všetky mosty zo spínaných prefabrikátov, ako aj pre segmentové mosty postavené pred rokom 1990 odporúča vykonať cieľenú diagnostiku predpätia a nespoliehať sa len na vizuálne prehliadky, ktoré nedokážu včas objaviť koróziu predpätia. Vďaka včasnému objaveniu problémov s predpätím získa správca mosta čas na prípravu na uzavretie a prestavbu mosta a predíde tak nečakaným komplikáciám v prípade nutného okamžitého uzavretia mosta, alebo, v horšom prípade, jeho nečakaného kolapsu.

Literatúra

1. Správa z cieľenej diagnostiky predpätia mosta a inštalácie monitoringu, Most ev. č. M2717 na ceste I/66 cez železničnú trať pri odbočke do Biotiky Sl. Lupča, 2023.

and carbonation of grout has begun. These tendons are more susceptible to corrosion and have significantly reduced service life.

No cracks indicating a reduction in prestressing force were detected.

Overall, the condition of prestressing tendons can be classified as poor, but not critical.

MONITORING

Based on the targeted diagnostics, a monitoring system was designed and installed in October 2023 to track selected critical joints between precast segments of the girders.

The monitored joints were selected based on identified deficiencies. In addition to electronic sensors, plaster and glass indicators were installed to visually verify joint movements signaled by the electronic system.

The monitoring system is connected to a central unit that continuously evaluates the data. Visual inspections are conducted every three months, and monitoring reports are issued monthly.

CONCLUSIONS

The main causes of the bridge's poor condition can be summarized as follows:

- ▶ Improper waterproofing and drainage design leading to extensive water leakages.
- ▶ Insufficient concrete cover (approximately 10 mm), which was considered standard at the time of construction.
- ▶ Presence of ungrouted cable ducts.
- ▶ Inadequate maintenance (especially maintenance of the drainage system and delayed repair of defects)

Due to the current condition, traffic lanes on the bridge have been narrowed and a monitoring system has been implemented. Monitoring ensures safe operation until any joint opening is detected. Joints are monitored online and evaluated weekly.

If any movement in the joints between the segments is detected, further measures will be taken, such as closing another traffic lane or, in extreme case, closing the entire bridge. The bridge is also subject to enhanced visual inspections at three-month intervals.

This approach is recommended for all high-risk bridges (constructed from post-tensioned precast segments) where corrosion of prestressing tendons has been identified.

It is also recommended that all segmental bridges built before 1990, should undergo targeted diagnostics of the prestressing tendons rather than relying solely on visual inspections, which cannot detect prestressing corrosion early in time.

Early detection of corrosion of prestressing tendons allows bridge owners to prepare for the bridge closure and its reconstruction, avoiding unexpected complications or, in the worst case, sudden structural collapse.

References

1. Report on targeted diagnostics of the post-tensioning tendons and installation of monitoring system, Bridge No. M2717 on road I/66 over the railway near the Biotika junction, Slovenská Lupča, 2023.

Od laboratória po stavbu: digitálne riešenia pre spracovateľov betónu

Digitálne technológie prinášajú do stavebného priemyslu revolúciu. Pracovné postupy sa dnes opierajú o presné dáta a algoritmy. Pre výrobcov betónu to znamená rýchlejšie rozhodovanie, menej strát a udržateľnejšiu výrobu. Sika pripravila nástroje, ktoré prepájajú laboratórne znalosti s efektívnou prácou na stavbe - od mobilnej analýzy kameniva až po sledovanie kvality betónu v reálnom čase.



SIKA SANDAPP: ANALÝZA KAMENIVA

Kamenivo je základom dobrého betónu a kvalitné zdroje sú čoraz vzácnejšie. Producenti betónu často nepracujú s ideálnymi materiálmi. Sika vyvinula aplikáciu SandApp, ktorá dokáže zmeniť sitovú skúšku kameniva na rýchly proces. Aplikácia využíva fotografiu vzorky na to, aby určila veľkostnú krivku, tvarové parametre a obsah jemných častíc. Tradičné sitové skúšky môžu trvať aj pol hodiny a vyžadujú zariadenie a veľa úsilia na váženie jednotlivých prepádov sitami, nehovoriac o ich úmornom čistení. SandApp prináša výsledky asi za štvrtinu doby a poskytuje údaje aj o tvarovom indexe kameniva, sféricosti, stranách zrn a o hladkosti ich povrchu. Tieto výsledky bežné sitovanie neposkytuje a vyžadovali si by drahé meracie prístroje.

Aplikácia generuje prehľadné protokoly vo formáte .pdf aj .csv pre ďalšie spracovanie a získané krivky možno priamo importovať do návrhu zmesi v aplikácii Sika MixDesign, zdieľať dáta s inými užívateľmi a porovnávať

až šesť meraných či referenčných kriviek. Výrobca môže ihneď upraviť pomer piesku a kameniva, aby dosiahol lepšiu spracovateľnosť, nižšiu spotrebu cementu a nižšiu uhlíkovú stopu. Aplikácia umožňuje vykonať merania priamo pri nakládke surovín, v betonárke alebo na stavbe.

SIKA MIXDESIGN APP: OPTIMÁLNY RECEPT VŽDY PORUKE

Navrhnuť betónovú zmes tak, aby spĺňala požiadavky na pevnosť, trvanlivosť, spracovateľnosť, bola ekonomická a minimalizovala environmentálnu stopu, je dnes náročnejšie ako kedykoľvek predtým. Sika MixDesign umožňuje optimalizovať zmes na základe výkonu, triedy expozície alebo dostupných materiálov. Aplikáciu možno používať na počítači aj v mobile na stavbe, pričom prepínanie medzi verziami je plynulé. Zaujímavosťou je, že aplikácia ponúka širokú paletu testov čerstvého aj zatvrdnutého betónu a údaje, ktoré je možné v aplikácii zbierať a vyhodnocovať. Používateľ si môže ukladať rôzne receptúry, priradiť k nim výsledky skúšok a sledovať, ako zmena zloženia ovplyvňuje výsledné vlastnosti. Okrem samotného návrhu zmesi obsahuje Sika MixDesign aj rozširujúce moduly.

Nástroj LCA Calculator umožňuje vyhodnotiť vplyv zmesi na životné prostredie počas celého životného cyklu a zobrazuje globálny potenciál otepľovania aj kumulatívnu energetickú náročnosť.

Shotcrete App ponúka sledovanie nábehov tuhnutia striekaného betónu. Dokáže importovať dáta



z prístrojov a vytvoriť graf vývoja pevnosti v reálnom čase priamo na mieste aplikácie.

TANK LEVEL MANAGEMENT: ABY NIKDY NECHÝBALA PRÍSADA

Digitálne riešenia nepokrývajú len návrh zmesí, ale aj logistiku. Sika vybavila zásobníky prísad inteligentnými senzormi, ktoré sledujú stav naplnenia v reálnom čase. Tank Level Management používa radarové senzory na vonkajších nádržiach s objemom od 2 000 do 30 000 litrov a ultrazvukové senzory na vnútorných nádržiach s objemom od 1 000 do 5 000 litrov. Senzory sú autonómne, napájané batériou a vybavené modmom pre mobilné dátové siete. Ak hladina klesne na definovanú úroveň, systém odošle upozornenie a umožní okamžite vytvoriť objednávku.



VÍZIA BUDÚCNOSTI – AI SENZORY

Sika v roku 2025 investovala do spoločnosti Giatec, ktorá vyvíja senzory a platformy s umelou inteligenciou. Ich bezdrôtové snímače SmartRock merajú teplotu a pevnosť. Snímače MixPilot sledujú konzistenciu betónu počas prepravy a spolu s platformou SmartMix dokážu optimalizovať množstvo cementu a kameniva algoritmi umelej inteligencie. Tým sa znižujú náklady aj emisie CO₂. Digitálne nástroje spoločnosti Sika spájajú presnosť laboratórnych meraní s efektívnym riadením výroby a logistiky. Spolu vytvárajú ekosystém, v ktorom výroba betónu prestáva byť umením a stáva sa plánovaným procesom podporeným dátami. ■

Autor: Ľudovít Sidó,
BU Concrete Manager, Sika Slovensko

SúčasnÉ poznatky o príčinách zlého technického stavu dodatočne predpätých priehradových väzníkov

Dodatočne predpäté segmentové prefabrikované strešné priehradové väzníky predstavovali v druhej polovici minulého storočia v Československu populárne riešenie zastrešenia hál, ktoré si vzhľadom na svoj účel vyžadovali veľké rozpätia. Väzníky sa zhotovovali zo 6-metrových segmentov, najčastejšie do finálnej dĺžky 18 alebo 24 m. Postupom času sa však ukázalo, že tieto konštrukčné prvky trpia viacerými poruchami, predovšetkým koróziou predpínacích drôtov, spôsobenou nedostatočnou alebo úplne chýbajúcou injektážou káblových kanálikov. Dôsledkom týchto nedostatkov boli zaznamenané viaceré kolapsy predmetných väzníkov na území Českej republiky aj Slovenska. Tieto udalosti vyvolali značné znepokojenie odbornej verejnosti a poukázali na potrebu dôslednej diagnostiky, statického prepočtu a prípadného zosilnenia týchto konštrukcií. Príspevok sa zaoberá zhodnotením stavu dodatočne predpätých väzníkov, ktoré sa v minulosti často používali. Obsahuje opis najčastejších porúch a nedostatkov zistených počas viacerých diagnostík obsahujúcich endoskopické prieskumy.

Current insights into the causes of poor technical condition of post-tensioned truss beams

Post-tensioned segmental precast roof trusses represented a widely used structural solution for covering industrial and public halls in Czechoslovakia during the second half of the 20th century, particularly in structures requiring large spans. These trusses were manufactured from 6-m-long precast segments and were most commonly assembled to achieve final spans of 18 m or 24 m. With increasing age of these structures, however, various defects have been identified. The most critical issue is the corrosion of prestressing wires, which is primarily associated with insufficient or completely missing grouting of the cable ducts. As a consequence of these deficiencies, several failures and collapses of such trusses have been recorded in both the Czech Republic and Slovakia. These incidents raised significant concern within the professional engineering community and highlighted the necessity for detailed diagnostic investigations, structural assessment, and, where required, the strengthening of these structural members. This paper focuses on the assessment of the condition of post-tensioned truss beams that were commonly used in the past. The study includes a description of the most frequent defects and deficiencies identified during several diagnostic surveys, including endoscopic inspections.



Martin Moravčík



Jakub Kralovanec



Vladislav Bureš



Petr Mynarčík

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: 041/513 56 58, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

Ing. Jakub Kralovanec, PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: 041/513 56 66, e-mail: jakub.kralovanec@uniza.sk

Ing. Vladislav Bureš, PhD., Katedra nosných konštrukcií, Fakulta umění a architektury, Technická univerzita Liberec, Studentská /2, 461 17 Liberec 1, tel.: 00420/48/535 65 37 14 02, e-mail: vladislav.bures@tul.cz

Ing. Petr Mynarčík, PhD., Experimentální a diagnostické stavební centrum, Fakulta stavební, VŠB – Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 00 Ostrava 8, tel.: 00420/59/732 19 25, e-mail: petr.mynarcik@vsb.cz



Obr. 1 Ukážka dodatočne predpätého priehradového väzníka SPP12(13) – 18/6
Fig. 1 Example of a post-tensioned truss beam SPP12(13) – 18/6

Dodatočne predpäté väzníky strešných konštrukcií (obr. 1) predstavujú významnú etapu vývoja pozemného staviteľstva, najmä pri priemyselných halách budovaných v rokoch 1960 – 1980. Išlo o predpäté priehradové nosníky vyrábané z viacerých segmentov (zvyčajne troch až štyroch), ktoré sa na stavbe spájali pomocou predpínacích káblov vedených v dolnom páse, krajných diagonálach a stabilizačne aj v hornom páse. Po napnutí káblov mali byť ich kanáliky zainjektované maltou na ochranu výstuže pred koróziou, čo sa však v mnohých prípadoch nerealizovalo alebo len čiastočne. To má výrazný vplyv na spoľahlivosť a životnosť týchto konštrukcií. Dodatočne predpäté väzníky sa preto dnes považujú za systémovú poruchu, keďže boli masovo používané pri halách s rozpätím 18 a 24 m najmä v bývalom Československu a mnohé z nich sú v prevádzke už viac ako 40 až 60 rokov [1, 2].

Najčastejšími typmi väzníkov, ktoré sa vo veľkom množstve používali a dodnes sú v prevádzke, sú väzníky typov SPP 6-18/6, SPP 12-18/6 a SPP 8-18/6 s modulovým rozpätím 18,0 m ($3 \times 6,0$ m), pričom ich osová vzdialenosť bola 6,0 m. Všetky tieto väzníky majú rovnaký tvar. Väzníky SPP 6-18/6 a SPP 12-18/6 boli navrhnuté s podvesnou dopravou so žeriavovými drážkami, väzník SPP 8-18/6 bol navrhnutý bez podvesnej dopravy. Typ SPP 12-18/6 (z roku 1969) je novšou verziou staršieho väzníka SPP 6-18/6 (z roku 1961), pričom zohľadňoval aktualizované požiadavky na zaťaženie. Väzníky SPP 6-18/6 a SPP 8-18/6 sa vyrábali z betónu triedy 400 a boli navrhnuté na stále zaťaženie od vlastnej tiaže strešného plášťa $2,10 \text{ kN/m}^2$ a na zaťaženie snehom $0,75 \text{ kN/m}^2$. Väzníky SPP 12-18/6 sa vyrábali z betónu triedy 500 a boli navrhnuté na stále zaťaženie od vlastnej tiaže strešného plášťa $2,50 \text{ kN/m}^2$ a na zaťaženie snehom $1,00 \text{ kN/m}^2$ [3].

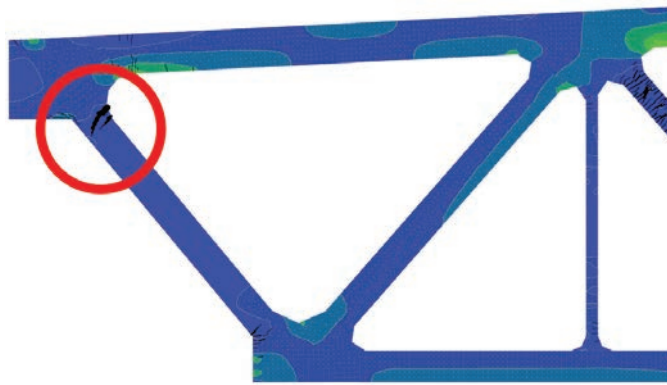
Hlavným rizikom spoľahlivosti týchto väzníkov je korózia predpínacej výstuže spôsobená zatekaním vlhkosti do nedostatočne alebo nekvalitne injektovaných kanálikov. Korózia znižuje mechanické vlastnosti predpínacích drôtov a môže viesť až k náhlemu zlyhaniu konštrukcie, často bez zreteľných varovných príznakov. V praxi už bolo zaznamenaných viacero havárií dodatočne predpätých väzníkov, napríklad v západných Čechách v rokoch 2010, 2018 a 2024, v severných Čechách v roku 2023, na východnom Slovensku v roku 2017 a na západnom Slovensku v roku 2024 [2].

Diagnostické prieskumy sa zameriavajú najmä na stav predpínacej výstuže a kvalitu injektáže kanálikov, často pomocou endoskopie. Výsledky ukazujú výrazné rozdiely v rozsahu korózie, pričom sa často preukazuje čiastočná alebo úplná absencia injektáže. To vedie ku koróznym úbytkom výstuže najmä v krajných diagonálach a v miestach kotvenia káblov, ktoré sú z hľadiska statickej bezpečnosti kritické. Na obr. 2 je znázornené typické

Post-tensioned segmental trusses (Fig. 1) used in roof structures represent an important development in civil engineering, particularly in industrial halls built between 1960 and 1980. Due to transportation limitations, these post-tensioned trusses were constructed from three to four precast segments and assembled on site using prestressing cables located in the bottom chord and outer diagonals, with an additional stabilizing cable in the top chord. After tensioning, the cable ducts were intended to be grouted to ensure bonding and protect the prestressing steel from corrosion. In many cases, however, grouting was incomplete or omitted, which has negatively affected the reliability and durability of these structures. Today, post-tensioned segmental trusses are considered a systemic deficiency of a once widely used structural system, particularly in industrial halls with spans of 18 m and 24 m in the former Czechoslovakia. Many of these structures have now been in service for 40–60 years [1, 2].

The most commonly used truss types, which were widely applied and remain in service today, are SPP 6-18/6, SPP 12-18/6, and SPP 8-18/6. All of these trusses have a modular span of 18.0 m (3×6.0 m) and are typically arranged with a spacing of 6.0 m. Despite differences in their design parameters, the trusses share the same geometric configuration. The SPP 6-18/6 and SPP 12-18/6 trusses were designed to allow overhead handling using crane grooves, whereas the SPP 8-18/6 truss was designed without provisions for overhead transport. The SPP 12-18/6 type, introduced in 1969, represents a newer version of the earlier SPP 6-18/6 truss (introduced in 1961), reflecting updated load requirements. The SPP 6-18/6 and SPP 8-18/6 trusses were manufactured from C40 concrete and designed for a permanent load from the self-weight of the roof covering of 2.10 kN/m^2 and a characteristic snow load of 0.75 kN/m^2 . In contrast, the SPP 12-18/6 trusses were produced using C50 concrete and designed for a permanent load from the roof covering of 2.50 kN/m^2 and a snow load of 1.00 kN/m^2 [3].

The primary reliability risk associated with these trusses is the corrosion of the prestressing wires, which is caused by moisture ingress into cable ducts that were insufficiently or improperly grouted. Corrosion of the prestressing wires progressively reduces their mechanical capacity, which may ultimately lead to sudden structural failure. Collapse of this part of the roof structure often occurs without clearly visible warning signs. In practice, several failures of post-tensioned trusses have already been documented. Reported cases include collapses in western Czechia in



Obr. 2 Zvyčajné kritické miesto dodatočne predpätých väzníkov
Fig. 2 Typical critical location of a post-tensioned truss

kritické miesto – napojenie krajnej diagonály na styčník (zhlavie) [2, 5].

Ďalšou dôležitou súčasťou hodnotenia je identifikácia rizikových faktorov ovplyvňujúcich spoľahlivosť väzníkov, ako sú dodatočné zaťaženia zo strešných úprav, podhládov či vyššie než pôvodne uvažované klimatické a technologické zaťaženia. Z hľadiska odolnosti konštrukcie sú rozhodujúce najmä stopy po zatekaní vody, rozsah korózie predpínacej výstuže, priehyby, trhliny, nezainjektované kanáliky a výrobné alebo montážne nedokonalosti [1]. Z týchto dôvodov sa súčasný výskum zameriava na rozvoj diagnostických metód, hodnotenia rizík a návrhu opatrení na zabezpečenie alebo zosilnenie dodatočne predpätých priehradových väzníkov s cieľom predĺžiť ich ďalšie využitie [2].

ČASTÉ PORUCHY

Základným varovným znakom sú stopy po dlhodobom zatekaní do oblasti zhlavia väzníka, kde sú zakotvené predpínacie káble. Závažnú poruchu predstavujú priečne ťahové trhliny cez celý prierez na krajných predpätých ťahaných diagonálach, prípadne aj na dolnom páse väzníka (obr. 3).

Ťahová trhlina značí, že z krajných diagonál väzníka vymizlo predpätie. To môže znamenať, že káble neboli pri predpínaní väzníka dostatočne predopnuté alebo že predpätie zaniklo v dôsledku veľkých strát predpätia, napríklad v dôsledku preklzu v kotve. Môže to však byť aj následkom korózie predpínacej výstuže, korózneho úbytku prierezu výstuže, a tým aj úbytku sily v predpínacích kábloch. V každom prípade ide o kritickú poruchu, na ktorú je potrebné bezodkladne reagovať, pretože tento stav môže pri pokračujúcej korózii viesť až k havárii väzníka.

Vo všetkých zdokumentovaných haváriách došlo k pretrhnutiu silne skorodovanej predpínacej výstuže v blízkosti kotvy v zhlaví väzníka. Preto sa priečna ťahová trhlina na krajnej predpätej diagonále považuje za kritickú poruchu. Zároveň však ani absencia trhlín na krajných diagonálach alebo dolnom páse nezaručuje, že výstuž v zhlaví nie je skorodovaná. Boli zaznamenané aj havárie bez viditeľných trhlín. Súvisí to s tým, že väzníky sa vyrábali z kvalitného betónu triedy 400 (C28/35) alebo 500 (C35/45) s relatívne

2010, 2018, and 2024, in northern Czechia in 2023, in eastern Slovakia in 2017, and in western Slovakia in 2024 [2].

Diagnostic surveys mainly focus on evaluating the condition of the prestressing steel and the quality of duct grouting, often using endoscopic inspection. The results vary significantly, but many cases reveal partial or complete absence of grout in the ducts. Consequently, corrosion losses in the prestressing steel occur, especially in the outer diagonals and at cable anchorages—critical zones for the structural safety of the trusses. Fig. 2 shows a typical critical detail: the connection of the outer diagonal to the end joint (node) [2, 5].

Another important aspect of the assessment is the identification of risk factors affecting the reliability of the post-tensioned trusses, such as additional loads resulting from roof modifications, suspended ceilings, or climatic and operational loads exceeding the values originally considered in the design. From the perspective of structural durability, the most critical indicators include evidence of water ingress, the extent of corrosion of the prestressing steel, excessive deflections, cracking, ungrouted ducts, and possible manufacturing or assembly imperfections [1]. For these reasons, current research focuses on the development of diagnostic methods, risk assessment procedures, and the design of measures to secure or strengthen post-tensioned segmental trusses in order to extend their remaining service life [2].

COMMON DEFECTS

A primary warning sign of potential structural deterioration is evidence of long-term water ingress at the truss nodes, where the prestressing cables are anchored. A more serious defect is the presence of transverse tensile cracks extending across the full cross-section of the outer post-tensioned diagonals, and in some cases also affecting the bottom chord of the truss (Fig. 3).

The tensile crack indicates a loss of prestressing in the outer diagonals of the truss. This may result from insufficient initial tensioning during the post-tensioning process, or from significant prestress losses due to factors such as slip at the anchorage. Alternatively, the defect may be a consequence of corrosion of the prestressing steel, which reduces the effective cross-section of the reinforcement and, consequently, the force in the prestressing cables. In any case, this represents a critical structural defect that requires immediate attention, as continued corrosion under these conditions may ultimately lead to truss failure. In all failure cases documented by the authors, collapse was linked to the rupture of heavily corroded prestressing wires near the anchorage at the truss node. This highlights why a transverse tensile crack in the outer post-tensioned diagonal is considered a critical defect. However, the absence of visible cracks in the outer diagonals or bottom chord does not guarantee that the prestressing steel at the node is intact or that the truss remains reliable. Several collapses occurred without prior visible cracking. This is largely due to the relatively high tensile strength of the concrete used – C40 (now C28/35) or C50 (now C35/45) – which allows the tensile force to gradually transfer to the concrete as the prestressing wires corrode, masking the deterioration until sudden failure occurs.

Structural analysis indicates that the characteristic force in the post-tensioned diagonal, resulting from the typical per-



Obr. 3 Ťahová trhlina v krajnej diagonále väzníka
Fig. 3 Tensile crack in the outer diagonal of the truss



Obr. 4 Pozdĺžna trhlina na krajnej predpätnej diagonále so stopami korózneho výtoku

Fig. 4 Longitudinal crack in the outer post-tensioned diagonal with corrosion traces

vysokou ťahovou pevnosťou, takže pri postupnej korózii výstuže môže ťah dočasne prenášať samotný betón. Zo statického výpočtu vyplýva, že charakteristická sila v ťahanej diagonále od obvyklého stáleho zaťaženia strechy ($2,5 \text{ kN/m}^2$) je približne rovnaká ako odolnosť ťahaného prostého betónu diagonály pri uvažovaní priemernej pevnosti betónu v prostom ťahu. Potom stačí akýkoľvek náhodný impulz (napríklad náhla zmena teploty) a prostý betón ťahanej diagonály sa náhle krehko poruší a väzník sa bez predchádzajúceho varovania (trhlín, priehybov) zrúti.

Závažným varovným znakom sú trhliny v predpätých prútoch so stopami korózných produktov („hrdzavým“ sfarbením) vytekajúcich z trhliny. Príklad pozdĺžnej trhliny kopírujúcej káblový kanálik so stopami „hrdzavého“ výtoku je na obr. 4.

Na krajných ťahaných diagonálach a niekedy aj na dolnom páse sa často vyskytujú pozdĺžne trhliny sledujúce dráhu káblových kanálikov, a to pri zainjektovaných aj nezainjektovaných kanálikoch. Príklad diagonály so zainjektovaným kanálikom je na obr. 5. Tieto trhliny sú väčšinou spôsobené zmrašťovaním betónu a pokiaľ sa v nich neobjavujú stopy vytekajúcej vody z kanálikov, samy osebe nepredstavujú významné riziko.

K poruchám, ktoré možno kontrolovať vizuálne bez použitia špeciálnych diagnostických metód, patria nadmerné priehyby. Typický konečný priehyb predpätého väzníka s modulovým rozpätím 18 m sa pohybuje v jednotkách milimetrov. Pri väzníkoch, ktoré majú problémy s predpätím (nedostatočné predpätie pri výrobe, straty predpätia rôzneho druhu, korózia predpínacej výstuže), sa vyskytujú priehyby okolo 50 mm aj viac. Najmä veľké rozdiely v priehyboch jednotlivých väzníkov v jednej hale poukazujú na možné problémy s predpätím väzníkov.

ENDOSKOPICKÝ PRIESKUM

Endoskopický prieskum smerovaný dovnútra kanálikov určených na vedenie predpínacej výstuže sa osvedčil ako efektívna metóda poskytujúca dôležité informácie na hodnotenie stavu problematických väzníkov. V rámci en-



Obr. 5 Rez káblovým kanálikom s injektážou

Fig. 5 Section of a cable duct with grouting

manent roof load (2.5 kN/m^2), is approximately equal to the tensile strength of the plain concrete in the diagonal, based on the average concrete tensile strength. Consequently, any random impulse – such as an abrupt temperature change – can cause the concrete in the post-tensioned diagonal to fail in a brittle manner. This may lead to a sudden collapse of the truss without prior warning signs, such as visible cracks or excessive deflections.

A serious warning sign is any crack in post-tensioned truss members showing corrosion products, with a characteristic “rusty” appearance. Fig. 4 shows a longitudinal crack along a cable duct with rusty exudate. Such cracks are commonly observed in the outer post-tensioned diagonals and occasionally in the bottom chord, following the layout of the cable ducts, in both grouted and ungrouted members. An example of a diagonal with a grouted duct is shown in Fig. 5. These cracks are mainly caused by concrete shrinkage and, without water exudation from the ducts, generally do not pose a significant hazard on their own.

Defects that can be identified visually, without the use of specialized diagnostic methods, include excessive deflections. For a post-tensioned truss with a modular span of 18 m, the typical final deflection is on the order of a few millimetres. In trusses affected by prestressing issues – such as insufficient initial post-tensioning, various prestress losses, or corrosion of the prestressing steel – deflections of approximately 50 mm or more may be observed. Notably, significant differences in deflections among individual trusses within the same hall can indicate potential problems with truss prestressing.

ENDOSCOPIC SURVEY

Endoscopic surveys conducted within the cable ducts have proven to be an effective method for obtaining critical information for the assessment of problematic trusses. Two key aspects are evaluated during such surveys. The first is



Obr. 6 Stav predpínacej výstuže

a) výstuž zanesená povlakom injektážnej malty, bez známkov korózie, b) lokálne korózne produkty na predpínacej výstuži, viditeľné stopy po zatekaní, kanálik bez injektáže, c) predpínacia výstuž plošne pokrytá koróznymi produktmi, kanálik bez injektáže, d) viditeľné zmeny tvaru predpínacej výstuže a výskyt viacvrstvových korózných produktov, kanálik bez injektáže

Fig.6 The condition of the prestressing steel

a) reinforcement coated with grouting mortar, with no signs of corrosion, b) local corrosion products on the prestressing reinforcement, visible traces of water ingress, ungrouted duct, c) prestressing reinforcement extensively covered with corrosion products, ungrouted duct, d) visible deformation of the prestressing reinforcement and occurrence of multi-layered corrosion products, ungrouted duct

doskopického prieskumu sa hodnotia dva zásadné faktory. Prvým faktorom je posúdenie miery ochrany predpínacej výstuže injektážnou maltou a druhým faktorom je analýza rozsahu korózneho napadnutia predpínacej výstuže [7]. Prieskum sa vykonáva kontrolným vývrtom s priemerom 10 mm. Tento priemer je zvolený zámerne, aby bol diagnostický zásah do konštrukcie čo najšetrnejší a aby sa minimalizovalo riziko poškodenia alebo dokonca prevrtania drôtov predpínacej výstuže. Dôležitá je aj poloha vývrtu. Z analýzy havárií väzníkov je známe kritické miesto, kde dochádzalo k iniciácii kolapsu – kotevná oblasť predpínacej výstuže a jej bezprostredné okolie v styčníku krajnej šikmej diagonály a horného pásu väzníka. Kontrolné vývrty sa preto realizujú čo najbližšie k tejto oblasti, teda ku kotevnej doske a kuželovým kotevným prvkom. Polohu predpínacej výstuže je potrebné pred vrtaním vždy vyhľadať detektorom výstuže, najčastejšie na elektromagnetickom princípe. Spoliehanie sa iba na rozmery z pôvodnej projektovej dokumentácie môže byť nepresné vzhľadom

the degree of protection of the prestressing steel provided by the cement grout, and the second is the extent of corrosion of the prestressing wires [7].

The survey is performed through an inspection core drilled with a diameter of 10 mm. This diameter is deliberately chosen to ensure that the diagnostic intervention is minimally invasive and to avoid significant damage to the prestressing wires, or in extreme cases, drilling through them. The location of the drilled core is another critical consideration. Analysis of truss failures has identified a key area where collapse typically initiates: the anchorage zone of the prestressing steel and its immediate vicinity, located at the joint of the outer inclined diagonal and the top chord of the truss. Inspection cores are therefore drilled as close as possible to this critical location, near the anchorage plate and the conical anchor elements. Locating the prestressing steel should always be carried out using a reinforcement detector, most commonly based on electromagnetic principles, since relying solely on original design documentation

na dobové výrobné odchýlky a pracovnú disciplínu. Vyhodnotenie endoskopického prieskumu môže byť do určitej miery subjektívne a poskytuje informácie len o bezprostrednom okolí konštrukčného vrtu. Preto je potrebné jeho výsledky chápať ako čiastkový zdroj údajov, ktorý však významne prispieva k vytvoreniu celkového obrazu o stave konštrukcie. Na obr. 6 sú uvedené ilustračné snímky stavu predpínacej výstuže získané počas endoskopického prieskumu.

ZÁVERY

Na základe analýzy a štúdia viacerých prípadov havárií alebo vykonaných diagnostík na poškodených väzníkoch možno konštatovať, že najrozšírenejšou a aj najnebezpečnejšou poruchou, ktorá sa navyše môže vyvíjať v čase, je korózia predpínacej výstuže. Jednou z najviac používaných metód na kontrolu korózie výstuže je endoskopické vyšetrenie káblových kanálikov. Vo veľkej väčšine prípadov táto výstuž nie je v kanálikoch injektovaná, čo znamená, že je pomerne dobre aj vizuálne kontrolovateľná. Vyhodnocovanie samotného dosahu korózie na spoľahlivosť predpínacej výstuže je veľmi zložitá problematika, ktorá síce je založená na rozsiahlej výskumnej báze, no stále nie je v plnej miere zjednotená vo výstupoch. Dosiaľ možno hlavné dôsledky korózie na predpínaciu výstuž definovať v podobe:

- ▶ redukcie skutočnej plochy prierezu – efektívna plocha prierezu, vznik povrchových vrubov a rýh – „pitting corrosion“;
- ▶ zmeny fyzikálno-mechanických vlastností a pracovného diagramu ocele „reinforcement hardening“;
- ▶ potenciálneho rozvoja vodíkovej degradácie „hydrogen embrittlement“ – zmena lomových vlastností ocele,
- ▶ urýchlenia únavových poškodení,
- ▶ redukcie alebo úplnej straty súdržnosti betónu a výstuže.

Príspevok vznikol s podporou Vedeckej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR a SAV (VEGA) číslo 1/0118/25 a podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-23-0626.

Literatúra

1. ASB: Hodnotenie dodatočne predpätých väzníkov striech priemyselných hál, 2025. Dostupné online: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/hodnotenie-dodatocne-predpatych-vaznikov-striech-priemyselných-hal-2>.
2. BUREŠ, V. – MYNARČÍK, P. – ČÍTEK, D. – HLAVÁČEK, A. – ČAPEK, K.: Zkúsenosti z prúzkumů dodatečně předpätých väzníků průmyslových hal. Konstrukce, 2024. Dostupné online: <https://konstrukce.cz/projektovani/zkusenosti-z-pruzkumu-dodatecne-predpatych-vazniku-prumyslovych-hal-1484>.
3. MYNARCIK, P. – BURES, V. – MIKOLASEK, D. – VACEK, M. – PATRMAN, M. – JOHANIDES, M. – DOBES, P.: Research of the Existing Post-tensioned Roof Trusses and their Reliability, Proceedings of World Multidisciplinary Congress on Civil Engineering and Urban Planning WMCCA 2024, Ostrava, ISSN 1640-4920.
4. Studijní a typizační ústav, Typový podklad, Střešní předpätý väzník příhradový dělený, SPP 12-18/6 a SPP 13-18/6, publikace číslo 1248, 02/1969.
5. RADA, S. – HEJL, J.: Dodatečně předpäté konstrukce střešních väzníků. Časopis Stavebnictví, 2021. Dostupné online: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-dodatecne-predpate-konstrukce-stresnich-vazniku.html>.
6. Upozornění ČKAIT na riziko havárií betonových předpínaných väzníků z poloviny 20. století, ČKAIT Praha, 5. 12. 2018.
7. MYNARCIK, P. – VACEK, M. – MIKOLASEK, D. – BURES, V.: Physical and Numerical Analysis of Corrosion Damage of Prestressing Tendons of the Collapsed Roof Structure, Procedia Structural Integrity, Volume 73, 2025, Pages 112-118, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2025.10.018>.
8. TP 003: Prognóza vplyvu porúch na zaťažiteľnosť mostov a stanovenie zostatkovej životnosti mostov, SSC 2002.

is unreliable due to historical manufacturing tolerances and variations in workmanship. It should be noted that interpretation of endoscopic surveys can be highly subjective and provides information only about the immediate vicinity of the inspection bore. Therefore, the results should be considered a partial source of information, though they provide essential data to complete the overall assessment. Fig. 6 presents illustrative images of the condition of the prestressing steel obtained during an endoscopic survey.

CONCLUSION

Based on the analysis of multiple failure cases and diagnostic surveys of damaged trusses, it can be concluded that the most widespread – and also the most critical – defect developing over time is corrosion of the prestressing steel. One of the most commonly employed methods for monitoring steel corrosion is endoscopic inspection of the cable ducts. In the vast majority of cases, the prestressing steel is ungrouted, which facilitates direct visual inspection. Evaluating the actual impact of corrosion on the reliability of prestressing steel, however, remains a complex task. Although there is a substantial body of research on the topic, the findings have not yet been fully standardized. To date, the primary consequences of corrosion on prestressing steel can be summarized as follows:

- ▶ reduction of the actual cross-sectional area – effective cross-sectional area, formation of surface pits and grooves (“pitting corrosion”),
- ▶ changes in the physical-mechanical properties and the stress-strain behaviour of the steel (“reinforcement hardening”),
- ▶ potential development of hydrogen-induced degradation (“hydrogen embrittlement”) – alteration of the fracture properties of the steel,
- ▶ acceleration of fatigue damage,
- ▶ reduction or complete loss of bond between concrete and reinforcement.

This work was supported by the Scientific Grant Agency (VEGA) under Grant No. 1/0118/25; and by the Slovak Research and Development Agency under Grant No. APVV-23-0626.

References

1. ASB: Assessment of Post-Tensioned Trusses in Industrial Hall Roofs, 2025. Available online: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/hodnotenie-dodatocne-predpatych-vaznikov-striech-priemyselných-hal-2>, In Czech.
2. BUREŠ, V. – MYNARČÍK, P. – ČÍTEK, D. – HLAVÁČEK, A. – ČAPEK, K.: Experiences from Surveys of Post-Tensioned Trusses in Industrial Halls. Konstrukce, 2024. Available online: <https://konstrukce.cz/projektovani/zkusenosti-z-pruzkumu-dodatecne-predpatych-vazniku-prumyslovych-hal-1484>, In Czech.
3. MYNARCIK, P. – BURES, V. – MIKOLASEK, D. – VACEK, M. – PATRMAN, M. – JOHANIDES, M. – DOBES, P.: Research of the Existing Post-tensioned Roof Trusses and their Reliability, Proceedings of World Multidisciplinary Congress on Civil Engineering and Urban Planning WMCCA 2024, Ostrava, ISSN 1640-4920
4. Research and Standardization Institute, Standard Reference, Segmental Post-tensioned Roof Truss, SPP 12-18/6 a SPP 13-18/6, Publication No. 1248, 02/1969, In Czech.
5. RADA, S. – HEJL, J.: Post-Tensioned Roof Truss Structures. Časopis Stavebnictví, 2021. Available online: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-dodatecne-predpate-konstrukce-stresnich-vazniku.html>, In Czech.
6. ČKAIT Warning on the Risk of Failures of 20th-Century Post-tensioned Trusses, ČKAIT Praha, 5.12.2018, In Czech.
7. MYNARCIK, P. – VACEK, M. – MIKOLASEK, D. – BURES, V.: Physical and Numerical Analysis of Corrosion Damage of Prestressing Tendons of the Collapsed Roof Structure, Procedia Structural Integrity, Volume 73, 2025, Pages 112-118, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2025.10.018>.
8. TP 003: Forecasting the Impact of Defects on Bridge Load-Bearing Capacity and Determination of Remaining Service Life, SSC 2002, In Slovak.

Metódy skúšok na stavebne dokončených pilótach

Neinvazívne metódy testovania na overenie kvality vyhotovených pilót predstavujú moderný a efektívny spôsob posudzovania kvality vyhotovenia základov pre rozsiahle stavebné projekty. Článok predstavuje tri kľúčové metódy testovania vykonávané na vyhotovených pilótach: skúška integrity pilót (PIT – Pile Integrity Test), skúška CHA (CrossHole Analysis) a statická zaťažovacia skúška.

T: Ing. Adrián Čelko, RNDr. Michal Grinč, PhD., INSET s.r.o.

Skúšky vyhotovenia pilót sú bežnou súčasťou každej veľkej stavby. Najbežnejšou skúškou testujúcou kvalitu vyhotovenia pilót je skúška integrity pilót metódou PIT (Pile Integrity Test). Ide o relatívne rýchlu metódu, ktorá je založená na analýze elastického vlnenia vybudného poklepom kladivka po hlave pilóty. Táto metóda nevyžaduje zabudovanie špeciálnych prvkov (napr. ultrazvukových sond) počas betonáže, čo významne zvyšuje jej operatívnosť a ekonomickú efektívnosť.

Menej bežnou skúškou je skúška CHA (Cross Hole Analysis), no oproti skúške PIT spoľahlivejšie zhodnotí kvalitu vyhotovenia pilóty a do značnej miery obmedzuje subjektivitu spracovateľa nameraných dát. Na druhej strane je však nutné skúšku CHA stavebne pripraviť, a teda je nutné plánovať vybavenie pilóty na výkon skúšky CHA. Sledovaným parametrom je čas príchodu prvej vlny z vysielačkej sondy do sondy prijímacej (FAT – first arrival time) a útlm signálu, ktorý je priamo viazaný na kvalitu betónu.

Statická zaťažovacia skúška pilót predstavuje jednu z najspoľahlivejších metód experimentálneho overovania únosnosti hlbinných



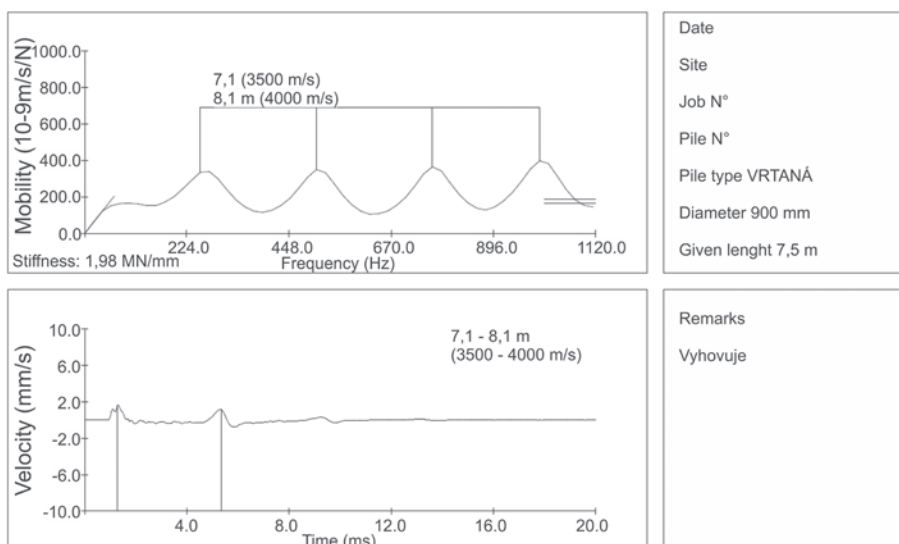
Obr. 1 Aparatúra pripravená na výkon skúšky pilóty metódou PIT

základov. V geotechnickej praxi zohráva nezastupiteľnú úlohu, keďže umožňuje priamo sledovať správanie pilóty pri postupne narastajúcom zaťažení v konkrétnych základových pomeroch. Na rozdiel od výpočtových postupov, ktoré vychádzajú z idealizovaných pred-

pokladov, poskytuje reálne výsledky založené na meraní deformácií a napätí v teréne.

SKÚŠKA PIT

Skúška integrity pilót metódou PIT je založená na analýze odozvy telesa pilóty na silový impulz



Obr. 2 Príklad výsledku dosiahnutého metódou PIT na stavebne dokončenej pilóte bez konštrukčných chýb

aplikovaný na hlavu pilóty. Silový impulz je vyvolaný úderom špeciálneho kladivka umožňujúceho snímanie časového priebehu sily v mieste úderu. Meranie je založené na princípe registrácie časového priebehu sily úderu, vytvoreného špeciálnym kladivom, a následne aj odozvy pilóty, monitorovanej snímačom rýchlosti kmitania. Na zázname časového priebehu kmitania možno identifikovať príchody odrazov od výraznejších nehomogenít v tele pilóty vrátane odrazu od päty pilóty. Pri znalosti rýchlosti šírenia pozdĺžnych elastických vln v betóne možno určiť celkovú dĺžku pilóty a lokalizovať prípadné defekty v jej tele. Kladivko aj snímač sú príslušenstvom meracej aparatury (obr. 1).

Doplňkovú diagnostickú hodnotu poskytuje frekvenčná analýza chvenia hlavy pilóty, ktorá je charakteristická pre konkrétnu geometriu a materiálové parametre. Porovnaním teoretickej a experimentálnej odozvy možno vytvoriť model pilóty určujúci jej priemer, hustotu a rýchlosť šírenia pozdĺžnych elastických vln, ako aj identifikovať zóny s narušenou integritou.

Použitá meracia technika je mobilná, nenáročná na obsluhu a nevyžaduje externé napájanie. Meranie možno realizovať po uplynutí vhodného času po betonáži, pričom jeho predbežné vyhodnotenie je dostupné okamžite a finálne výsledky sú do 48 hodín. Metóda umožňuje vysokú

efektivitu – denne možno otestovať niekoľko desiatok pilót, čo vytvára predpoklad pre komplexné preskúmanie celých skupín pilót. Pri včasnej identifikácii defektov možno následne pristúpiť k miestnym opravám hornej časti pilóty, prípadne k odvrtaniu a injektážnej sanácii pri hlbších poruchách.

Vykonanie skúšky integrity pilót možno realizovať len na stavebne dokončenej pilóte s vyzretým betónom. Pilóta je hodnotená ako vyhovujúca, teda bez konštrukčných chýb či defektov vtedy, keď je dobre čitateľný prejav sekundárneho reflexu, ktorý je prejavom päty pilóty spôsobeným príchodom po-

zdĺžnej vlny do snímača a zároveň je prejav mobility podobný modelovému prípadu pre danú pilótu (obr. 2). Oba sledované parametre musia byť v tesnej zhode.

METÓDA CHA

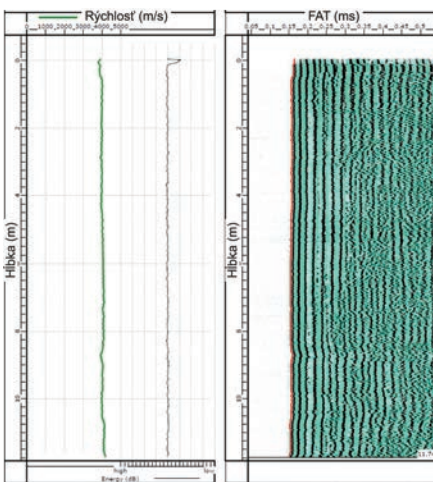
Skúška CHA spoľahlivejšie testuje kvalitu zhotovenia pilóty ako metóda PIT, je však drahšia a časovo náročnejšia na prípravu a spracovanie. Výsledky skúšky sú však menej náročné na schopnosti a skúsenosti interpretátora, a teda test dokáže spoľahlivejšie vyhodnotiť kvalitu zhotovenia pilóty.

Do pripravených rúrok je zavádzaná vysielač a prijímač sonda (obr. 3). Vysielač vysiela ultrazvukové pulzy, ktoré prechádzajú cez betón, a na druhej strane, v ďalšej meracej rúrke, je ultrazvukový signál registrovaný. Meranie je spúšťané odometrom, ktorý zabezpečuje jednak povel na spustenie merania, kontrolu vzájomnej polohy, ale aj prejdenú (prekonanú) vzdialenosť jednotlivých sond vnútro rúrok. Pri vyhodnotení zaujímajú interpretátora čas príchodu priamej vlny – kvantitatívny parameter (FAT – First Arrival Time), ako aj útlm signálu – kvalitatívny parameter. Sondy môžu byť vedené zdola nahor alebo aj naopak. Tento postup sa opakuje, až sa vyčerpajú všetky vzájomné kombinácie.

Hodnotenie záznamov je založené na analýze času prechodu



Obr. 3 Meracia aparatura zostavená na výkon skúšky CHA s obsluhou



Obr. 4 Spracovaný záznam CHA, ukáčka záznamu – pilóta je hodnotená ako neporušená, dobrá (G).

ultrazvukového signálu cez driek pilóty, ide teda o to, za aký čas prejde signál cez betón od vysiacej sondy k prijímacej. Vzďalenosť na povrchu je známa, je teda veľmi jednoduché určiť rýchlosť signálu v skúmanom prostredí. Pre betón sa rýchlosť pohybuje typicky od 3 500 do 4 200 m/s v závislosti od triedy betónu. Zníženie času príchodu priamej vlny je dôsledkom nesprávneho vyhotovenia pilóty, zväčša je sprevádzané aj útlmom signálu. Útlm signálu sa prejavuje v zázname ako zníženie amplitúd meraného signálu. Zníženie FAT v intervale od 11 do 20 % je hodnotené ako otázna kvalita, od 21 do 30 % ako (P/F) – s výskytom trhlín – a nad 31 % ako (P/D) – nevyhovujúca, porušená pilóta.

Pilóta bez výrazných zmien v náraste FAT v celom meranom stĺpci (do 10 %) a rovnakým prejavom (útlmom) je hodnotená ako vyhovujúca, a teda kvalita zhotovenia je dobrá, prešla testom (obr. 4).

Skúška CHA si však vyžaduje dlhší čas na prípravu ako zhotoviteľa skúšky, tak aj zhotoviteľa pilóty. Zhotoviteľ pilóty musí pevne zabudovať rúrky pozdĺž celého armokoša zvnútra a zabezpečiť ich vnútorný priestor až do času skúšky pilóty. V tejto fáze zvyknú nastať dva druhy problémov, ktoré neskôr negatívne ovplyvňujú priebeh skúšky.

Prvým problémom zvykne byť znečistenie vnútorného priestoru rúrok, ktoré je najčastejšie spôsobené ich chybným blendovaním. Zväčša sú to materiály ako polysty-



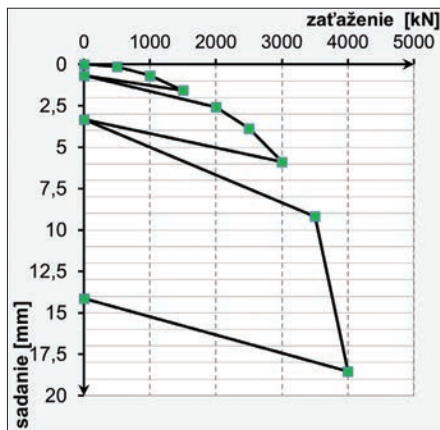
Obr. 5 Zafažovacia konštrukcia počas skúšky

rén, styrodur, fólia a podobne. Nevhodne zvolený materiál potom môže spôsobiť upchanie meracích rúr alebo spôsobiť natečenie betónu dovnútra, čo znemožní prechod sond jej vnútrom v celom stĺpci. Správne zabezpečenie priechodnosti meracích rúrok v plnej dĺžke by malo byť vyhotovené zavarením ocelevej čiapy na hlave a päte pilóty. Druhým častým problémom je nedostatočné pripú-

tanie meracích rúrok k armokošu a ich následné vychýlenie, čo spôsobí skrátenie ich vzájomných vzdialeností a následný nárast seizmických rýchlostí. Ďalším častým problémom, už po betonáži, je prerazenie meracích rúrok pri úprave hlavy pilóty zbíjaním, šramovaním hlavy pilóty, čo má často za následok ohyb steny rúrky smerom dovnútra a znepriechodnenie rúrky pre sondu.



Obr. 6 Ukotvenie pomocou predpinacích lán alebo GEWI tyčí



Obr. 7 Pracovný diagram pilóty

STATICKÁ ZAŤAŽOVACIA SKÚŠKA PILÓTY

Princíp statickej zaťažovacej skúšky spočíva v aplikácii skúšobnej sily na hlavu pilóty, pričom sa súčasne meria jej pretvorenie, najčastejšie vo forme sadania hlavy pilóty, prípadne zvislého normálového napätia v drieku pilóty. Zaťaženie sa realizuje po krokoch pomocou hydraulického lisu, ktorý pôsobí proti reakčnej konštrukcii. Spoločnosť INSET s.r.o. používa zaťažovací most kotvený do kotevných pilót, prípadne systém s protizaťažou.

Z hľadiska účelu sa statické zaťažovacie skúšky delia na systémové a nesystémové. Systémové skúšky sa vykonávajú na pilótach, ktoré sú súčasťou samotnej stavby. Ich cieľom je overenie správnosti návrhu a kvality realizácie. Tento typ skúšok sa v prevažnej miere využíva na Slovensku. Naopak, nesystémové skúšky sa realizujú na samostatných skúšobných pilótach ešte pred začiatkom výstavby a často sa vykonávajú v Českej republike. Tieto skúšky často prebiehajú až do dosiahnutia porušenia, čím poskytujú detailné informácie o skutočnej únosnosti základovej pôdy a umožňujú optimalizáciu návrhu pilótového založenia.

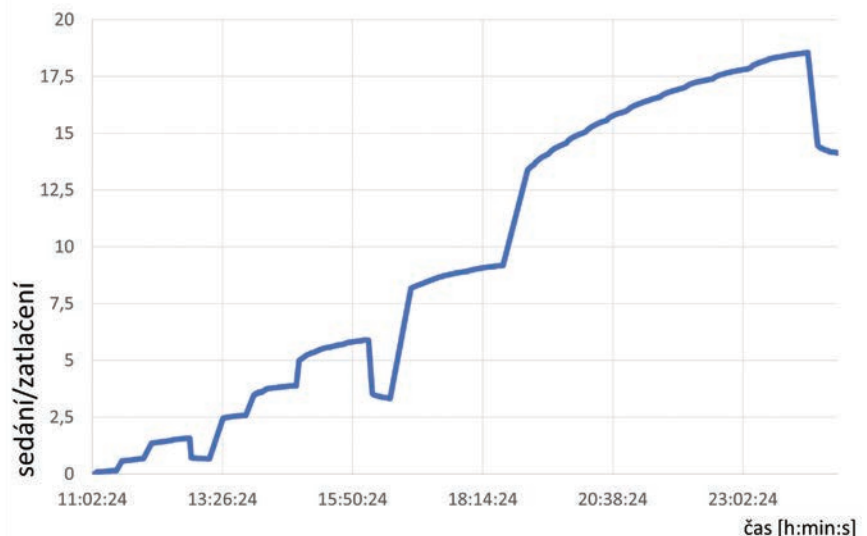
Pre nižšie skúšobné sily sa využívajú jednoduchšie mosty s menším počtom kotevných prvkov, zatiaľ čo pri vysokých zaťaženiach ide o robustné rámové konštrukcie schopné preniesť sily v tisícoch kN. Zaťažovacia konštrukcia spoločnosti INSET s.r.o. je navrhnutá na všestranné využitie pri rôznych typoch statických zaťažovacích skúšok. Základná zaťažovacia konštrukcia je navrhnutá pre nižšie sily do 5 000 kN a kotvenie do dvoch reakčných pilót. Rozšírením zaťažovacieho mosta možno

skúšať veľkopriemerové pilóty až do maximálnej skúšobnej sily 10 000 kN s ukotvením do štyroch kotevných pilót.

Ukotvenie zaťažovacej konštrukcie do reakčných pilót zabezpečujú prevažne predpínacie laná. V poslednom čase sa čoraz častejšie používa kotvenie pomocou závitových GEWI tyčí (obr. 6). Proces zabudovania do kotevnej pilóty je pri závitových tyčiach jednoduchší. Časovo menej náročné pri tomto type kotvenia je aj uchytenie k zaťažovacej zostave. Zvýšené nároky sa však kladú na zvislosť osadenia. Výsledkom zaťažovacej skúšky je pracovný diagram skúšanej pilóty, ktorý zobrazuje závislosť zvislého zatlačenia od pôsobiacej sily

vráťane času ustalovania zatlačenia na jednotlivých zaťažovacích stupňoch, a slúži na určenie alebo overenie jej medznej a návrhovej únosnosti. Pri zabudovaní tenzometrov do viacerých úrovní získame priebeh zvislého normálového napätia v drieku skúšobnej pilóty.

Vyhodnotením nameraných údajov sa získava komplexný obraz o interakcii medzi pilótou a horninovým prostredím. Statická zaťažovacia skúška pilót tak predstavuje kľúčový nástroj geotechnického inžinierstva. Jej správne navrhnutie a realizácia umožňujú optimalizovať návrh základov, znížiť náklady a zároveň zvýšiť bezpečnosť a spoľahlivosť stavebných konštrukcií. ■



Obr. 8 Priebeh zatlačenia skúšobnej pilóty

TESTING METHODS QUALITY VERIFICATION OF CONSTRUCTED PILES

Non invasive testing methods quality verification of constructed piles represents a modern and efficient assessment of the construction quality of foundations for large scale construction projects. This paper presents three key testing methods performed on fully constructed piles: the Pile Integrity Test (PIT), Cross-Hole Analysis (CHA), and the Static Load Test. The PIT method is a widely used, rapid, and economically efficient diagnostic technique based on the analysis of elastic wave propagation induced by a hammer impact on the pile head. It enables the detection of significant inhomogeneities and estimation of pile length without the need for embedded instrumentation. The CHA method, although less common and more demanding in terms of preparation and cost, provides a more reliable assessment of pile construction quality. Using ultrasonic wave transmission between embedded tubes, it allows objective evaluation of concrete integrity through first arrival time and signal attenuation parameters. The static load test represents the most reliable experimental method for verifying pile load-bearing capacity, as it directly observes pile behaviour under controlled loading conditions in situ. The paper discusses principles, execution requirements, common issues, and interpretative criteria for each method. Together, these methods form a comprehensive toolkit for verifying pile integrity, material quality, and ultimate geotechnical performance across different stages of construction.

Moderné spôsoby kotvenia prefabrikovaných železobetónových stĺpov

VÝVOJ KOTVENIA PREFABRIKOVANÝCH STĽPOV A PRECHOD NA SKRUTKOVÉ SYSTÉMY

V minulosti sa prefabrikované železobetónové stĺpy najčastejšie osadzovali do kalichových základov alebo sa spoj so základovou konštrukciou realizoval pomocou zváraných spojov výstuže a následného dobetónovania. Tieto riešenia síce zabezpečovali spoľahlivý prenos zaťaženia, no vyžadovali väčšie rozmery základových konštrukcií, dočasné podopretie stĺpov počas montáže a čas potrebný na zatvrdnutie betónu. S rastúcimi požiadavkami na rýchlosť a efektívnosť výstavby sa preto postupne začali uplatňovať skrutkové kotevné systémy. Tie umožňujú presné osade-

nie prefabrikovaných prvkov, rýchlu montáž bez potreby dočasného podopretia a zároveň zabezpečujú spoľahlivý prenos síl medzi stĺpom a základovou konštrukciou. Sekundárnym prínosom použitia kotevných skrutiek je aj zníženie spotreby betónu v dôsledku menších rozmerov základových konštrukcií, a s tým súvisiaca redukcia objemu výkopových prác.

SYSTÉMY SKRUTKOVÝCH SPOJOV OD SPOLOČNOSTI PEIKKO

Spoločnosť Peikko patrí medzi popredných výrobcov systémov skrutkových spojov pre prefabrikované konštrukcie na českom i slovenskom trhu. Vo svojom portfóliu ponúka viacero typov kotevných skrutiek určených pre kotvenie železobetónových prvkov do základových konštrukcií. Do tejto skupiny patria najmä kotevné skrutky HPM® v kombinácii so stĺpovou pätkou HELKA® a kotevné skrutky PPM® a HULCO®, ktoré sa kombinujú so stĺpovými pätkami BOLDA®. Tieto systémové riešenia umožňujú rýchlu a presnú montáž prefabrikovaných stĺpov a zabezpečujú spoľahlivý prenos zaťaženia do základov. Vyššie uvedené kotevné skrutky sa vyrábajú

v rôznych veľkostných variantoch, čo umožňuje ich použitie v širokom spektre navrhovaných spojov. Výber konkrétneho typu skrutky závisí od viacerých parametrov a charakteru spoja. K dispozícii sú kotevné skrutky s rozkovanou hlavou, ako aj predĺžené kotevné skrutky, ktoré sa zalievajú do betónu na požadovanú kotevnú dĺžku. Kotevné skrutky a rovnako aj stĺpové pätky sú vyrábané na Slovensku, čo zabezpečuje ich skladovú dostupnosť a rýchle dodanie na stavbu.

NÁVRH A POSÚDENIE SPOJOV POMOCOU NÁSTROJA PEIKKO DESIGNER®

Návrh a posúdenie spojov podľa aktuálne platných noriem možno realizovať prostredníctvom online nástroja Peikko Designer®. Tento nástroj umožňuje používateľovi dimenzovať spoj na základe konkrétnych vstupných parametrov a požiadaviek projektu. Každý spoj je následne posudzovaný z hľadiska medzných stavov únosnosti a medzných stavov použiteľnosti, a to v montážnom štádiu aj v štádiu užívania. Súčasťou posúdenia je aj overenie požiarnej odolnosti spoja. Ďalšou výhodou nástroja je možnosť návrhu doplnkovej výstuže s ohľadom na rôzne mechanizmy porušenia betónu.

REALIZÁCIA SKRUTKOVÝCH SPOJOV STĽPOV V PRAXI

Skrutkové spoje umožňujú rýchlu a efektívnu montáž bez potreby zvárania priamo na stavbe, čím sa výrazne skraca čas výstavby



Detail skrutkových spojov stĺpov v jhlavskej aréne

Peikko Designer® BOLTED CONNECTION

PRODUCTS REFERENCES CONTACT US

Alternatíva 1: spoj stĺp-stĺp s dlhými skrutkami

Alternatíva 2: spoj stĺp-základ so skrutkami s hlavou

BOLDA30

BOLDA30

Reinforcement

Cone Surface Properties

Rebars

Type: Stirrup

Size: 12 mm Height: 1425 mm

Spacing: 21 mm Width: 130 mm

Number (X): 2 mm Number (Y): 2 mm

Project A select zone connection #1

XY XZ YZ



Kotvenie stĺpov v MVM Dome, Budapešť

a znižujú nároky na technologické prestávky. Tento aspekt je obzvlášť významný pri rozsiahlych projektoch, ako sú napríklad multifunkčné arény, kde je dôraz kladený na presnú koordináciu jednotlivých fáz výstavby. Pri realizácii moderných štadiónov na Slovensku sa kotvenie železobetónových stĺpov pomocou skrutkových spojov osvedčilo aj v praxi. Dôkazom sú napríklad riešenia použité na Národnom futbalovom štadióne v Bratislave či v Košickej futbalovej aréne v Košiciach. Skrutkové spoje v projekte Národného futbalového štadióna predstavovali kľúčový prvok riešenia detailu napojenia prefabrikovaných stĺpov na monolitické konštrukcie, pričom umožnili efektívny, presný a spoľahlivý prenos zaťaženia. V návrhu boli využité dlhé kotevné skrutky HPM® (typ P), zabudované do monolitických prvkov, pri ktorých bola osobitná pozornosť venovaná optimalizácii stykovej dĺžky s nosnou výstužou železobetónového prvku – rozho-

dujúceho parametru z hľadiska bezpečnosti a únosnosti detailu. Projekčná spolupráca zahŕňala aj návrh kotevnej platne WELDA® strong vrátane jej optimalizovaného dovystuženia prídavnou výstužou. Kotevná platňa, slúžiaca ako nosný prvok pre ocelové prestrešenie tribúny prostredníctvom čapového spoja, bola navrhnutá na základe vopred definovaných zaťažovacích stavov. Vzhľadom na excentrické pôsobenie pripojeného ocelového profilu bolo potrebné uvažovať kombináciu ťahových aj tlakových síl, čo kládlo zvýšené nároky na návrh kotvenia. Na prenos zaťaženia boli použité trne s rozkovanou hlavou, ktoré boli kotvené až za hlavnú výstuž stĺpa. Toto riešenie významne prispieva k eliminácii potenciálnych porúch betónu spôsobených ťahovým namáhaním kotiev. Kotvy boli zároveň dimenzované aj na účinný prenos šmykových síl. Posúdenie únosnosti a poruchových mechanizmov betónu

prebehlo v súlade s vtedy platnou technickou špecifikáciou CEN/TS 1992-4-2, pričom ako najkritickejší sa ukázal mechanizmus porušenia betónového okraja rovnobežného so smerom pôsobiacej sily. Navrhnuté riešenie preto reflektuje nielen požiadavky na únosnosť, ale aj na dlhodobú spoľahlivosť a bezpečnosť konštrukcie. Podobné princípy návrhu a realizácie detailov skrutkových spojov sa uplatňujú aj pri významných športových projektoch v Českej republike. Príkladom takýchto stavieb sú T-Mobile multifunkčná aréna v Brne a Horácka multifunkčná aréna v Jihlave, ktoré reprezentujú súčasné trendy v návrhu rozsiahlych konštrukcií. V týchto projektoch zohrávajú skrutkové spoje dôležitú úlohu z hľadiska spoľahlivého prenosu zaťaženia, konštrukčnej variability a celkovej kvality realizovaného riešenia. Na projekte arény v Jihlave bolo aplikované zaujímavé a zároveň konštrukčne efektívne riešenie, pri ktorom kotevné skrutky prechádzali pozdĺž celej výšky stĺpa a čiastočne tak preberali funkciu jeho hlavnej nosnej výstuže. Ďalším zaujímavým projektom je stavba multifunkčnej arény MVM Dome v maďarskej Budapešti, ktorá predstavuje najväčšiu multifunkčnú halu v Európe a patrí medzi najvýznamnejšie stavebné projekty v Maďarsku. Celý projekt bol realizovaný v režime Design & Build, čo znamenalo vysoké nároky na koordináciu výstavby a plynulosť dodávok. Kotevné skrutky tak museli byť dodávané v krátkych termínoch a presne podľa harmonogramu, pričom kľúčovú úlohu zohrávala ich dostupnosť zo skladových zásob.

KOTVENIE STĹPOV AKO ŠTANDARD MODERNÝCH KONŠTRUKCIÍ

Uvedené projekty, ako aj ďalšie stavby veľkého rozsahu, potvrdzujú, že kotvenie stĺpov predstavuje moderné a spoľahlivé riešenie pre súčasnú stavebnú prax. Toto riešenie umožňuje efektívne riešiť náročné technické požiadavky a zároveň zabezpečuje vysokú kvalitu a dlhodobú životnosť konštrukcie. V kontexte rastúcich nárokov na efektívnosť a presnosť realizácie tak kotvenie stĺpov zohráva čoraz významnejšiu úlohu pri návrhu moderných konštrukcií. ■



Horácka multifunkčná hala, Jihlava

Výskum v oblasti predpätých betónových konštrukcií na STU Bratislava v rokoch 2022 – 2026

Článok prezentuje výskum Katedry betónových konštrukcií a mostov STU v Bratislave v dvoch kľúčových oblastiach predpätého betónu. Prvá časť experimentálne potvrdzuje priamy pozitívny vplyv osovej sily na šmykovú odolnosť nosníkov. Tento poznatok je zásadný najmä pri diagnostike, keďže súčasný Eurokód 2 zohľadňuje tento vplyv len nepriamo a značne konzervatívne. Druhá časť analyzuje aplikáciu vysokopevnostnej predpínacej ocele (nad 1860 MPa). Numerické analýzy preukázali, že využitie vyššej pevnostnej triedy dokáže zvýšiť únosnosť nosníkov o 15 až 30 % pri plnom zachovaní potrebnej duktility. Tieto zistenia spoločne naznačujú perspektívu pre navrhovanie bezpečnejších a materiálovo subtilnejších konštrukcií, čo bude predmetom ďalšieho overovania.

Research on prestressed concrete structures at STU Bratislava in 2022 – 2026

Research at the Department of Concrete Structures and Bridges (STU Bratislava) focuses on two key areas of prestressed concrete. The first part experimentally verifies the direct positive impact of axial force on the shear capacity of beams - a finding crucial for diagnostics, as Eurocode 2 remains highly conservative in this regard. The second part evaluates ultra-high-strength prestressing steel (above 1860 MPa). Numerical analyses show that higher strength classes can increase load-bearing capacity by 15-30% without compromising ductility. These results offer a pathway toward safer, more material-efficient structures.



Viktor Borzovič



Zuzana Haššová



Jaroslav Baran

Predpäté betónové konštrukcie predstavujú kľúčové riešenie pre mosty a inžinierske stavby veľkých rozpočtov, pričom ich technológia má na Slovensku dlhoročnú tradíciu. Aktuálny výskum na Katedre betónových konštrukcií a mostov STU v Bratislave sa v tejto oblasti zameriava na dve prioritné témy: diagnostiku existujúcich objektov a materiálovú optimalizáciu nových prvkov.

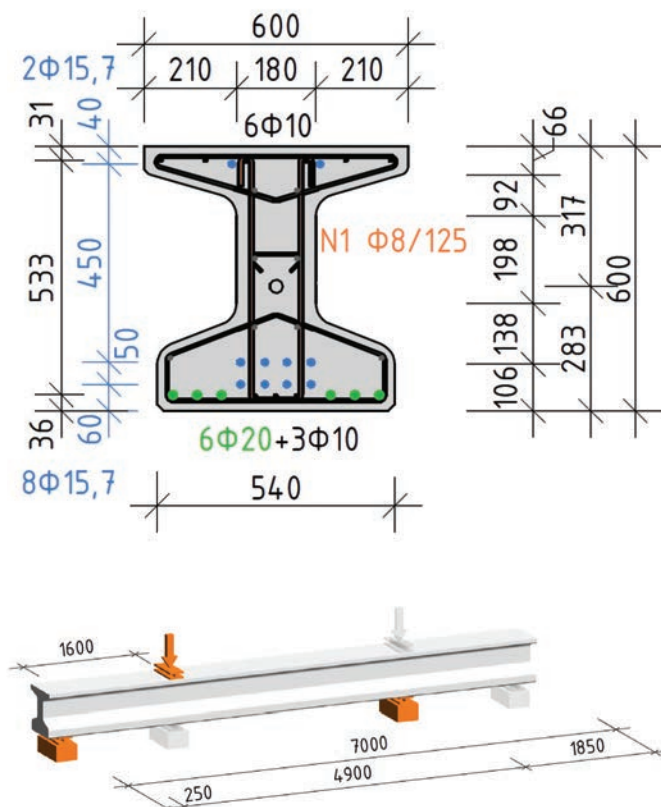
Prestressed concrete structures represent a key solution for bridges and long-span engineering structures, with a long-standing tradition of this technology in Slovakia. Current research at the Department of Concrete Structures and Bridges of the Slovak University of Technology (STU) in Bratislava focuses on two priority areas: the diagnostics of existing structures and the material optimization of new structural elements.

Prvá oblasť výskumu, ktorej sa teoreticky aj experimentálne venoval Jaroslav Baran [1], analyzuje vplyv osovej sily na šmykovú odolnosť prvkov so šmykovou výstužou. Súčasnú návrhovú postupnosť totiž vplyv predpätia zohľadňujú len nepriamo cez voľbu sklonu tlakovej diagonály θ . Tento prístup však nie je kompatibilný s návrhovými postupmi podľa predchádzajúcich noriem sústavy STN a ČSN. To spôsobuje práve pri posudzovaní existujúcich mostov značné problémy s určením zaťažiteľnosti. Druhá oblasť výskumu, rozpracovaná Zuzanou Haššovou [2], sa orientuje na aplikáciu vysokopevnostnej predpínanej ocele s parametrami presahujúcimi súčasne normové predpisy. Hoci vysoká pevnosť materiálu ponúka potenciál pre efektívnejšie a subtilnejšie konštrukcie, jej implementácia naráža na otvorené otázky ohľadom duktility. Keďže pevnejšie materiály vykazujú krehkejší charakter porušenia, výskum sa sústreďuje na zabezpečenie dostatočnej deformačnej kapacity nosných prvkov pri plnom využití ich pevnostného potenciálu.

VPLYV OSOVEJ SILY NA ŠMYKOVÚ ODOLNOSŤ PREDPÄTÝCH PRVKOV SO ŠMYKOVOU VÝSTUŽOU

Úvod do problematiky a teoretické východiská

Šmyková odolnosť železobetónových a predpätých prvkov je v porovnaní s ohybovou odolnosťou komplexnejší fyzikálny jav. Pri prvkoch so šmykovou výstužou je únosnosť ovplyvnená nielen rozmermi prierezu a množstvom výstuže, ale aj ďalšími faktormi, ako je únosnosť tlačenej zóny betónu, zaklinenie zrn kameniva či hmož-



Obr. 1 Schéma vystuženia experimentálnej vzorky v priečnom reze a zaťažovacia schéma nosníka

Fig. 1 Cross-sectional reinforcement layout and beam loading scheme

The first research area, investigated both theoretically and experimentally by Jaroslav Baran [1], analyses the influence of axial force on the shear capacity of members with shear reinforcement. Current design procedures account for the effect of prestressing only indirectly through the selection of the compression field inclination angle θ . However, this approach is not compatible with the design methods used in previous STN and ČSN standards. This discrepancy causes significant difficulties in determining the load-carrying capacity, particularly during the assessment of existing bridges. The second research area, developed by Zuzana Haššová [2], focuses on the application of high-strength prestressing steel with parameters exceeding current standard specifications. Although the high strength of the material offers potential for more efficient and slender structures, its implementation faces open questions regarding ductility. Since higher-strength materials exhibit a more brittle failure mode, the research focuses on ensuring sufficient deformation capacity of the structural members while fully utilizing their strength potential.

AXIAL FORCE INFLUENCE ON SHEAR CAPACITY OF PRESTRESSED MEMBERS

Introduction and theoretical background

Shear resistance of reinforced and prestressed concrete members is a more complex physical phenomenon compared to flexural resistance. For members with shear reinforcement, the load-bearing capacity is influenced not only by cross-sectional dimensions and the amount of reinforcement but also by other factors, such as the capacity of the concrete compression zone, aggregate interlock, and the dowel action of the longitudinal reinforcement. Determining the exact contribution of these components is challenging, as it varies depending on the stress level.

Current design procedures according to Eurocode 2 (2004) utilize the truss analogy model with a variable angle of the compression field θ . In this model, the shear resistance $V_{Rd,s}$ is determined based on the area of shear reinforcement, its yield strength, and the cotangent of the angle θ , while the maximum capacity of the compression strut $V_{Rd,max}$ depends on the concrete strength and cross-sectional geometry. The inclination of the compression strut is limited within the range $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$, corresponding to angles from 22° to 45° . Although the positive effect of axial force in prestressed members is recognized, Eurocode 2 accounts for it only indirectly through the selection of the compression field inclination. Since the code does not provide an exact calculation procedure for determining this angle, designers often rely on literature recommendations. Experimental results, however, confirm that the actual inclination of principal stresses varies between 30° and 60° , depending on the magnitude of the compressive force.

When assessing existing bridges, it is crucial to understand the transition from legacy standards (based on the allowable stress method and principal tensile stresses) to current limit states. While older standards required only minimum constructive reinforcement if 75 % of the concrete tensile strength was met, today's stricter criteria often classify such reinforce-

dinkový efekt pozdĺžnej výstuže. Stanovenie presného príspevku týchto komponentov je náročné, pretože sa mení v závislosti od úrovne namáhania. Súčasné návrhové postupy podľa Eurokódu 2 (2004) využívajú model priehradovej analógie s premenlivým sklonom tlakovej diagonály θ . V tomto modeli sa šmyková odolnosť $V_{Rd,s}$ určí na základe plochy šmykovej výstuže, jej medze klzu a kotangensu uhla θ , zatiaľ čo maximálna únosnosť tlakovej diagonály $V_{Rd,max}$ závisí od pevnosti betónu a geometrie prierezu. Sklon tlakovej diagonály je limitovaný v rozmedzí $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$, čo zodpovedá uhlom od 22° do 45° .

Hoci sa pozitívny vplyv osovej sily pri predpätých prvkoch uznáva, Eurokód 2 ho zohľadňuje len nepriamo cez voľbu sklonu tlakovej diagonály. Keďže norma neposkytuje exaktný výpočtový postup na stanovenie tohto sklonu, projektanti sa často spoliehajú na odporúčania z literatúry. Experimentálne výsledky pritom potvrdzujú, že skutočný sklon hlavných napätí sa v závislosti od veľkosti tlakovej sily pohybuje v rozmedzí 30° až 60° .

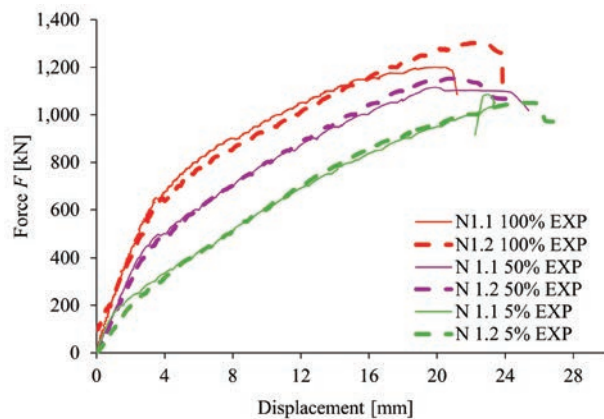
Pri posudzovaní existujúcich mostov je kľúčové chápať prechod od historických noriem (založených na metóde dovolených namáhání a hlavných ťahových napätíach) k súčasným medzným stavom. Kým staršie normy vyžadovali pri splnení podmienky 75 % pevnosti betónu v ťahu len minimálnu konštrukčnú výstuž, dnešné sprísnené kritériá túto výstuž často klasifikujú ako nepostačujúcu. Práve táto metodická diskrepancia v zohľadňovaní vplyvu osovej sily na šmykovú odolnosť spôsobuje pri diagnostike starších konštrukcií zásadné problémy s určením ich reálnej zaťažiteľnosti.

Experimentálna kampaň

Experimentálny program bol navrhnutý s cieľom skúmať vplyv veľkosti osovej sily na šmykovú odolnosť na vzorkách v reálnej mierke. Testovaných bolo šesť vopred predpätých nosníkov s prierezom v tvare I (typizovaný nosník pre cestné mosty) s výškou 600 mm a dĺžkou 7,0 m. Efektívne rozpätie počas testovania bolo 4,9 m. Všetky nosníky mali rovnaký stupeň šmykového vystuženia, 0,477 %, tvoreného dvojstrižnými strmeňmi s priemerom 8 mm v rasti 125 mm. Schéma vystuženia je uvedená na obr. 1. Premenným parametrom bola úroveň predpätia. Pri plnom predpätí (100 %) bolo napätie v lanách počas zaťažovacej skúšky približne 1 300 MPa. Pri polovičnom predpätí (50 %) bolo napätie v lanách cca 650 MPa. Pri minimálnom predpätí (takmer železobetón, 5 %) bolo napätie v lanách cca 65 MPa.

Výsledky a diskusia

Nosníky boli zaťažované v trojbodovej schéme. Na jednom nosníku sa vykonali dve zaťažovacie skúšky šmykovej odolnosti (obr. 1). Sledoval sa vznik a rozvoj trhlín, priehyb a maximálna dosiahnutá sila. Vznik prvých trhlín bol priamo závislý od úrovne predpätia (posun od 200 kN do 600 kN). Po vzniku trhlín vykazovali krivky zaťažovania (obr. 2) podobnú tuhosť, čo potvrdzuje vplyv identického stupňa vystuženia. Experimenty preukázali pozitívny vplyv osovej sily na šmykovú odolnosť. Šmyková odolnosť sa s úrovnňou rastúcej osovej sily zvyšovala. Experimentálne dosiah-



Obr. 2 Priebeh zaťažovania nosníkov so 100 %, s 50 % a 5 % predpätím
Fig. 2 Load-displacement response of beams with 100 %, 50 % and 5 % prestressing level

ment as insufficient. It is precisely this methodological discrepancy in accounting for the effect of axial force on shear resistance that causes fundamental problems in determining the real load-carrying capacity during the diagnostics of older structures.

Experimental investigation

The experimental program was designed to investigate the influence of axial force magnitude on the shear resistance of full-scale specimens. Six pre-tensioned I-beams (a standardized type for road bridges) with a height of 600 mm and a length of 7.0 m were tested. The effective span during testing was 4.9 m. All beams shared an identical shear reinforcement ratio of 0.477 %, consisting of double-leg stirrups with a diameter of 8 mm at 125 mm spacing. The reinforcement layout is shown in Fig. 1. The variable parameter was the prestressing level: full prestressing (100 %) with a strand stress of approximately 1300 MPa during the load test; half-prestressing (50 %) with a strand stress of approximately 650 MPa; and minimal prestressing (near-reinforced concrete level, 5 %) with a strand stress of approximately 65 MPa.

Results and discussion

The beams were loaded in a three-point loading configuration. Two shear resistance tests were conducted on each beam (Fig. 1). Crack initiation and propagation, deflection, and the maximum reached load were monitored. The onset of the first cracks was directly dependent on the prestressing level (shifting from 200 kN to 600 kN). Following crack initiation, the load-displacement curves (Fig. 2) exhibited similar stiffness, confirming the influence of the identical reinforcement ratio.

Experiments demonstrated a positive influence of axial force on shear resistance, with shear capacity increasing alongside the axial force level. The average experimentally obtained shear capacities were compared with theoretical predictions according to EC2:

- ▶ 100 % prestressing: experimental resistance 796.6 kN (model uncertainty factor: 1.32),
- ▶ 50 % prestressing: experimental resistance 760,9 kN (model uncertainty factor: 1.18),
- ▶ 5 % prestressing: experimental resistance 709,1 kN (model uncertainty factor: 1.10).

nuté priemerné šmykové odolnosti sa zároveň porovnali s teoretickou predikciou podľa EC2:

- ▶ 100 % predpätie: experimentálna odolnosť 796,6 kN (spôľahlivosť modelu: 1,32),
- ▶ 50 % predpätie: experimentálna odolnosť 760,9 kN (spôľahlivosť modelu: 1,18),
- ▶ 5 % predpätie: experimentálna odolnosť 709,1 kN (spôľahlivosť modelu: 1,10).

Záver

Pokles predpínacej sily zo 100 % na 50 % spôsobil pokles šmykovej odolnosti o 4,5 %. Pokles predpínacej sily zo 100 % na 5 % viedol k poklesu odolnosti o 11,0 %. Dôležitým zistením je, že teoretický výpočet podľa EC2 predikoval pre tieto konkrétne vzorky nárast odolnosti pri nižšom predpätí (zo 603 kN na 645 kN), čo bolo spôsobené len vyššou pevnosťou ocele v sérii s nižším predpätím. Experiment však ukázal, že fyzikálny vplyv straty osovej sily prevážil nad vplyvom materiálových rozdielov a skutočná únosnosť klesla.

Článok [3] potvrdil, že osová sila má preukázateľný pozitívny vplyv na šmykovú odolnosť predpätých prvkov so šmykovou výstužou.

- ▶ Návrhový model podľa EC2 (2004) sa ukázal ako bezpečný, pričom miera spoľahlivosti klesala spolu s klesajúcou úrovňou predpätia (od 1,32 do 1,10).
- ▶ Hoci súčasná norma tento účinok explicitne vo vzorci pre výstuž nezahrňa (na rozdiel od starších noriem pracujúcich s hlavnými napätiami), experimentálne výsledky potvrdzujú, že prítomnosť predpätia reálne zvyšuje šmykovú únosnosť.

VYSOKOPEVNOSTNÁ PREDPÍNACIA OCEL AKO NÁSTROJ NA OPTIMALIZÁCIU BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Úvod do problematiky a teoretické východiská

Moderné stavebníctvo si vyžaduje vyššiu efektívnosť a subtilnosť nosných prvkov, čo podmieňuje rozvoj predpätého betónu. Kým súčasným štandardom sú laná s pevnosťou 1 860 MPa, technologický vývoj už umožňuje výrobu lán s pevnosťou až 2 400 MPa. Nasadenie takýchto vysokopevnostných materiálov prináša kľúčové výhody, ako sú:

- ▶ redukcia materiálu: umožňuje znížiť množstvo výstuže a rozmery prierezov,
- ▶ statická efektívnosť: zvyšuje únosnosť, znižuje deformácie a umožňuje prekonávať väčšie rozpätia,
- ▶ ekonomika: nižšia hmotnosť prefabrikátov vedie k úsporám pri doprave a montáži.

Napriek potenciálu existujú bariéry pre širšie uplatnenie, najmä absencia dlhodobých štúdií (únava, korózia, duktilita pôsobenia) a nedostatok overených návrhových modelov pre pevnosti nad 2 160 MPa v súčasných normách.

Metodika nelineárnej analýzy

Na posúdenie vplyvu vysokopevnostnej ocele na statické pôsobenie nosných prvkov sa vykonala séria nelineárnych numerických analýz [4]. Predmetom analýzy je 18-metrový predpätý betónový nosník typu DPS VP I/10 (bežne používaný mostný prefabrikát na Slovensku). Použité materiály sú betón C55/67 a 7-drôtové predpínacie laná (priemer

Conclusion

A reduction in prestressing force from 100 % to 50 % resulted in a 4.5 % decrease in shear resistance. Furthermore, dropping the prestressing force from 100 % to 5 % led to an 11.0 % decline in capacity. A critical finding is that theoretical calculations according to EC2 for these specific specimens predicted an increase in resistance at lower prestressing levels (from 603 kN to 645 kN), attributed solely to the higher steel strength in the lower-prestress series. However, the experiments demonstrated that the physical impact of the axial force loss outweighed the influence of material differences, causing the actual load-bearing capacity to decrease. Article [3] confirmed that axial force has a demonstrable positive influence on the shear resistance of prestressed members with shear reinforcement.

- ▶ The design model according to EC2 (2004) proved to be safe, with the safety margin decreasing as the prestressing level was reduced (from 1.32 to 1.10).
- ▶ Although the current standard does not explicitly account for this effect in the shear reinforcement formula (unlike older standards based on principal stresses), experimental results confirm that the presence of prestressing effectively increases shear capacity.

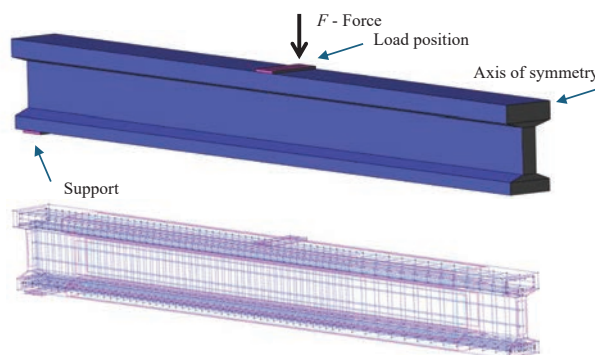
STRUCTURAL OPTIMIZATION THROUGH HIGH-STRENGTH PRESTRESSING STEEL

Introduction and theoretical background

Modern construction demands greater efficiency and increased slenderness of structural members, which drives the development of prestressed concrete. While the current standard is 1860 MPa strands, technological advancements now enable the production of strands with strengths up to 2400 MPa. The implementation of such high-strength materials offers key advantages: material reduction, increased structural efficiency (longer spans and lower deformations), and improved economy during transport and assembly due to lower self-weight. Despite its potential, wider adoption is hindered by a lack of long-term studies (fatigue, corrosion, ductility) and the absence of verified design models for strengths above 2160 MPa in current standards.

Non-linear analysis

A series of nonlinear numerical analyses [4] was performed to assess the impact of high-strength steel on the structural behaviour of load-bearing members. The subject of the analysis is an 18-meter prestressed



Obr. 3 Výpočtový model nosníka DPS v nelineárnem MKP softvéri Atena, tvar a vystuženie nosníka

Fig. 3 Numerical model of the DPS beam in the nonlinear FEM software ATENA: geometry and reinforcement layout

15,7 mm) s pevnosťami 1 860, 2 160 a 2 460 MPa. Analýza bola vypracovaná v softvéri ATENA na báze metódy konečných prvkov s využitím nelineárneho modelu betónu a výstuže. Zaťaženie predstavovala štvorbodová ohybová skúška. Výpočtový model je znázornený na obr. 3.

Analýza prebiehala na troch skupinách nosníkov, aby sa izolovali vplyvy rôznych parametrov:

- ▶ 1. skupina – vplyv napätového pomeru k : konštantná pevnosť lana (1 860 MPa); premenný parameter k v hodnotách 1,05; 1,10 a 1,15. Cieľom bolo sledovať vplyv k na plastickú oblasť pôsobenia nosníkov krátko pred zlyhaním.
- ▶ 2. skupina – vplyv pevnosti pri konštantnom napätí: konštantné predpínacie napätie $\sigma_{p,max} = 1\,450$ MPa; rôzne pevnosti lán 1 860, 2 160, 2 460 MPa. Cieľom bolo skúmať vplyv pevnosti materiálu pri rovnakej počiatkovej sile.
- ▶ 3. skupina – vplyv pevnosti pri proporcionálnom predpätí: predpínacie napätie stanovené pomerom k pevnosti (80 %): $\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk}$; rôzne pevnosti lán 1 860, 2 160, 2 460 MPa. Cieľom bolo porovnať účinok, keď sa predpínacia sila zvyšuje úmerne s kvalitou predpínacej ocele.

Výsledky analýz a diskusia

Priebeh závislosti zaťaženia a priehybu v strede rozpätia nosníka pri jednotlivých alternatívach je uvedený na obr. 4. Výsledky simulácií v rámci parametrickej štúdie odhalili významné rozdiely v pôsobení nosníkov v závislosti od sledovaných parametrov.

Vplyv napätového pomeru k (1. skupina)

Analýza ukázala inverzný vzťah medzi únosnosťou a duktilitou pri zmene parametra k :

- ▶ zníženie únosnosti: s rastúcim pomerom k (z 1,05 na 1,15) došlo k poklesu maximálneho zaťaženia z 1,01 MN na 0,96 MN;
- ▶ zlepšenie duktility: vyššia hodnota k mala priaznivý vplyv na pôsobenie v plastickej oblasti. Nosníky vykazovali väčšie deformácie (nárast z 0,38 m na 0,44 m), a tým lepšiu schopnosť redistribúcie vnútorných síl pred porušením.

Vplyv pevnosti ocele pri konštantnom predpätí (2. skupina)

V tomto scenári sa ukázali limity samotného zvyšovania pevnosti ocele bez úpravy návrhu predpätia:

- ▶ nárast únosnosti: použitie pevnejších lán zvýšilo únosnosť (z 0,98 MN pri bežnej oceli na 1,23 MN pri oceli 2 460 MPa);
- ▶ problém s využitím materiálu: pri oceli s pevnosťou 2 460 MPa nedošlo k plastizácii, keďže rozhodujúcim mechanizmom bolo drvenie betónu; potenciál vysoko-pevnostnej ocele tak zostal v tomto prípade nevyužitý.

Optimálny prístup: Proporcionálne predpätie (3. skupina)

Tento variant sa ukázal ako najefektívnejší z pohľadu celkovej optimalizácie návrhu. Predpínacia sila bola nastavená ako 80 % charakteristickej pevnosti:

- ▶ priama úmera: pevnosť lán sa takmer lineárne premietla do zvýšenej únosnosti nosníka; nosník s najpevnejšou oceľou dosiahol najvyššiu únosnosť zo všetkých testovaných vzoriek (1,25 MN);

concrete I-beam, type DPS VP I/10 (a standardized precast bridge element commonly used in Slovakia). Materials used: concrete C55/67 and 7-wire prestressing strands (15.7 mm diameter) with strengths of 1860, 2160, and 2460 MPa. The analysis was conducted using ATENA software, based on the finite element method (FEM) with nonlinear models for both concrete and reinforcement. The loading consisted of a four-point bending test. The numerical model is shown in Fig. 3. The analysis evaluated three parameter groups:

- ▶ Group 1 investigated the stress ratio k (1.05, 1.10, 1.15) at a constant 1860 MPa strength to observe plastic behaviour.
- ▶ Group 2 examined varying strand strengths (1860, 2160, 2460 MPa) under a constant prestressing stress of $\sigma_{p,max} = 1450$ MPa.
- ▶ Group 3 analysed proportional prestressing, where the initial stress was set to 80% of the respective tensile strength $\sigma_{p,max} = 0.8 \cdot f_{pk}$.

Analysis results and discussion

Simulation results (Fig. 4) revealed significant behavioural differences depending on the investigated parameters.

Influence of the stress ratio k (Group 1)

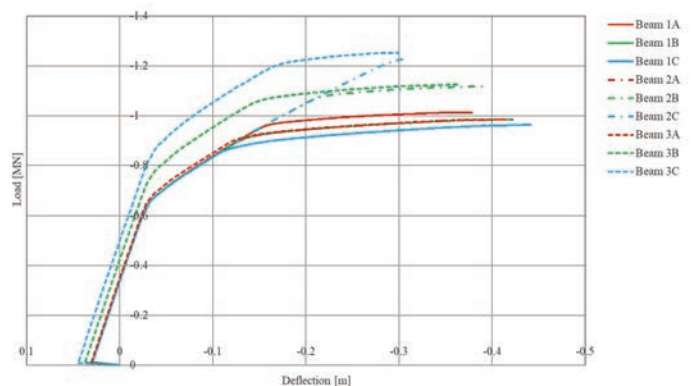
The analysis revealed an inverse relationship between capacity and ductility. Increasing the k ratio (from 1.05 to 1.15) improved plastic behaviour and internal force redistribution due to larger deformations (0.38 m to 0.44 m). However, this slightly reduced the ultimate maximum load from 1.01 MN to 0.96 MN.

Influence of steel strength at constant prestressing (Group 2)

Using higher-strength strands without adjusting prestressing increased the capacity (from 0.98 MN to 1.23 MN for 2460 MPa steel). However, concrete crushing became the governing failure mechanism before the 2460 MPa steel could yield, leaving its material potential underutilized.

Optimal approach: proportional prestressing (Group 3)

Setting the prestressing force to 80 % of the characteristic strength proved to be the most effective optimization. The strand strength translated almost linearly



Obr. 4 Graf vyjadrujúci závislosť zaťaženie – priehyb (1., 2. a 3. skupina analyzovaných parametrov)

Fig. 4 Load-deflection curves at mid-span for groups 1, 2 and 3

► zachovaná duktilita: aj pri vysokých zaťaženiach zostala zachovaná prijateľná úroveň deformácií, čo signalizuje bezpečné pôsobenie konštrukcie pred kolapsom.

Tento spôsob návrhu umožňuje maximálne využiť pevnostný potenciál materiálu pri zachovaní bezpečnosti.

Závery z parametrickej štúdie

Využitie vysokopevnostnej predpínacej ocele (nad 1 860 MPa) je kľúčom k štíhlejším a úspornejším konštrukciám. Z výskumu vyplývajú tieto závery: Parameter k je dôležitý. Hodnota napätového pomeru je kritická na zaistenie duktility. Hoci vyšší parameter k (napr. 1,15) môže mierne znížiť medznú únosnosť, výrazne zlepšuje plastické pôsobenie konštrukcie, čo je z hľadiska bezpečnosti prioritou.

- 1) Nutnosť optimalizácie predpätia: prosté nahradenie bežnej ocele vysokopevnostnou (bez úpravy predpínacej sily) nevedie k optimálnym výsledkom, pretože často dôjde k predčasnemu zlyhaniu betónu.
- 2) Ideálny návrh: najlepšie výsledky sa dosahujú pri definovaní počiatkovej predpínacej sily ako podielu maximálnej pevnosti $\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk}$. Tento prístup zabezpečuje rovnováhu medzi vysokou únosnosťou a dostatočnou deformačnou kapacitou.

Teoretický výskum potvrdzuje, že správny návrh zohľadňujúci vzťah pevnosti a duktility prináša nárast únosnosti o 15 až 30 % oproti konvenčným riešeniam. Tieto výsledky budú v ďalšej fáze overené laboratórnymi experimentmi.

ZÁVERY

Výskum v oblasti predpätých konštrukcií má na Katedre betónových konštrukcií a mostov Slovenskej technickej univerzity v Bratislave bohatú históriu. Predstavené výskumné aktivity sú jej pokračovaním.

Realizácia experimentov s predpätými konštrukciami je náročná na priestor aj technologické vybavenie. Ďakujeme preto partnerom za podporu – spoločnosti Doprastav za výrobu vzoriek, firme Inset za monitoring predpínacej sily a spoločnosti Bekaert Hlohovec za dodanie vysokopevnostných lán.

Práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. 1/0483/26 Inovatívne výstuže pri navrhovaní a zosilňovaní betónových konštrukcií s dôrazom na používateľnosť.

Literatúra

1. BARAN, J.: Vplyv osovej sily na šmykovú odolnosť betónových nosníkov: Dizertačná práca. Bratislava : SvF STUBA, 2025.
2. HAŠŠOVÁ, Z.: Využitie vysokopevnostných predpínacích lán v betónových konštrukciách : Pisomná práca k dizertačnej skúške. Bratislava: SvF STUBA, 2025.
3. BARAN, J. – BORZOVIČ, V. – ŠENŠELOVÁ, Ž.: Shear assessment of existing prestressed box girder bridge. In 6th World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium – WMCAUS 2021, 1. vyd. Bristol : IOP Publishing, 2021.
4. HAŠŠOVÁ, Z. – BORZOVIČ, V.: Vysokopevnostná oceľ ako nástroj optimalizácie betónových konštrukcií. In: Šárka, KALÁBOVÁ; Petra, ŠVEJDA JOHOVÁ a Kateřina, HAMPLOVÁ. 30. Betonárske dny 2025. Praha: Česká betonárska spoločnosť ČSSI, 2025, s. 477 – 488. ISBN 978-80-908943-2-7.
5. BORZOVIČ, V. – BARAN, J. – HALVONÍK, J.: Zohľadnenie osovej sily pri návrhu predpätých prvkov so šmykovou výstužou In: Šárka, KALÁBOVÁ; Petra, ŠVEJDA JOHOVÁ a Kateřina, HAMPLOVÁ. 30. Betonárske dny 2025. Praha: Česká betonárska spoločnosť ČSSI, 2025, s. 370 – 377. ISBN 978-80-908943-2-7.

into increased beam capacity, achieving the maximum of 1.25 MN. Crucially, this approach maintained an acceptable deformation level and a safe structural response prior to collapse, allowing for maximum exploitation of the UHSS potential without compromising safety.

Conclusions from the parametric study

The use of ultra-high-strength prestressing steel (above 1860 MPa) is the key to slenderer and more cost-effective structures. The research yields the following conclusions.

The value of the stress ratio is critical for ensuring ductility. Although a higher k (e.g., 1.15) may slightly reduce the ultimate load-bearing capacity, it significantly enhances the plastic behaviour of the structure, which is a priority for structural safety.

- 1) Necessity of prestressing optimization: simply replacing conventional steel with high-strength steel (without adjusting the prestressing force) does not lead to optimal results, as it often results in premature concrete failure.
- 2) Ideal design: the best results are achieved by defining the initial prestressing force as a ratio of the ultimate strength, $\sigma_{p,max} = 0.8 \cdot f_{pk}$. This approach ensures a balance between high load-bearing capacity and sufficient deformation capacity.

Theoretical research confirms that a proper design, accounting for the relationship between strength and ductility, yields a 15 % to 30 % increase in load-bearing capacity compared to conventional solutions.

CONCLUSIONS

Research in the field of prestressed structures has a long and rich history at the Department of Concrete Structures and Bridges at the Slovak University of Technology in Bratislava. The research activities presented here serve as a continuation of this tradition. The execution of experiments involving prestressed structures is highly demanding in terms of both space and technological equipment. We would therefore like to thank our partners for their support: Doprastav for the fabrication of the test specimens, Inset for monitoring the prestressing force, and Bekaert Hlohovec for the supply of the high-strength strands.

This work was supported by the Scientific Grant Agency VEGA under the contract No. VEGA 1/0483/26.

References

1. BARAN, J.: Vplyv osovej sily na šmykovú odolnosť betónových nosníkov: PhD Thesis. Bratislava: SvF STUBA, 2025.
2. HAŠŠOVÁ, Z.: Využitie vysokopevnostných predpínacích lán v betónových konštrukciách: Dissertation exam paper. Bratislava: SvF STUBA, 2025.
3. BARAN, J. – BORZOVIČ, V. – ŠENŠELOVÁ, Ž.: Shear assessment of existing prestressed box girder bridge. In 6th World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium – WMCAUS 2021, 1. vyd. Bristol: IOP Publishing, 2021.
4. HAŠŠOVÁ, Z. – BORZOVIČ, V.: Vysokopevnostná oceľ ako nástroj optimalizácie betónových konštrukcií. In: Šárka, KALÁBOVÁ; Petra, ŠVEJDA JOHOVÁ a Kateřina, HAMPLOVÁ. 30. Betonárske dny 2025. Praha: Česká betonárska spoločnosť ČSSI, 2025, s. 477 – 488. ISBN 978-80-908943-2-7.
5. BORZOVIČ, V. – BARAN, J. – HALVONÍK, J.: Zohľadnenie osovej sily pri návrhu predpätých prvkov so šmykovou výstužou In: Šárka, KALÁBOVÁ; Petra, ŠVEJDA JOHOVÁ a Kateřina, HAMPLOVÁ. 30. Betonárske dny 2025. Praha: Česká betonárska spoločnosť ČSSI, 2025, s. 370 – 377. ISBN 978-80-908943-2-7.

Experimentálny výskum využitia recyklovaných materiálov v betóne na Slovensku v rokoch 2022 – 2025

Príspevok je zameraný na výskum použitia recyklovaných materiálov v betóne, ktorý prebiehal v posledných rokoch na Slovensku. V prvej časti prezentuje výsledky výskumu zameraného na vplyv recyklovaného kameniva v betóne na mechanické vlastnosti betónu a vlastnosti spojené s trvanlivosťou. V receptúrach betónov sa hrubé prírodné kamenivo nahrádzalo za recyklované. Druhá časť príspevku približuje experimentálne programy zamerané na skúšanie betónových prvkov vyrobených z betónu s náhradou prírodného kameniva recyklovaným a vplyv materiálu na výslednú odolnosť.

Experimental study on the application of recycled materials in concrete in Slovakia in the years 2022 – 2025

The paper focuses on research into the use of recycled materials in concrete, which has been ongoing in recent years in Slovakia. In the first part, the paper presents the results of research focused on the impact of recycled aggregates in concrete on the mechanical properties of concrete and properties associated with durability. In concrete recipes, coarse natural aggregate was replaced with coarse recycled aggregate. The second part of the paper presents experimental programs focused on testing concrete members made of concrete with recycled aggregates and the impact of the material on the resulting durability.



Jaroslav Halvonik



Viktor Borzovič



Róbert Sonnenschein



Peter Paulík



Ludmila Kormošová



Matej Jurgoš



Tadeáš Fecko



Samuel Paulík

prof. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 55, e-mail: jaroslav.halvonik@stuba.sk

prof. Ing. Viktor Borzovič, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 42, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 49, e-mail: robert.sonnenschein@stuba.sk

doc. Ing. Peter Paulík, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 50, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

Ing. Ludmila Kormošová, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 4 5 05, e-mail: ludmila.kormosova@stuba.sk

Ing. Veronika Knapcová, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 52, e-mail: veronika.knappcova@stuba.sk

Ing. Matej Jurgoš, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 52, e-mail: matej.jurgos@stuba.sk

Ing. Tadeáš Fecko, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 45 52, e-mail: tadeas.fecko@stuba.sk

Ing. Samuel Paulík, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 02/59 27 43 81, e-mail: samuel.paulik@stuba.sk

K používaniu recyklovaných materiálov sa čoraz viac približujeme nielen vďaka ich ekologickej a ekonomickej stránke, ale vzhľadom na hroziaci nedostatok prírodných zdrojov, ktoré sa postupne nahrádzajú použitím recyklovaných náhrad. Širšie skúmanou témou je použitie recyklovaného kameniva (Recycled Aggregate – RA) v betóne ako náhrady prírodného kameniva (Natural Aggregate – NA). Produkcia betónu je každoročne vysoká a na Slovensku a tiež v niektorých európskych krajinách hrozí nedostatok NA. Jeho najvhodnejšiu náhradou sa zdá byť RA. Predmetom skúmania sú vlastnosti betónu s použitím betónového a tehlového recyklátu a ich vplyv na odolnosť betónových konštrukcií. Betónové recyklované kamenivo (Recycled Concrete Aggregate – RCA) sa získava zo stavebného odpadu, ktorý sa drví na menšie časti, pričom výstuž a prípadné chemické znečistenie sa odstráni, a následne sa znova drví a triedi podľa jednotlivých frakcií. Tehlový recyklát (Recycled Brick Aggregate – RBA) sa získava z tehlového stavebného odpadu drveného na menšie časti. Takto roztriedené RCA a RBA možno uskladniť alebo okamžite použiť na najbližšej stavbe, čo skracuje prepravné vzdialenosti kameniva.

VPLYV BETÓNOVÉHO RECYKLOVANÉHO KAMENIVA NA VLASTNOSTI BETÓNU

Predmetom skúmania bol vplyv náhrady prírodného kameniva (NA) recyklovaným betónovým kamenivom (RCA) na vlastnosti betónu. Zmesi RCA-U100 a RCA-U70 so 100 % a 70 % náhradou nedosiahli požadovanú spracovateľnosť pre vysokú nasiakavosť RCA (3-násobne vyššia pri frakcii 0/4 mm), spôsobenej pórovitosťou prílišnej malty, a 13-násobne vyšší obsah prachových častíc < 0,063 mm. Boli navrhnuté optimalizované zmesi: RCA-CA56 so selektívnou náhradou hrubých frakcií 4/8 a 8/16 mm (56 % celkového kameniva) a RCA-OPT71 s kombinovanou náhradou hrubých frakcií a čiastočnou náhradou jemnej frakcie (RCA 0/4 = 200,6 kg/m³, cca 30 % jemného kameniva). Zmes RCA-OPT71 (71 % náhrada, optimalizovaná zrnitosť) mala upravený vodný súčiniteľ $w/c = 0,34 - 0,33$.



Obr. 1 Hrubé betónové recyklované kamenivo, tehlový recyklát
Fig. 1 Coarse recycled concrete aggregate and recycled brick aggregate

Recycled materials are increasingly used not only due to their ecological and economic aspects, but also due to the approaching shortage of natural resources. A more widely researched topic is the use of recycled aggregate (RA) in concrete as a substitute for natural aggregate (NA). Concrete production is high every year, and there is a threat of a shortage of NA in Slovakia and also in some European countries. RA seems to be the most suitable substitute for NA. The properties of concrete using concrete and brick recycle aggregate and their impact on the durability of concrete structures are investigated. RCA is obtained from construction waste, which is crushed into smaller parts, reinforcement and any chemical contamination are removed, and then crushed again and sorted into individual fractions. Recycled Brick Aggregate (RBA) is obtained from brick construction waste crushed into smaller parts. The RCA and RBA thus sorted can be stored or used immediately at the nearest construction site, which shortens the transport distances of the aggregate.

THE EFFECT OF RECYCLED CONCRETE AGGREGATE ON CONCRETE PROPERTIES

The effect of replacing natural aggregate (NA) with recycled concrete aggregate (RCA) on concrete properties

Tab. 1 Vlastnosti zmesí
Tab. 1 Mix design characteristics

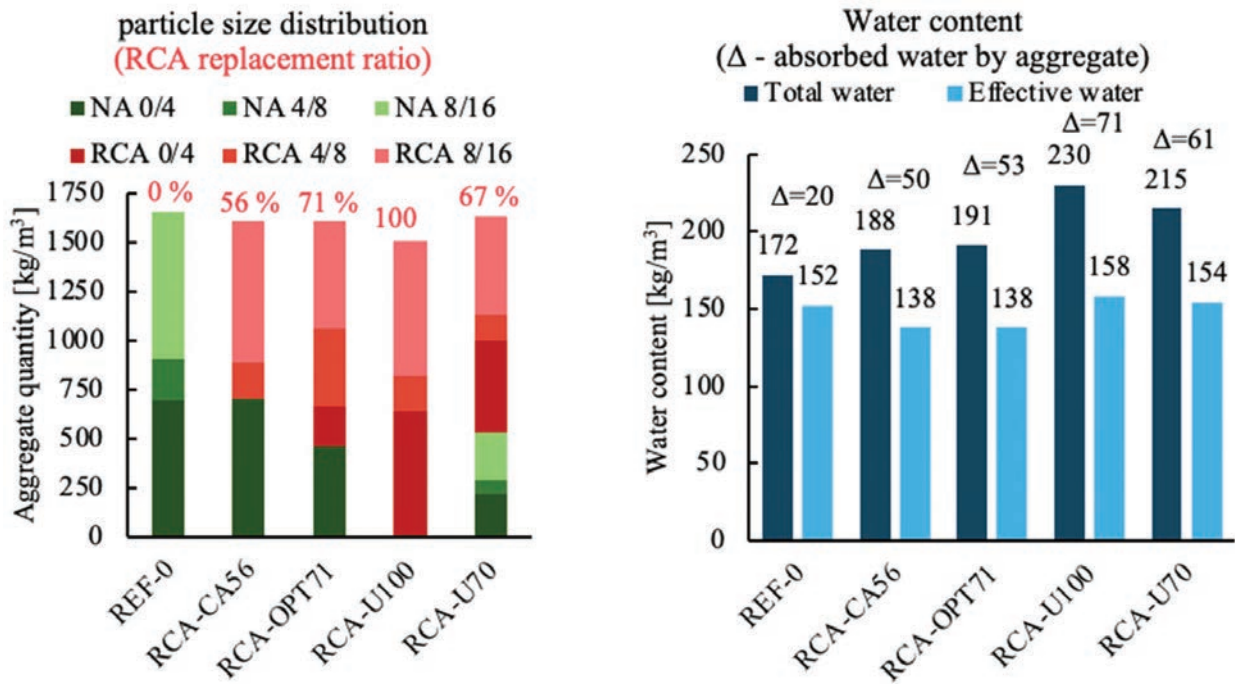
| Zmes Mixture | RCA (%) | w/c | Konzistencia Workability | $f_{c,28}$ (MPa) | E_c (GPa) | Pevnostná Trieda Compressive strength class | Vzduch (%) Air content | XF4 (%) | KAC* (mm/√d) |
|-----------------|------------------|--------------|-----------------------------|---------------------|----------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------|------------|-----------------|
| REF-0 | 0,00 0.00 | 0,38 0.38 | S3 | 46,63 46.63 | 36,5 36.5 | C30/37 | 4,9 4.9 | 80 | 0,168 0.168 |
| RCA-CA56 | 56,12 56.12 | 0,34 0.34 | S4 | 57,10 57.10 | 34,5 34.5 | C40/50 | 4,6 4.6 | 23 | 0,107 0.107 |
| RCA-OPT71 | 71,10 71.10 | 0,33 0.33 | S4 | 49,33 49.33 | 32,5 32.5 | C30/37 | 4,6 4.6 | 18 | 0,040 0.040 |
| RCA-U100 | 100,00 100.00 | 0,38 0.38 | nízka insufficient | 43,43 43.43 | 27,5 27.5 | C30/37 | 0,0** 0.0** | 0 | 1,132 1.132 |
| RCA-U70 | 70,00 70.00 | 0,38 0.38 | nízka insufficient | 41,10 41.10 | – | C25/30 | 2,2 2.2 | 0 | 1,102 1.102 |

* KAC – koeficient akcelerovanej karbonatizácie

* KAC – accelerated carbonation coefficient

** Zmes nebola prevzdušnená (prírodný obsah vzduchu nebol meraný)

** The mixture was not aerated (the natural air content was not measured)



Obr. 2 Zloženie kameniva a obsah vody v betónových zmesiach
Fig. 2 Aggregate composition and water content of concrete mixtures

Na kompenzáciu nasiakavosti RCA bolo zvýšené množstvo vody a dávka superplastifikátora. Pre všetky zmesi boli stanovené mechanické a trvanlivostné vlastnosti (karbonatizácia podľa STN EN 12390-12 [1], mrazuvzdornosť XF4 podľa STN EN 12390-9). Zmes RCA-CA56 dosiahla pevnosť 57,1 MPa (nárast o dve triedy oproti REF-0) vďaka drsnému povrchu RCA vytvárajúcemu mechanický zámok v ITZ, zlepšenej zrnitosti a vnútornému ošetrovaniu [2]. Zaznamenaný bol pokles modulu pružnosti v dôsledku mikrotrhlín v starej malte. Zmesi bez prevzdušnenia sa pri skúške XF4 rozpadli. Po pridaní prevzdušňovacích prísad dosiahli RCA-CA56 a RCA-OPT71 len 23 % a 18 % reziduálnej pevnosti (výrazne menej než REF-0). Odolnosť proti karbonatácii bola lepšia (KAC = 0,107 a 0,040 vs. 0,168 mm/√dni) vďaka pufrovému mechanizmu – priľnutá malta obsahuje reziduálne alkalické zložky (portlandit, C-S-H, slinok) viažuce CO₂. Pri RCA nad 70 % prevažuje chemická pufrová kapacita nad nevýhodami pórovitosti [3]. Selektívna náhrada hrubých

was investigated. The RCA-U100 and RCA-U70 mixtures, with 100 % and 70 % replacement, did not achieve the required workability due to the high water absorption of RCA (3 times higher for the 0/4 mm fraction), caused by the porosity of the bonded mortar and a 13 times higher content of dust particles < 0.063 mm. The following optimized mixtures were proposed: RCA-CA56 with selective replacement of the coarse fractions 4/8 and 8/16 mm (56 % of total aggregate) and RCA-OPT71 with combined replacement of the coarse fractions and partial replacement of the fine fraction (RCA 0/4 = 200.6 kg/m³, approx. 30 % fine aggregate).

Mixture RCA-OPT71 with 71 % replacement and optimized grain size had an adjusted water-to-cement ratio of $w/c = 0.34-0.33$. To compensate for the water absorption of RCA, the water content and the dosage of superplasticizer were increased.

The mechanical and durability properties were determined for all mixtures (carbonation according to STN EN 12390-12 [1], frost resistance XF4 according to STN EN 12390-9). The RCA-CA56 mixture achieved a strength of 57.1 MPa (an increase of two classes compared to REF-0) due to the rough surface of the RCA creating a mechanical interlock in the ITZ, improved grain size distribution, and internal curing [2]. A decrease in the modulus of elasticity was observed due to microcracks in the old mortar. Mixtures without air-entraining agents disintegrated during the XF4 test. After adding air-entraining agents, RCA-CA56 and RCA-OPT71 achieved only 23 % and 18 % of residual strength (significantly less than REF-0). Resistance to carbonation was better (KAC = 0.107 and 0.040 vs. 0.168 mm/√day) due to the buffering mechanism—the bonded mortar contains residual alkaline components (portlandite, C-S-H, clinker) that bind CO₂. At RCA values above 70 %, the chemical buffering capacity outweighs the disadvantages of porosity [3].

Tab. 2 Mechanické vlastnosti betónovej zmesi
Tab. 2 Mechanical properties of the concrete mix

| Vek betónu (dni) Age (days) | Kocková tlaková pevnosť Cubic compressive strength (MPa) | Valcová tlaková pevnosť Cylinder compressive strength (MPa) | Ťahová pevnosť Tensile strength (MPa) | Modul pružnosti Modulus of elasticity (GPa) |
|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------------|
| 7 | 34,6 34.6 | 33,8 33.8 | - | 19,6 19.6 |
| 28 | 40,3 40.3 | 40,3 40.3 | 1,93 1.93 | 18,8 18.8 |
| 52 | 44,6 44.6 | 42,2 42.2 | 2,34 2.34 | 20,9 20.9 |

Tab. 3 Výsledné hodnoty maximálneho zaťaženia a spoľahlivosti na nosníkoch
Tab. 3 Resulting values of maximum load and reliability for the beams

| Stupeň vystuženia Reinforcement ratio ρ_i (%) | $P_{E, \text{test}} / P_{E, \text{EC2}}$ |
|----------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| 0,869 0.869 | 1,14 1.14 |
| 0,579 0.579 | 1,10 1.10 |

frakcií zlepšuje pevnosť a karbonatizačnú odolnosť, kritickým limitom však zostáva nedostatočná mrazu-vzdornosť pri XF4.

BETÓN Z RECYKLOVANÉHO KAMENIVA A GFRP VÝSTUŽ

Pôsobenie nového materiálu v konštrukciách sa primárne sleduje na nosníkových prvkoch. Z mechanickej odzvy nosníkov bol výskum zameraný najmä na šmykovú odolnosť. Pri skúmaní použitia recyklovaného kameniva však nosníky so šmykovou výstužou nepredstavujú komplikáciu, pretože odolnosť je dominantne zabezpečená šmykovou výstužou. Výskum sa preto zameril na prvky bez šmykovej výstuže a aj v kombinácii s kompozitnou GFRP výstužou (výstuž z polymérov so sklenenými vláknami). Táto nekovová výstuž môže v určitých prípadoch vhodne nahradiť oceľovú výstuž hlavne preto, že nepodlieha korózii. Posledným špecifikom výskumu bolo použitie samozhutňujúceho betónu. Ten je atraktívny najmä pre úsporu času a prácnosti pri realizácii nosných konštrukcií.

Prvým základným stanoveným cieľom bolo vyvinúť zmes s použitým výlučne recyklovaného kameniva, teda so 100 % náhradou prírodného kameniva. Výskumov, ktoré pracujú so 100 % náhradou, je málo z dvoch hlavných dôvodov – aktuálne návrhové predpisy takúto vysokú zámenu nedovoľujú a vyvinúť takúto zmes je náročnejšie ako zmes, kde je nahradené iba hrubozrnné kamenivo alebo len jej časť. V prípade viacerých úspešných výskumov a aplikácií možno predpokladať, že v budúcnosti budú takéto zmesi so 100 % náhradou kameniva v Eurokódoch dovolené.

Pre vývoj novej zmesi je dôležité, aby spĺňala stanovené kritériá. V prípade betónu z recyklovaného kameniva (Recycled Aggregate Concrete – RAC) je tento vývoj oproti tradičnému kamenivu náročnejší, pretože do procesu vstupuje viacero faktorov. Napríklad nasiakavosť prírodného kameniva je v procese výroby takmer zanedbateľná; v prípade recyklovaného kameniva je tento faktor potrebné zahrnúť do výpočtu takzvaným kompenzačným pomerom, zároveň je však potrebné počítať s aktuálnou vlhkosťou kameniva a teda s vodou, ktorá sa už v kamenive nachádza a vyhodnotiť, do akej miery táto voda prispieje ku hydratácii cementu. Objem vzduchu v betóne z recyklovaného kameniva je všeobecne vyšší a aj tento jav je potrebné zahrnúť v návrhu. Dôležitý je aj vplyv prísad a prímiesí, tie hrajú v prípade samozhutniteľného betónu kľúčovú rolu v otázke spracovateľnosti. Pred mechanickými skúškami na prvkoch sa robili aj materiálové testy sledujúce vlastnosti zmesi ako vývoj

Selective replacement of coarse fractions improves strength and carbonation resistance; however, insufficient freeze-thaw resistance remains a critical limitation for XF4.

RECYCLED AGGREGATE CONCRETE AND GFRP REINFORCEMENT

The behaviour of the new material in structures is primarily observed on beam elements. Regarding the mechanical response of the beams, the research focused mainly on shear resistance. However, when investigating the use of recycled aggregate, beams with shear reinforcement do not pose a complication, as the resistance is predominantly provided by the shear reinforcement. Therefore, the research focused on elements without shear reinforcement, as well as in combination with composite GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) reinforcement. This non-metallic reinforcement can suitably replace steel reinforcement in certain cases, mainly because it is not subject to corrosion. The final specific aspect of the research was the use of self-compacting concrete. This is particularly attractive due to the savings in time and labour during the execution of load-bearing structures.

The first primary objective established was to develop a mixture using exclusively recycled aggregate, i.e., a 100 % replacement of natural aggregate. Research dealing with 100 % replacement is scarce for two main reasons: current design codes do not allow such high replacement levels, and developing such a mixture is more demanding than a mixture where only the coarse aggregate or just a portion of it is replaced. Given multiple successful studies and applications, it can be assumed that such mixtures with 100 % aggregate replacement will be permitted in the Eurocodes in the future.

An important aspect in the development of a new mixture is that it meets the established criteria. In the case of Recycled Aggregate Concrete (RAC), this development is more demanding compared to traditional aggregate, as more factors enter the process. For example, the water absorption of natural aggregate is almost negligible in the production process; in the case of recycled aggregate, this factor must be included in the calculation via a so-called compensation ratio. At the same time, it is necessary to consider the current moisture content of the aggregate, i.e., the water already present in it, and to



Obr. 3 Skúšaný nosník osadený v zostave pripravený na skúšanie
 Fig. 3 The tested beams mounted in the testing assembly

tlakovej pevnosti, ťahovej pevnosti, modulu pružnosti, veľkosti zmršťovania a hodnoty lomovej energie v závislosti od času. Tab. 2 zobrazuje skúšané mechanické vlastnosti betónovej zmesi. Zmesiam z recyklovaného betónu klesá pevnosť so zvyšujúcim sa stupňom náhrady prírodného kameniva. Stanovený cieľ dosiahnuť 28-dňovú valcovú tlakovú pevnosť sa podarilo dosiahnuť vďaka vyladeniu vodného súčiniteľa spolu s podielom prísad a prímiesí.

Nasledujúcim krokom bolo skúšanie nosníkov. Obr. 3 vľavo zobrazuje osadený nosník pripravený na skúšanie. Táto kampaň počítala s použitím termoplastickej GFRP výstuže, ktorá má na rozdiel od termostatickej predpoklad dať sa ohýbať, a teda vytvárať komplikovanejšie tvary a strmene z výstužných prútov. Nosník bol osadený do trojbodovej zostavy s predpokladaným šmykovým spôsobom zlyhania. Meraný bol priehyb pod lisom, osadená rozeta LVDT snímačov sledovala rozvoj šmykovej trhliny a DIC (Digital Image Correlation) zostava mapovala z druhej strany deformačné správanie nosníka. Vyhotovené boli dve sady nosníkov s odlišným stupňom vystuženia, betónová zmes aj trojbodová skúšobná zostava boli rovnaké. Táto časť experimentu bola realizovaná vo vedeckom parku UPC (Universitat Politècnica de Catalunya) pod vedením Nikoly Tosića a Evy Oller Ibars.

Tab. 3 zobrazuje výsledky spoľahlivosti experimentálnych odolností v porovnaní s teoretickým predpokladom. Hodnota $P_{E, \text{test}}$ je veľkosť sily na lise v momente šmykového porušenia, porovnáva sa s predpokladanou hodnotou sily $P_{E, \text{EC2}}$ pri dosiahnutí odolnosti podľa Eurokódu 2 (2023) [4], ktorý už umožňuje zohľadniť použitie betónu z recyklovaného kameniva a GFRP výstuže.

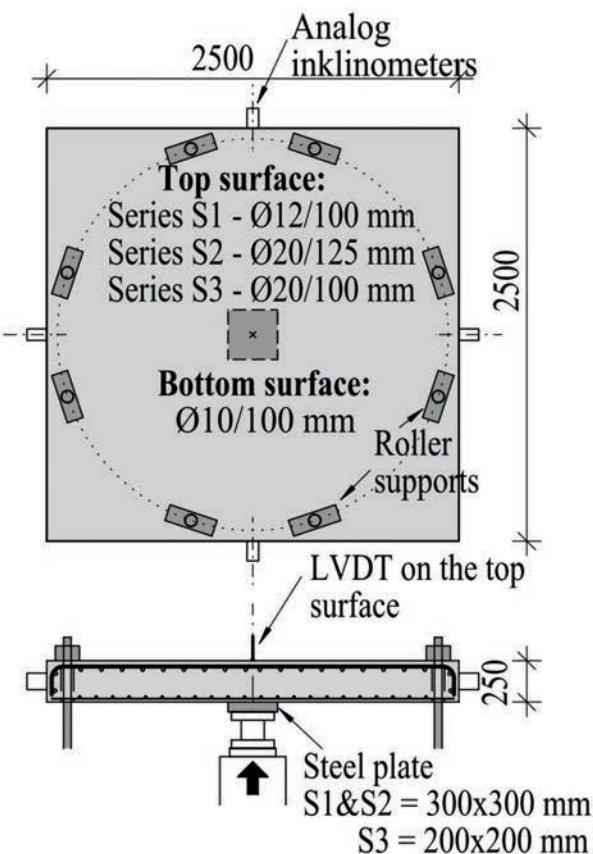
Tab. 4 Hodnoty spoľahlivosti šmykovej a ohybovej odolnosti z pohľadu betónovej zmesi

Tab. 4 Reliability values of shear and flexural resistance from the perspective of the concrete mix

| Typ betónu Type of concrete mix | $\frac{P_{E, \text{test}}}{P_{E, \text{EC2}}}$ - šmyk/shear | $\frac{P_{E, \text{test}}}{P_{E, \text{EC2}}}$ - ohyb/bending |
|------------------------------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| REF | 1,11 1.11 | 1,13 1.13 |
| REC | 1,07 1.07 | 1,22 1.22 |
| REB | 0,99 0.99 | 1,13 1.13 |

evaluate the extent to which this water will contribute to cement hydration. The air volume is generally higher in recycled aggregate concrete, and this phenomenon must also be included in the design. The influence of admixtures and additives is also important; in the case of self-compacting concrete, they play a crucial role in terms of workability.

Prior to the mechanical testing on the elements, material tests were also conducted to monitor the mixture's properties, such as the development of compressive strength, tensile strength, modulus of elasticity, the magnitude of shrinkage, and the value of fracture energy over time. Tab. 2. shows the tested mechanical properties of the concrete mixture. The strength of recycled concrete mixtures decreases with an increasing degree of natural aggregate replacement. The stated objective of achieving the 28-day cylinder compressive strength was met by



Obr. 4 Tvar a vystuženie vzoriek a skúšobná zostava

Fig. 4 Dimensions and reinforcement of the slab specimens and test set-up

Tab. 5 Hodnoty spoľahlivosti šmykovej a ohybovej odolnosti z pohľadu typu výstuže

Tab. 5 Reliability values of shear and flexural resistance from the perspective of the type of reinforcement

| Typ výstuže Type of reinforcement | $P_{E,test}/P_{E,EC2}$ – šmyk/shear | $P_{E,test}/P_{E,EC2}$ – ohyb/bending |
|--------------------------------------|----------------------------------------|------------------------------------------|
| Oceľová Steel | 1,00 1.00 | 1,17 1.17 |
| GFRP | 1,11 1.11 | 1,15 1.15 |

Ďalšou etapou výskumu pôsobenia betónu s recyklovaným kamenivom a GFRP výstužou tiež boli skúšky na menších nosníkoch, ktoré slúžili ako kalibrácia pred hlavnou časťou kampane. Táto časť experimentu pozostávala z nosníkov namáhaných ohybom a šmykom. Použité boli tri zmesi, referenčná (REF), betón z recyklovaného betónového materiálu (REC) a betón z recyklovaného tehlového materiálu (REB). Na vystuženie bola použitá betonárska výstuž a GFRP výstuž, obidve v dvoch rôznych stupňoch vystuženia ρ_f . Obr. 3 vpravo znázorňuje osadený nosník pripravený na skúšanie. Zároveň sa testovali mechanické vlastnosti použitých zmesí ako pevnosť betónu v tlaku a modul pružnosti; pri použití recyklovaného kameniva modul pružnosti poklesol približne o 35 % a tlaková pevnosť poklesla približne o 8 %. Tab. 4 a 5 uvádzajú výsledné hodnoty spoľahlivosti experimentálnych výsledkov získaných porovnaním na

fine-tuning the water-cement ratio along with the proportion of admixtures and additives.

The next step was the testing of the beams. Fig. 3 on the left shows the positioned beam ready for testing. This testing campaign considered the use of thermoplastic GFRP reinforcement, which, unlike thermosetting reinforcement, has the potential to be bent and thus form more complicated shapes and stirrups from the reinforcing bars. The beam was placed in a three-point bending setup with an anticipated shear failure mode. Deflection under the loading point was measured, a mounted rosette of LVDT sensors monitored the development of the shear crack, and a DIC (Digital Image Correlation) setup on the other side mapped the deformation behaviour of the beam. Two sets of beams with different reinforcement ratios were produced; the concrete mixture and the three-point test setup were identical. This part of the experiment was conducted at the science park of UPC (Universitat Politècnica de Catalunya) under the supervision of Nikola Tošić and Eva Oller Ibars.

Tab. 3 shows the reliability results of the experimental resistances compared to theoretical predictions. The value $P_{E,test}$ is the magnitude of the applied force at the testing machine at the moment of shear failure; it is compared with the predicted force value $P_{E,EC2}$ upon reaching the resistance according to Eurocode 2 (2023) [4], which already allows for accounting for the use of recycled aggregate concrete and GFRP reinforcement. The next stage of the research on the behaviour of recycled aggregate concrete and GFRP reinforcement also included tests on smaller beams, which served

Tab. 6 Mechanické vlastnosti betónov a výsledky experimentov

Tab. 6 Mechanical properties of the concrete and results of the experiments

| Doska – úroveň náhrady CNA Slab – CNA replacement level | f_{cm} | d | $h^s = b^s$ | $V_{R,test}$ | $V_{R, norm}$ | $V_{R, norm, i} / V_{R, norm, 0}$ |
|------------------------------------------------------------------|--------------|------|-------------|------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| | (MPa) | (mm) | (mm) | (kN) | (MPa ^{2/3}) | |
| S1.0 – 0 % | 39,6 39.6 | 210 | 300 | 838,9 838.9 | 0,630 0.630 | 1,000 1.000 |
| S1.1 – 50 % | 33,2 33.2 | 210 | | 849,3 849.3 | 0,677 0.677 | 1,074 1.074 |
| S1.2 – 100 % | 33,4 33.4 | 213 | | 846,8 846.8 | 0,661 0.661 | 1,048 1.048 |
| S2.0 – 0 % | 30,8 30.8 | 202 | | 1000,0 1000.0 | 0,861 0.861 | 1,000 1.000 |
| S2.1 – 50 % | 34,0 34.0 | 201 | | 1003,7 1003.7 | 0,842 0.842 | 0,978 0.978 |
| S2.2 – 100 % | 33,7 33.7 | 202 | | 1034,7 1034.7 | 0,865 0.865 | 1,004 1.004 |
| S3.0 – 0 % | 35,8 35.8 | 200 | 200 | 855,7 855.7 | 0,909 0.909 | 1,000 1.000 |
| S3.1 – 50 % | 33,6 33.6 | 197 | | 900,2 900.2 | 0,998 0.998 | 1,098 1.098 |
| S3.2 – 100 % | 35,9 35.9 | 199 | | 904,8 904.8 | 0,967 0.967 | 1,064 1.064 |

$V_{R, norm, i}$ je normalizovaná šmyková odolnosť získaná ako $V_{R, test, i} / d \cdot b_{0,5} \cdot (f_{cm})^{1/3}$
 $V_{R, norm, i}$ is normalized punching capacity obtained by: $V_{R, test, i} / d \cdot b_{0,5} \cdot (f_{cm})^{1/3}$

meranej a teoretickej šmykovej a ohybovej odolnosti podľa Eurokódu 2 (2023) rovnakým spôsobom, ako sa na predchádzajúcom experimente porovnávali odlišné zmesi a typ použitej výstuže.

Používanie betónu s recyklovaným kamenivom spolu s GFRP výstužou nie je v novej generácii Eurokódu 2 (2023) dovolené. Dôvodom je malé množstvo experimentálnych štúdií a realizovaných konštrukcií v kombinácii týchto dvoch ekologických alternatív k tradičným materiálom pre železobetón. Výsledky spoľahlivosti šmykových odolností získaných počas opísaných experimentálnych kampaní však naznačujú možnosť použitia betónu z recyklovaného kameniva a GFRP výstuže.

ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ PROTI PRETLAČENIU LOKÁLNE PODOPRETÝCH DOSIEK BEZ ŠMYKOVEJ VÝSTUŽE

Pretlačenie lokálne podopretých dosiek predstavuje významný a intenzívne skúmaný problém, keďže ide o krehký typ porušenia bez predchádzajúcich varovných príznakov. Z tohto dôvodu je nevyhnutné venovať mu zvýšenú pozornosť. Predkladaný výskum nadväzuje na predchádzajúce práce realizované na Slovenskej technickej univerzite v Bratislave a prvýkrát sa zameriava na skúmanie šmykovej odolnosti dosiek z betónu s náhradou hrubého prírodného kameniva recyklovaným. Experimentálny program zahŕňa 9 betónových dosiek s rozmermi 2,50 × 2,50 m s hrúbkou 25 cm vyrábaných v troch sériách podľa obr. 4. Každá séria obsahovala referenčnú vzorku bez náhrady CNA (hrubého prírodného kameniva) recyklovaným a dosky s 50 % a 100 % náhradou CNA. Premennou bol podiel náhrady kameniva, pričom jednotlivé série sa líšili stupňom vystuženia (0,52 %, 1,23 % a 1,53 %). Všetky dosky boli bez šmykovej výstuže. Súčasne boli vyhotovené skúšobné telesá na stanovenie mechanických vlastností betónu. Výsledky preukázali mierny pokles pevnosti v tlaku a výraznejší pokles modulu pružnosti, v priemere o 10 % pri 50 % náhrade CNA a o 18 % pri 100 % náhrade. Dosky boli skúšané v Centrálnom laboratóriu STU v Bratislave pomocou hydraulického lisu, ktorý aplikoval

as calibration prior to the main part of the campaign. This part of the experiment consisted of beams subjected to bending and shear. Three mixtures were used: a reference mixture (REF), concrete made from recycled concrete material (REC), and concrete made from recycled brick material (REB). Conventional steel reinforcement and GFRP reinforcement were used, both at two different reinforcement ratios ρ_1 . Fig. 3 on the right shows the positioned beam ready for testing. At the same time, the mechanical properties of the mixtures used, such as the concrete compressive strength and the modulus of elasticity, were tested; when using recycled aggregate, the modulus of elasticity decreased by approximately 35 % and the compressive strength decreased by approximately 8 %. Tab. 4 and 5 present the resulting reliability values of the experimental results, obtained by comparing the measured and theoretical shear and bending resistance according to Eurocode 2 (2023), in the same manner as in the previous experiment, comparing the different mixtures and the types of reinforcement used.

The use of recycled aggregate concrete in combination with GFRP reinforcement is not permitted in the new generation of Eurocode 2 (2023). The reason for this is the limited number of experimental studies and constructed structures combining these two ecological alternatives to traditional materials for reinforced concrete. However, the reliability results of the shear resistances obtained during the described experimental campaigns indicate the possibility of using recycled aggregate concrete and GFRP reinforcement.

PUNCHING SHEAR CAPACITY OF FLAT SLABS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

Punching shear in the flat slabs is a frequently discussed and scientifically studied topic in practice. Due to its brittleness, punching shear failure is normally sudden, without any signs of impending structural failure, and is therefore still under examination. Several studies have

Tab. 7 Porovnanie odolností – štíhle stĺpy
Tab. 7 Resistance comparison – slender columns

| Označenie stĺpa Column | Exp. | Atena 3D | | | Met. nom. tuhosti Stiffness | | Met. nom. tuhosti Stiffness $K_s = 1$ | | Met. nom. krivosti Curvature | | Met. nom. krivosti Curvature $kr = 1$ | |
|------------------------------|------|----------|--------------|---------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------------------------------|---------------------|---------------------------------|---------------------|---------------------------------------------|---------------------|
| | | N (kN) | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} |
| S0-20 | 1845 | 1889 | 0,98 0.98 | 1606 | 1,15 1.15 | 1763 | 1,05 1.05 | 1908 | 0,97 0.97 | 1582 | 1,17 1.17 | |
| S50-20 | 1610 | 1464 | 1,10 1.10 | 1175 | 1,37 1.37 | 1417 | 1,14 1.14 | 1528 | 1,05 1.05 | 1247 | 1,29 1.29 | |
| S100-20 | 1353 | 1346 | 1,01 1.01 | 937 | 1,44 1.44 | 1133 | 1,19 1.19 | 1422 | 0,95 0.95 | 1165 | 1,16 1.16 | |
| S0-40 | 1403 | 1502 | 0,93 0.93 | 1243 | 1,13 1.13 | 1314 | 1,07 1.07 | 1446 | 0,97 0.97 | 1305 | 1,07 1.07 | |
| S50-40 | 1212 | 1179 | 1,03 1.03 | 898 | 1,35 1.35 | 950 | 1,28 1.28 | 1170 | 1,04 1.04 | 1038 | 1,17 1.17 | |
| S100-40 | 1059 | 1085 | 0,98 0.98 | 757 | 1,40 1.40 | 858 | 1,23 1.23 | 1098 | 0,96 0.96 | 964 | 1,10 1.10 | |

Tab. 8 Porovnanie odolností – krátke stĺpy
Tab. 8 Resistance comparison – short columns

| Označenie stĺpa Column | Experiment | | Metóda tuhosti Stiffness | | | Metóda krivosti Curvature | | |
|---------------------------|--------------------|----------------|-----------------------------|---------------------|----------------|------------------------------|---------------------|----------------|
| | N (kN) | M (kNm) | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | M (kNm) | N (kN) | N_{exp} / N_{vyp} | M (kNm) |
| S0-20 | 2098,62 2098.62 | 48,28 48.28 | 2500 | 0,84 0.84 | 52,21 52.21 | 2485 | 0,84 0.84 | 52,39 52.39 |
| S50-20 | 2080,97 2080.97 | 41,64 41.64 | 2240 | 0,93 0.93 | 47,20 47.20 | 2240 | 0,93 0.93 | 47,37 47.37 |
| S100-20 | 1518,84 1518.54 | 30,38 30.38 | 1870 | 0,81 0.81 | 39,73 39.73 | 1870 | 0,81 0.81 | 39,55 39.55 |
| S0-40 | 1655,28 1655.28 | 68,32 68.32 | 2085 | 0,79 0.79 | 86,46 86.46 | 2080 | 0,80 0.80 | 87,03 87.03 |
| S50-40 | 1673,38 1673.38 | 67,70 67.70 | 1880 | 0,89 0.89 | 78,56 78.56 | 1880 | 0,89 0.89 | 78,73 78.73 |
| S100-40 | 1387,28 1387.28 | 56,58 56.58 | 1570 | 0,88 0.88 | 66,06 66.06 | 1570 | 0,88 0.88 | 65,72 65.72 |

zaťaženie cez ocelovú platňu simulujúcu stĺp. Počas skúšok sa okrem vnášanej sily monitorovali deformácie a pootočenia dosiek.

Tab. 6 uvádza pevnosť betónu, účinné výšky a experimentálne stanovenú šmykovú odolnosť. Skutočné účinné výšky boli určené po skúškach na rozrezaných doskách. Pre rozdielne pevnosti betónov a účinné výšky bolo potrebné pre korektné porovnanie dosiek v jednotlivých sériách normalizovať výsledky z experimentov. Normalizované výsledky ukazujú, že použitie CRA nemá negatívny vplyv na šmykovú odolnosť proti pretlačeniu; naopak, dochádza k jej priemernému zvýšeniu o 4,4 %. V praxi však netreba zabúdať na zhoršené mechanické



Obr. 5 Porušenie štíhleho stĺpa
 Fig. 5.1 Failure of slender column

been conducted at the Slovak University of Technology in Bratislava in the past on the punching shear resistance, and for the first time, the punching is being investigated using concrete containing coarse recycled concrete aggregate.

An experimental program included tests of nine concrete slab specimens measuring 2.50 x 2.50 m and 250 mm thick, produced in three series according to Fig. 4. Each series had a reference specimen without any replacement of coarse natural aggregate (CNA) and a slab with 50 % and 100 % replacement of CNA with coarse recycled aggregate (CRA). The only variable in the slab concrete recipes was the amount of CRA, and the differences between the series were in the flexural reinforcement ratio: 0.52 %, 1.23 %, and 1.53 %. All slabs were without shear reinforcement. During casting, cubes, cylinders, and prisms were produced to determine the mechanical properties of the concrete. A slight decrease in compressive strength and a more pronounced reduction in the modulus of elasticity was observed. On average, the decrease in the modulus was 10 % at 50 % CNA replacement and 18 % at 100 % CNA replacement.

The slabs were tested at the Central Laboratory of the Slovak University of Technology in Bratislava. The test setup, shown in Fig. 4, consisted of a hydraulic jack that applied force through a steel plate simulating a column. During the test, the slab was anchored to the laboratory's rigid floor using steel rods. In addition to load, slab deformations and rotations were monitored.

Tab. 6 summarises compressive strength, effective depth, and punching shear resistance. Effective depths were measured on saw-cut sections after testing. Due to variations in concrete strength and effective depth, results were normalised for comparison. The normalized results show that CRA in concrete does not have a negative effect; on the contrary, it positively affects the punching shear resistance, increasing it by an average of 4.4 %. However, in practice, the deteriorated mechanical

vlastnosti RAC, pričom vplyv CRA na šmykovú odolnosť je potrebné ďalej skúmať.

ODOLNOSŤ BETÓNOVÝCH STĹPOV

Stĺpy môžu byť značne ovplyvnené použitím recyklovaného kameniva, pretože ich odolnosť do veľkej miery závisí od pevnosti betónu. Experimentálna odolnosť stĺpov z RAC je vo všeobecnosti vyššia ako vypočítaná normovými vzťahmi. To však nezaručuje, že stĺpy vyrobené z RAC spĺňajú aj požadovanú pravdepodobnosť zlyhania.

Experimentálny program bol rozdelený do dvoch častí. V jednej časti sa skúmali štíhle stĺpy s dĺžkou 3,3 m a v druhej krátke stĺpy s dĺžkou 1,0 m. Stĺpy boli zaťažované excentricky v dvoch zvolených excentricitách 20 a 40 mm. Podiel recyklovaného tehlového kameniva v betóne bol 0, 25, 50, 75 a 100 %. Nahrádzaná bola jemná aj hrubá frakcia kameniva. Prierez stĺpov bol 250 × 250 mm, vystuženie bolo pozdĺžnou výstužou v počte 4 ks s priemerom 16 mm, v každom rohu jeden prút, a strmeňmi po 150 mm v hlave, zahustené na 45 mm v päte. Pre každú zmes boli vybetónované vzorky pre materiálové skúšky betónu. Výsledné namerané odolnosti sa porovnali s návrhovými metódami tuhosti a krivosti, ako aj so softvérom ATENA 3D.

Z experimentálnych meraní vyplýva, že náhrada 25 % NA za RBA nemá takmer žiadny vplyv na výsledné odolnosti a ďalším zvyšovaním náhrady sa vplyv RBA zvyšuje. Pri náhrade 100 % RBA bol dosiahnutý pokles odolnosti na úrovni 25 % odolnosti oproti stĺpom s 0 % náhradou pri štíhlych stĺpoch, resp. približne 20 % pokles pri krátkych stĺpoch.

ZÁVER

Príspevok opisuje experimentálne výskumy zamerané na využitie recyklovaných materiálov v betóne, ktoré v uplynulých rokoch prebiehali na Slovensku. Vo viacerých prácach recyklované kamenivo v betóne zhoršilo mechanické vlastnosti betónu v porovnaní s betónom z prírodného kameniva, ide najmä o moduly pružnosti betónu. Recyklované kamenivo malo v niektorých výskumoch nepriaznivý vplyv na odolnosť skúmanej konštrukcie, napr. pri stĺpoch, no v prípade skúšok lokálne podopretých dosiek došlo k miernemu zvýšeniu šmykovej odolnosti proti pretlačeniu pri vzorkách vyrobených z betónu z recyklovaného kameniva.

Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-23-0193 a Vedeckou Grantovou Agentúrou Ministerstva školstva, vedy a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied číslo VEGA č. 1/0185/25.

Literatúra

1. STN EN 12390-12: Skúšanie zatvrdnutého betónu. Časť 12: Stanovenie odolnosti betónu proti karbonatácii. Bratislava, 2020.
2. Ma Q, Duan Z, Wang J, Yin G and Li X (2024) Frost resistance and improvement techniques of recycled concrete: a comprehensive review. *Front. Mater.* 11:1493191. doi: 10.3389/fmats.2024.1493191.
3. Pico-Cortés, C., & Villagrán-Zaccardi, Y. (2023). Unraveling the Interplay of Physical-Chemical Factors Impacting the Carbonation Performance of Recycled Aggregate Concrete. *Materials*, 16(16), 5692. <https://doi.org/10.3390/ma16165692>. 4. STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, mosty a inžinierske konštrukcie. Bratislava, 2025.
4. STN EN 1992-1-1: Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, mosty a inžinierske konštrukcie. Bratislava, 2025.

properties of RAC should not be forgotten, and the effect of CRA on shear resistance needs to be further investigated.

RESISTANCE OF CONCRETE COLUMNS

Columns can be significantly affected by using recycled aggregates as their resistance depends mostly on the strength of the concrete. The experimental resistance of RAC columns is generally higher than that calculated by standard formulae. However, this does not guarantee that columns made of RAC also meet the required probability of failure.

The experimental campaign was divided into two parts. In one-part, slender columns of 3.3 m high were investigated and in the other, short columns of 1.0 m high. The columns were loaded eccentrically at two selected eccentricities of 20 and 40 mm. The amount of the recycled brick aggregate in the concrete was 0, 25, 50, 75 and 100 %. Both fine and coarse aggregate fractions were replaced. The cross-section of the columns was 250 x 250 mm, and the reinforcement was longitudinal reinforcement of 4 pieces with a diameter of 16 mm, one bar in each corner and stirrups of 150 mm in the head and foot thickened to 45 mm. For each mixture, samples were cast for concrete material tests. The resulting measured resistances were compared with the design methods of stiffness and curvature, as well as with the ATENA 3D software.

Experimental results show that the replacement of 25 % NA by RBA has almost no effect on the resulting resistances and with further increase in the replacement. The influence of RBA increases, when with a replacement of 100 % RBA a decrease in resistance was achieved at the level of 25 % of the resistance of columns with 0 % replacement for slender columns, or approximately a 20 % decrease for short columns.

CONCLUSIONS

The paper presents experimental studies focused on the use of recycled materials in concrete, carried out in recent years in Slovakia. Several studies have shown that the incorporation of recycled aggregate may lead to a deterioration of mechanical properties compared to concrete with natural aggregate, particularly in terms of the modulus of elasticity.

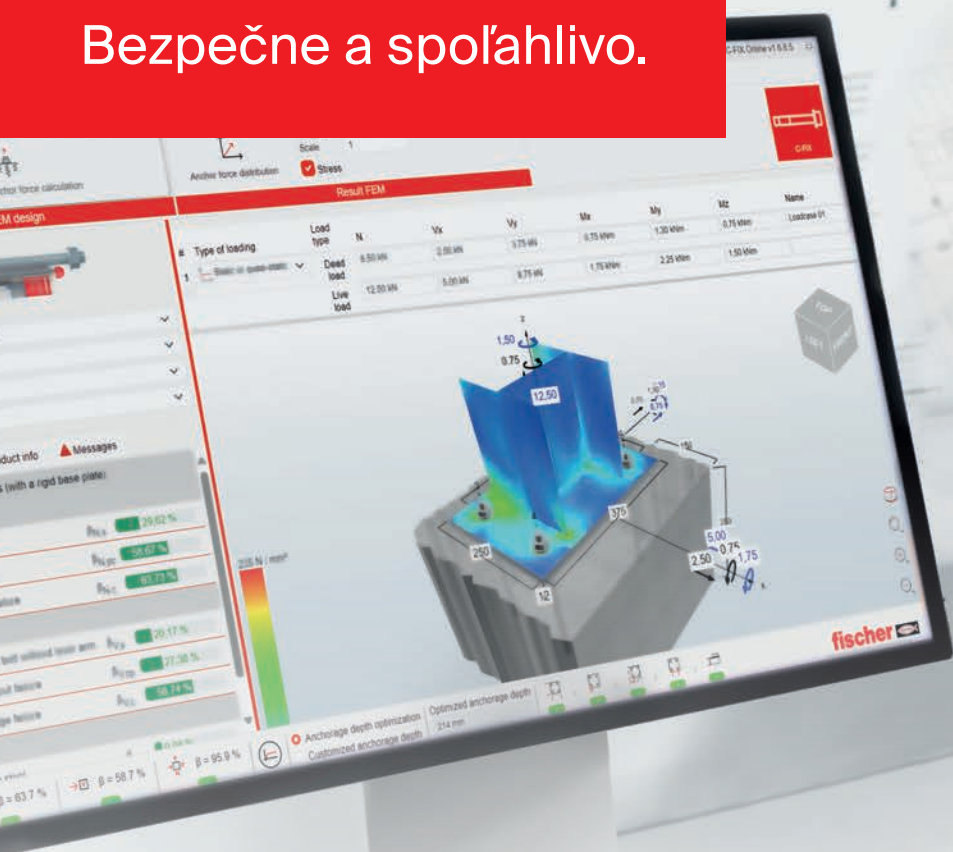
In some cases, recycled aggregate exhibited an adverse effect on the structural performance of tested elements, such as columns. However, in the case of slab-column connections, a slight increase in punching shear resistance was observed for specimens made with recycled aggregate concrete.

References

1. STN EN 12390-12: Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete, Bratislava, 2020.
2. Ma Q, Duan Z, Wang J, Yin G and Li X (2024) Frost resistance and improvement techniques of recycled concrete: a comprehensive review. *Front. Mater.* 11:1493191. doi: 10.3389/fmats.2024.1493191.
3. Pico-Cortés, C., & Villagrán-Zaccardi, Y. (2023). Unraveling the Interplay of Physical-Chemical Factors Impacting the Carbonation Performance of Recycled Aggregate Concrete. *Materials*, 16(16), 5692. <https://doi.org/10.3390/ma16165692>.
4. EN 1992-1-1 (2023). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

FiXperience Online Suite

Bezpečne a spoľahlivo.



FiXperience Online Suite

Teraz v novej integrovanej online platforme myfischer, ktorá zahŕňa programy pre návrh kotviacej a upevňovacej techniky i návrh sanácie betónových konštrukcií.

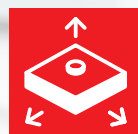
S novým FiXperience Online Suite ponúka spoločnosť fischer moderný a používateľsky prívetivý návrhový softvér pre upevňovacia a systémová technika. Projektanti a statici môžu pracovať ešte rýchlejšie, flexibilnejšie a efektívnejšie – nezávisle od miesta a použitého zariadenia.

Online Suite umožňuje spoľahlivé a presné výpočty aj pri zložitých projektoch a poskytuje komplexné výsledky s medzinárodne uznávaným overením a dokumentáciou. Vďaka modulárnej štruktúre nájdete vhodné riešenie pre každú aplikáciu – zaregistrujte sa online ešte dnes a presvedčte sa o výhodách sami. www.fischer-sk.sk



Zlepšená používateľská prívetivosť

- Kratšie časy načítania pre plynulú prácu.
- Intuitívne vizuálne vedenie používateľa.
- Realistické modelovanie kotevných platní, profilov a výstužných prvkov.



Nové metódy navrhovania

- ENSO 2.0 vrátane drevených komponentov s vylepšenými konfigurátormi.
- TR 054 pre murivo vrátane skrutiek do betónu.
- TR 061 pre dynamické zaťaženia.



Optimalizovaný výber produktov

- Automatický výber vhodných produktov a optimálnych hĺbok kotvenia.



Priamy náhľad v prehliadači

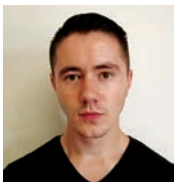
- Výstup je zobrazený okamžite priamo v prehliadači a automaticky sa aktualizuje pri vykonaní zmien.

Význam pH prostredia na koróziu betonárskej výstuže a presnejšiu identifikáciu poškodenia

Príspevok sa zaoberá vplyvom pH prostredia na korózne správanie betonárskej výstuže pri elektrochemicky riadenej korózii. Výsledky ukazujú, že pri neutrálnom pH a potenciáli blízkom aktívno-pasívnemu prechodu dochádza k tvorbe pasivačnej vrstvy, ktorá spomaľuje koróziu. Naopak, pri zníženom pH sa aktivujú korózne reakcie a mení sa charakter morfológického poškodenia výstuže. Pourbaixove diagramy poskytujú teoretický rámec na predikciu oblastí imunity, pasivácie a aktívnej korózie v závislosti od pH a potenciálu, ich praktické využitie je však obmedzené najmä pri pôsobení vonkajšieho elektrického prúdu. Sledovanie korózných prejavov pri rôznych podmienkach umožňuje presnejšie posúdiť rozsah poškodenia a jeho súvis s prostredím. Kľúčová je preto hĺbková kontrola výstuže, ktorá poskytuje spoľahlivejšie hodnotenie degradácie a životnosti železobetónových konštrukcií.

Importance of pH environment on concrete reinforcement corrosion and more accurate identification of damage

The paper deals with the influence of the pH environment on the corrosion behaviour of reinforcement during electrochemically controlled corrosion. The results show that at neutral pH and a potential close to the active-passive transition, a passivation layer is formed, which slows down corrosion. On the contrary, at reduced pH, corrosion reactions are activated and the character of the morphological damage of the reinforcement changes. Pourbaix diagrams provide a theoretical framework for predicting the areas of immunity, passivation and active corrosion depending on pH and potential, but their practical use is limited, especially when exposed to external electric current. Monitoring corrosion manifestations under different conditions allows a more accurate assessment of the extent of damage and its relationship with the environment. Therefore, in-depth inspection of the reinforcement is key, which provides a more reliable assessment of the degradation and service life of reinforced concrete structures.



Michal Zahuranec



Peter Koteš



Martin Vavruš



František Bahleda



Daniela Šarudyová

Železobetónové a predpäté konštrukcie patria medzi najrozšírenejšie nosné systémy v pozemnom a líniovom staviteľstve. Ich spoľahlivosť a životnosť je však výrazne ovplyvnená degradačnými procesmi, najmä koróziou betonárskej výstuže. Tá vedie nielen k úbytku účinného prierezu a zníženiu odolnosti, ale aj k sekundárnym poruchám betónu, ako sú trhliny, odlupovanie krycej vrstvy a zhoršenie použiteľnosti konštrukcie. Korózia výstuže je fyzikálno-chemický proces závislý od vlastností ocele, betónu a prostredia. Kľúčovú úlohu zohráva chemické zloženie pórového roztoku, vlhkosť, prítomnosť agresívnych iónov a najmä hodnota pH. Vysoko alkalické prostredie zabezpečuje pasiváciu ocele, zatiaľ čo pokles pH (napr. v dôsledku karbonatácie) vedie k narušeniu pasivačnej vrstvy a aktivácii korózie [1, 2]. Vzťah medzi pH, elektrochemickým potenciálom a stabilitou ocele sa často hodnotí pomocou Pourbaixových diagramov, ktoré rozlišujú oblasti imunity, pasivácie a aktívnej korózie. Ich použiteľnosť v praxi je však obmedzená vplyvom viacerých faktorov reálneho prostredia, ktoré môžu meniť priebeh korózných procesov [3, 4]. Na diagnostiku existujúcich konštrukcií je preto dôležité nielen sledovanie elektrochemických parametrov, ale aj hodnotenie morfológie korózneho poškodenia. Charakter napadnutia môže napovedať o podmienkach prostredia aj o vývoji degradácie. Významnú úlohu zohráva aj hĺbková kontrola výstuže, ktorá umožňuje presnejšie posúdiť rozsah poškodenia a zostatkovú životnosť konštrukcie [5, 6]. Príspevok sa zameriava na analýzu vplyvu pH prostredia na korózne správanie výstuže s dôrazom na interpretáciu výsledkov v kontexte Pourbaixových diagramov a praktickej diagnostiky. Cieľom je poukázať na rozdiely medzi teóriou a reálnym správaním a zdôrazniť potrebu komplexného hodnotenia korózných porúch [7].

EXPERIMENTÁLNY MATERIÁL

Počas experimentov bola použitá betonárska výstuž triedy B500B s menovitým priemerom 10 mm. Ide o nelegovanú, zvariteľnú rebierkovú oceľ, ktorá patrí medzi najpoužívanejšie typy výstuže v stavebnej praxi. Chemické zloženie použitej výstuže B500B je uvedené v Tab. 1. Výstuž sa vyrába valcovaním za tepla s následným riadeným tepelným spracovaním (TEMPCORE), čím vzniká zónová mikroštruktúra s pevnejšou povrchovou vrstvou a húževnatým jadrom. To zabezpečuje priaznivý pomer pevnosti a ťažnosti a dobrú zvariteľnosť. Z hľadiska dlhodobej prevádzky je však rozhodujúca aj odolnosť výstuže proti korózii, najmä pri zmene pH a prítomnosti agresívnych iónov. Na tieto aspekty je zameraný experimentálny program.

PRÍPRAVA VZORKY A ZAPOJENIE ELEKTRICKÉHO PRÚDU

Korózia vzoriek bola urýchlená pomocou elektrochemickej skúšky s použitím jednosmerného zdroja Keysight Technologies N8739, ktorý zabezpečoval stabilný prúd aj meranie napätia a prúdu.

Tab. 1 Chemické zloženie ocele triedy B500B
Tab. 1 Chemical composition of steel of class B500B

| C (%) | N (%) | Pmax (%) | Smax (%) |
|-------|-------|----------|----------|
| 0,220 | 0,012 | 0,050 | 0,050 |
| 0.220 | 0.012 | 0.050 | 0.050 |

Reinforced concrete (RC) and prestressed concrete (PC) structures are among the most widespread load-bearing systems in buildings and civil engineering structures. However, their reliability and service life are significantly affected by degradation processes, especially corrosion of reinforcement. This leads not only to a decrease in the effective cross-section and a decrease in resistance, but also to secondary concrete failures, such as cracks, spalling of the concrete cover and deterioration of the serviceability of the structure.

Corrosion of reinforcement is a physicochemical process dependent on the properties of steel, concrete and the environment. The chemical composition of the pore solution, humidity, the presence of aggressive ions and especially the pH value play a key role. A highly alkaline environment ensures passivation of steel, while a decrease in pH (e.g. due to carbonation) leads to a disruption of the passivation layer and activation of corrosion [1, 2].

The relationship between pH, electrochemical potential and steel stability is often assessed using Pourbaix diagrams, which distinguish between immune, passivation and active corrosion zones. However, their practical applicability is limited by the influence of several real-world environmental factors that can alter the course of corrosion processes [3, 4].

Therefore, for the diagnosis of existing structures, it is important not only to monitor electrochemical parameters, but also to assess the morphology of corrosion damage. The nature of the attack can indicate both the environmental conditions and the development of degradation. A significant role is also played by in-depth inspection of the reinforcement, which allows a more accurate assessment of the extent of damage and the remaining service life of the structure [5, 6].

The paper focuses on the analysis of the influence of the pH environment on the corrosion behaviour of reinforcement with an emphasis on the interpretation of the results in the context of Pourbaix diagrams and practical diagnostics. The aim is to point out the differences between theory and real behaviour and emphasize the need for a comprehensive assessment of failures due to corrosion [7].

EXPERIMENTAL MATERIAL

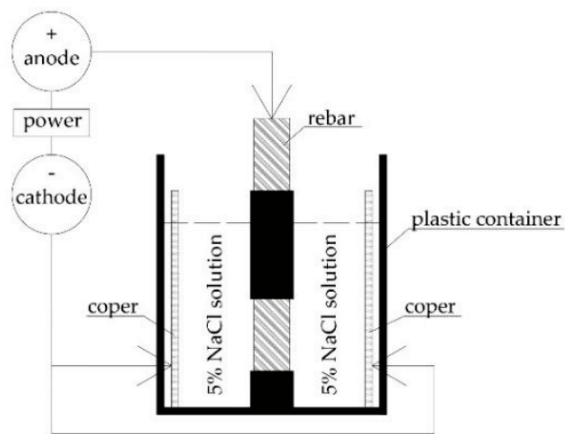
During the experiments, reinforcement of class B500B with a nominal diameter of 10 mm was used. It is an unalloyed, weldable ribbed steel, which is one of the most widely used types of reinforcement in construction practice. The chemical composition of the used B500B reinforcement is given in Tab. 1.

The reinforcement is produced by hot rolling followed by controlled heat treatment (TEMPCORE), which creates a zoned microstructure with a stronger surface layer and a tough core. This ensures a favourable strength-to-ductility ratio and good weldability.

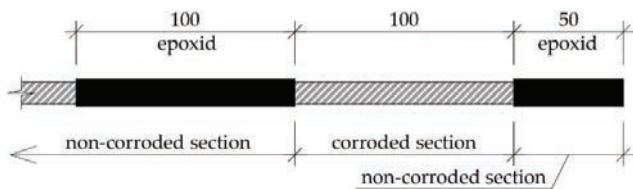
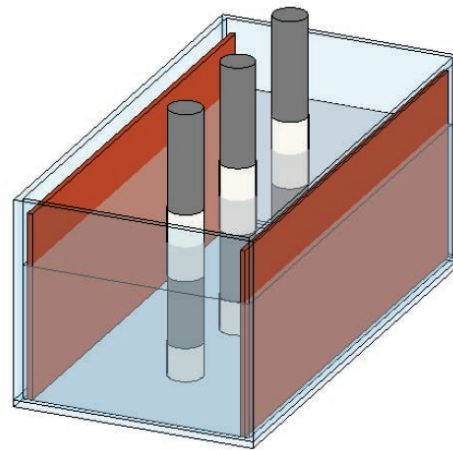
However, from the perspective of long-term operation, the resistance of the reinforcement to corrosion is also crucial, especially when pH changes and the presence of aggressive ions. The experimental program is focused on these aspects.

SAMPLES PREPARATION AND ELECTRICAL CURRENT CONNECTION

The corrosion of the samples was accelerated by electrochemical testing using a Keysight Technologies N8739 DC power



Obr. 1 Schéma a zobrazenie pripojenia obvodu vzorky
Fig. 1 Schema and diagram of the sample circuit connection



Obr. 2 Schéma a rozmery skúšanej vzorky (jednotky: mm)
Fig. 2 Schema and dimensions of the tested sample (units: mm)

Skúšky prebiehali v akreditovanom laboratóriu Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline. Vzorky boli umiestnené v plastovej nádobe s 5 % roztokom NaCl. Anóda bola pripojená na výstuž a katóda na medené plechy ponorené v roztoku (obr. 1). Korózii bola vystavená len definovaná časť vzorky, pričom zvyšok bol chránený epoxidovým náterom (obr. 2). Skúšky prebiehali pri laboratórnej teplote 20 °C.

METODIKA EXPERIMENTÁLNEHO HODNOTENIA KORÓZIE VÝSTUŽE

Teoretický stupeň korózie bol stanovený na základe Faradayovho zákona, ktorý vyjadruje vzťah medzi preneseným elektrickým nábojom a množstvom uvoľneného kovu, pričom výpočty boli prispôbené podmienkam skúšok. Experiment bol zameraný na hodnotenie vplyvu pH prostredia na elektrochemickú koróziu výstuže B500B pri konštantnom jednosmernom prúde a rovnakom čase expozície s cieľom porovnať správanie sa výstuže v rôznych chemických podmienkach.

Úroveň korózneho poškodenia bola vyhodnotená gravimetricky na základe úbytku hmotnosti, z ktorého bola určená rýchlosť korózie a miera degradácie výstuže.

INTERPRETÁCIA VÝSLEDKOV

Vplyv úrovne pH na pozíciu v Pourbaixovom diagrame

Počas experimentov bola sledovaná zmena pH prostredia a jej vplyv na priebeh korózných procesov. V prípade klasického soľného roztoku bola počiatočná hodnota pH približne 7,16, pričom počas skúšky došlo v dôsledku rozpúšťania materiálu k jej výraznému nárastu. Táto zmena ovplyvnila elektrochemické správanie materiálu. Na základe Pourbaixovho diagramu ocele sa výstuž nachádzala v pasívnej oblasti, pričom so zvyšovaním pH zotrvala v oblasti pasivácie, kde dochádza k tvorbe stabilnej ochrannej vrstvy a výraznému obmedzeniu korózie (obr. 3).

supply, which provided a stable current as well as voltage and current measurements.

The tests were carried out in an accredited laboratory of the Faculty of Civil Engineering, University of Žilina. The samples were placed in a plastic container with a 5 % NaCl solution. The anode was connected to the reinforcement and the cathode to a copper sheets immersed in the solution (Fig. 1).

Only a defined part of the sample was exposed to corrosion, while the rest was protected with an epoxy coating (Fig. 2). The tests were carried out at a laboratory temperature of 20 °C.

METHODOLOGY OF EXPERIMENTAL EVALUATION OF REINFORCEMENT CORROSION

The theoretical corrosion rate was determined based on Faraday's law, which expresses the relationship between the transferred electric charge and the amount of metal released, and the calculations were adapted to the test conditions. The experiment was aimed at evaluating the influence of the pH of the environment on the electrochemical corrosion of B500B reinforcement at a constant direct current and the same exposure time, in order to compare the behaviour of the reinforcement under different chemical conditions. The level of corrosion damage was evaluated gravimetrically based on weight loss, from which the corrosion rate and the degree of reinforcement degradation were determined.

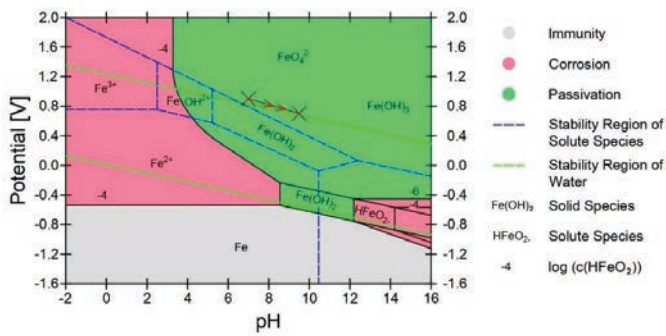
INTERPRETATION OF RESULTS

Effect of pH level on position in Pourbaix diagram

During the experiments, the change in the pH of the environment and its influence on the course of corrosion processes were monitored. In the case of a classic salt solution, the initial pH value was approximately 7.16, while during the test, due to the dissolution of the material, its significant increase occurred.

This change affected the electrochemical behaviour of the material. Based on the Pourbaix diagram of steel, the reinforcement was located in the passive region, while with increasing pH it remained in the passivation region, where a stable protective layer is formed and corrosion is significantly limited Fig. 3.

To keep the material in the active region, the pH of the solution was reduced to approximately 2.5 by adding acetic acid. During the experiment, the pH increased to approximately 3.7, but remained in the active region of the Pourbaix



Obr. 3 Pourbaixov diagram železa; priebeh koróznej skúšky s klasickým soľným roztokom

Fig. 3 Pourbaix diagram of steel; course of corrosion test with a classic salt solution

Na udržanie materiálu v aktívnej oblasti bolo pH roztoku znížené pridaním kyseliny octovej na hodnotu približne 2,5. Počas experimentu sa pH zvýšilo na približne 3,7, zostalo však v aktívnej oblasti Pourbaixovho diagramu, čo umožnilo sledovanie korózneho správania v nepriaznivých podmienkach (obr. 4).

Napriek očakávanému zvýšeniu intenzity korózie v aktívnej oblasti experimenty nepreukázali výrazný rozdiel v celkovom rozsahu korózneho napadnutia oproti pasívnej oblasti. Tento nesúlad je spôsobený pôsobením vonkajšieho jednosmerného prúdu, ktorý mení elektrochemické podmienky na povrchu výstuže a umožňuje priebeh korózie aj v oblastiach, ktoré by boli za prirodzených podmienok pasívne.

Morfologické charakteristiky korózneho poškodenia výstuže

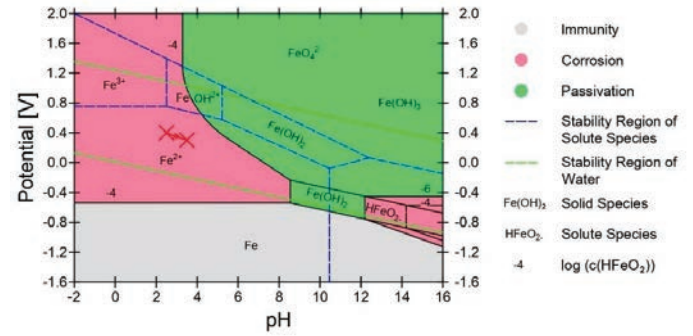
Morfologické charakteristiky korózneho poškodenia výstuže B500B pri rôznych hodnotách pH a rovnakých podmienkach prúdu a času expozície sú znázornené na obr. 5 a 6. Výsledky ukazujú, že chemické prostredie výrazne ovplyvňuje charakter korózneho napadnutia. Pri pH 7,0 je pozorované výrazné a nerovnomerné poškodenie, charakteristické zdrsnením povrchu, lokálnym úbytkom materiálu (jamková korózia) a degradáciou rebier. Povrch pôsobí nehomogénne, čo poukazuje na intenzívny priebeh elektrochemických procesov. Naopak, pri pH 2,5 je poškodenie vizuálne menej výrazné, s kompaktnjším povrchom a prevažne rovnomerným charakterom bez výrazných lokálnych defektov. Keďže korózia bola riadená vonkajším jednosmerným prúdom, jej rozsah bol primárne ovplyvnený preneseným nábojom. Hodnota pH sa preto výraznejšie prejavila v morfológii poškodenia než v celkovom úbytku materiálu.

Účinnosť elektrického prúdu

Výsledky (tab. 2) ukazujú, že výstuž B500B dosahuje pri rovnakých podmienkach prúdu a času expozície



Obr. 5 Morfológia korózie na reprezentatívnej vzorke pri pH 7,0
Fig. 5 Corrosion morphology on a representative sample at pH 7.0



Obr. 4 Pourbaixov diagram železa; priebeh koróznej skúšky s upraveným soľným roztokom pomocou kyseliny octovej

Fig. 4 Pourbaix diagram of steel; course of corrosion test with a modified salt solution using acetic acid

diagram, allowing the observation of corrosion behaviour under adverse conditions Fig. 4.

Despite the expected increase in corrosion intensity in the active area, the experiments did not show a significant difference in the overall extent of corrosion attack compared to the passive area. This discrepancy is caused by the action of the external direct current, which changes the electrochemical conditions on the surface of the reinforcement and allows corrosion to proceed even in areas that would be passive under natural conditions.

Morphological characteristics of corrosion damage to reinforcement

Morphological characteristics of corrosion damage of B500B reinforcement at different pH values and the same current and exposure time conditions are shown in Fig. 5 and 6. The results show that the chemical environment significantly affects the nature of corrosion attack.

At pH 7.0, significant and uneven damage is observed, characterized by surface roughness, local material loss (pitting corrosion) and rib degradation. The surface appears inhomogeneous, which indicates the intensive course of electrochemical processes.

On the contrary, at pH 2.5, the damage is visually less pronounced, with a more compact surface and a predominantly uniform character without significant local defects. Since the corrosion was controlled by an external direct current, its extent was primarily influenced by the transferred charge. Therefore, the pH value was more pronounced in the damage morphology than in the total material loss.

Electric current efficiency

The results (Tab. 2) show that B500B reinforcement achieves comparable levels of corrosion damage at both pH 7.0 and pH 2.5 under the same current and exposure time conditions. Slightly higher weight loss was achieved at lower pH, which was also reflected in higher current efficiency (up to 113.5 %). The results indicate limited agreement between



Obr. 6 Morfológia korózie na reprezentatívnej vzorke pri pH 2,5
Fig. 6 Corrosion morphology on a representative sample at pH 2.5

Tab. 2 Efektívnosť elektrického prúdu
Tab. 2 Electric current efficiency

| pH | Veľkosť elektrického prúdu (A) The magnitude of the electric current (A) | Čas (s) Time (s) | η_{fr} (%) | η_{ex} (%) | Účinnosť Efficiency (%) |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| 7,0 7.0 | 0,1 0.1 | 172 800 | 2,03 2.03 | 2,24 2.24 | 110,4 110.4 |
| 2,5 2.5 | 0,1 0.1 | 172 800 | 2,03 2.03 | 2,30 2.30 | 113,5 113.5 |

porovnateľnú úroveň korózneho poškodenia pri pH 7,0 aj pH 2,5. Mierne vyšší úbytok hmotnosti bol zaznamenaný pri nižšom pH, čo sa prejavilo aj vyššou účinnosťou elektrického prúdu (až 113,5 %). Výsledky poukazujú na obmedzenú zhodu medzi teoreticky predpokladaným a experimentálne zisteným stupňom korózie.

Účinnosť prúdu a strata hmotnosti boli stanovené na základe Faradayovho zákona porovnaním teoretickej a experimentálnej hodnoty korózie určenej gravimetricky:

$$E_{\text{efficiency}} = \frac{\eta_{ex}}{\eta_{fr}} \times 100\% \quad (1)$$

kde η_{ex} je experimentálna strata hmotnosti vzorky a η_{fr} je teoretická strata hmotnosti vzorky.

Výpočet zmeny priemeru výstuže v dôsledku korózie a nameranej experimentálnej úrovne korózie

Úroveň korózie bola stanovená na základe relatívneho úbytku hmotnosti vzoriek pred a po expozícii. Pre posúdenie vplyvu na nosnosť bola transformovaná na zmenu priemeru výstuže, ktorý priamo ovplyvňuje únosnosť konštrukcie (tab. 3). Keďže korózia prebiehala len na časti vzorky, bol zohľadnený pomer medzi celkovou a korodovanou dĺžkou. Upravená strata hmotnosti bola následne použitá na výpočet priemeru výstuže podľa vzťahu:

$$d = d_0 \times \sqrt{1 - \frac{L_{\text{celková}}}{L_{\text{corr}}} \times \eta_{ex}} \quad (2)$$

kde d je priemer výstuže po zvolenom časovom horizonte v koróznom prostredí (mm),

d_0 – počiatočný priemer výstuže ($\varnothing 10$) pred vystavením koróznemu prostrediu (mm),

$L_{\text{celková}}$ – celková dĺžka vzorky (mm),

L_{corr} – dĺžka vzorky vystavená koróznemu prostrediu (mm).

η_{ex} – experimentálna strata hmotnosti vzorky (%).

ZÁVERY

Výsledky potvrdzujú, že pH prostredia významne ovplyvňuje morfológiu korózneho poškodenia výstuže. Pri nízkom pH prevažuje rovnomerná korózia bez výrazných lokálnych defektov, ktorá je vizuálne ťažšie identifikovateľná a môže byť podhodnotená.

Naopak, pri pH blízkom neutrálnemu sa korózia prejavuje zdrsnením povrchu a jamkovým napadnutím, ktoré sú z diagnostického hľadiska zreteľnejšie. Rozdiel v morfológii zároveň poukazuje na to, že vizuálne prejavy nemusia zodpovedať skutočnému rozsahu poškodenia.

the theoretically predicted and experimentally determined corrosion rates.

Current efficiency and weight loss were determined based on Faraday's law by comparing the theoretical and experimental corrosion values determined gravimetrically:

$$E_{\text{efficiency}} = \frac{\eta_{ex}}{\eta_{fr}} \times 100\% \quad (1)$$

where η_{ex} is the experimental weight loss of the sample and η_{fr} is the theoretical weight loss of the sample.

Calculation of change in reinforcement diameter due to corrosion and measured experimental corrosion level

The corrosion level was determined based on the relative weight loss of the samples before and after exposure. To assess the impact on the load-bearing capacity, it was transformed into a change in the diameter of the reinforcement, which directly affects the load-bearing capacity of the structure (Tab. 3).

Since corrosion occurred only on a part of the sample, the ratio between the total and corroded length was taken into the account. The adjusted weight loss was subsequently used to calculate the diameter of the reinforcement according to the relationship:

$$d = d_0 \times \sqrt{1 - \frac{L_{\text{total}}}{L_{\text{corr}}} \times \eta_{ex}} \quad (2)$$

where d is the diameter of the reinforcement after the selected time horizon in the corrosive environment (mm),

d_0 – the initial diameter of the reinforcement ($\varnothing 10$) before exposure to the corrosive environment (mm),

L_{total} – the total length of the sample (mm),

L_{corr} – the length of the sample exposed to the corrosive environment (mm),

η_{ex} – the experimental weight loss of the sample (%).

Tab. 3 Priemer výstuže podľa úrovne experimentálnej korózie
Tab. 3 Reinforcement diameter according to experimental corrosion level

| pH | Veľkosť elektrického prúdu (A) The magnitude of the electric current (A) | Čas (s) Time (s) | η_{ex} (%) | d (mm) |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------|--------------|
| 7,0 7.0 | 0,1 0.1 | 172 800 172 800 | 2,24 2.24 | 9,54 9.54 |
| 2,5 2.5 | 0,1 0.1 | 172 800 172 800 | 2,30 2.30 | 9,52 9.52 |

CONCLUSIONS

The results confirm that the pH of the environment significantly affects the morphology of corrosion damage to the reinforcement. At low pH, uniform corrosion without significant local defects prevails, which is more difficult to visually identify and may be underestimated.

On the contrary, at pH close to neutral, corrosion manifests itself as surface roughening and pitting, which are more noticeable from a diagnostic point of view. The difference in morphology also indicates that visual manifestations may not correspond to the actual extent of damage.

Experimenty ukázali, že aj relatívne malý úbytok hmotnosti (~2,3 %) môže viesť k výraznému zníženiu priemeru výstuže (cca 0,5 mm), čo má zásadný vplyv na spoľahlivosť a životnosť konštrukcie.

Hodnotenie korózie by preto nemalo byť založené len na vizuálnej kontrole, ale musí zahŕňať aj kvantitatívne posúdenie degradácie a podmienok prostredia.

Článok vznikol s finančnou podporou Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24 a 1/0118/25 a podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy APVV-23-0626.

Literatúra

1. KRÁLOVANEK, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – BAHLEDA, F.: In situ verification of tendons of first segmental post-tensioned road bridges. Civil and Environmental Engineering, Vol. 20, No. 2, 2024, s. 920–932. DOI: 10.2478/cee-2024-0067.
2. MORAVČÍK, M. – KRÁLOVANEK, J.: Possibilities of indirect techniques for prestressing analysis of existing structures and bridges. Advances in Science and Technology, Vol. 147, 2024, s. 33–40. DOI: 10.4028/p-YPf9yi.
3. ZATKALÍKOVÁ, V. – DRIMALOVÁ, P. – BALIN, K. – SLEZÁK, M. – MARKOVIČOVÁ, L.: Electrochemical behavior of plasma-nitrided austenitic stainless steel in chloride solutions. Materials, Vol. 17, No. 17, 2024, 4189. DOI: 10.3390/ma17174189.
4. HADZIMA, B. – LIPTÁKOVÁ, T.: Základy elektrochemickej korózie kovov. 1. vyd. Žilinská univerzita v Žiline, EDIS – vydavateľské centrum ŽU, 2008.
5. GOCÁL, J. – VIČAN, J. – ODROBNÍK, J. – HLINKA, R. – BAHLEDA, F.: Analysis of behaviour of steel sleepers on a railway bridge with member deck. Civil and Environmental Engineering, 2025. DOI: 10.2478/cee-2026-0040
6. FARBÁK, M. – VAVRUŠ, M. – KOTEŠ, P. – ADAMCZAK-BUGNO, A.: Shear analysis of concrete-to-concrete contact as an important parameter for strengthening concrete structures. Buildings, Vol. 15, No. 21, 2025, 3889. DOI: 10.3390/buildings15213889.
7. POURBAIX, M.: Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions. Houston: National Association of Corrosion Engineers, 1974.

Experiments have shown that even a relatively small weight loss (~2.3%) can lead to a significant reduction in the diameter of the reinforcement (approx. 0.5 mm), which has a significant impact on the reliability and service life of the structure.

Therefore, the assessment of corrosion should not be based only on visual inspection, but must also include a quantitative assessment of degradation and environmental conditions.

This research is supported by the Slovak Research and Development Agency under contract No. APVV-23-0626, and by Research Project No. 1/0321/24 and 1/0118/25.

References

1. KRÁLOVANEK, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – BAHLEDA, F.: In situ verification of tendons of first segmental post-tensioned road bridges. Civil and Environmental Engineering, Vol. 20, No. 2, 2024, s. 920–932. DOI: 10.2478/cee-2024-0067.
2. MORAVČÍK, M. – KRÁLOVANEK, J.: Possibilities of indirect techniques for prestressing analysis of existing structures and bridges. Advances in Science and Technology, Vol. 147, 2024, s. 33–40. DOI: 10.4028/p-YPf9yi.
3. ZATKALÍKOVÁ, V. – DRIMALOVÁ, P. – BALIN, K. – SLEZÁK, M. – MARKOVIČOVÁ, L.: Electrochemical behavior of plasma-nitrided austenitic stainless steel in chloride solutions. Materials, Vol. 17, No. 17, 2024, 4189. DOI: 10.3390/ma17174189.
4. HADZIMA, B. – LIPTÁKOVÁ, T.: Basics of electrochemical corrosion of metals (Základy elektrochemickej korózie kovov). Žilinská univerzita v Žiline, EDIS – vydavateľské centrum ŽU, 2008 (in Slovak).
5. GOCÁL, J. – VIČAN, J. – ODROBNÍK, J. – HLINKA, R. – BAHLEDA, F.: Analysis of behaviour of steel sleepers on a railway bridge with member deck. Civil and Environmental Engineering, 2025. DOI: 10.2478/cee-2026-0040
6. FARBÁK, M. – VAVRUŠ, M. – KOTEŠ, P. – ADAMCZAK-BUGNO, A.: Shear analysis of concrete-to-concrete contact as an important parameter for strengthening concrete structures. Buildings, Vol. 15, No. 21, 2025, 3889. DOI: 10.3390/buildings15213889.
7. POURBAIX, M.: Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions. Houston: National Association of Corrosion Engineers, 1974.



V.M.S. TRADE je overená značka
v betonárskej oblasti na Horehroní

BETÓN záleží, od koho ho kupujete!

18 rokov
na trhu  certifikácia

 veľký
vozový park

 dodržiavanie
termínov

 seriózne
jednanie

 výborné
ceny



www.vmstrade.sk

TEL. dispečing: **0940 181 686**

Výskum v oblasti vystužovania a zosilňovania FRP výstužou na SvF STU v Bratislave

Využívanie FRP (Fibre Reinforced Polymer) materiálov má v stavebníctve využitie ako náhrada ocelevej výstuže do betónových prvkov, ako aj pri ich zosilňovaní. Príspevok prezentuje výskum Katedry betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave v oblasti využitia FRP materiálov so sklenenými (GFRP) a uhlíkovými (CFRP) vláknami. V príspevku sú zahrnuté experimenty venované spolupôsobeniu GFRP výstuže s betónom, redistribúcii ohybových momentov v spojitých nosníkoch, pôsobeniu GFRP strmeňov v šmyku, vplyvu dlhodobého zaťaženia na odolnosť prvkov a šírku trhlin prvkov vystužených GFRP výstužou. V oblasti využitia CFRP sa experimenty zameriavali na zosilňovanie stĺpov.

Research in the field of reinforcing and strengthening with FRP reinforcement at the FCE STU in Bratislava

The use of FRP (Fibre Reinforced Polymer) materials in the construction industry is applied as a replacement for steel reinforcement in concrete elements, as well as for their strengthening. This paper presents the research conducted by the Department of Concrete Structures and Bridges at the Faculty of Civil Engineering (FCE), Slovak University of Technology (STU) in Bratislava, focusing on the utilization of FRP materials with glass (GFRP) and carbon (CFRP) fibres. The paper encompasses experiments dedicated to the bond behavior of GFRP reinforcement with concrete, the redistribution of bending moments in continuous beams, the shear behavior of GFRP stirrups, the effect of long-term loading on the resistance of members, and the crack widths in members reinforced with GFRP reinforcement. In the field of CFRP utilization, the experiments were focused on the strengthening of columns.



Róbert
Sonnenschein



Katarína
Gajdošová



Michaela
Štefanovičová



Dárius Bálint



Stanislav Blaho



Lucia Kondrlová



Ján Pecka

Katedra betónových konštrukcií a mostov naďalej rozvíja výskum správania sa betónových prvkov vystužených GFRP výstužou. Postupne prehľbuje poznatky v oblasti navrhovania a posudzovania týchto prvkov, ktorých význam a aktuálnosť v súčasnosti narastá. Vhodnou oblasťou použitia GFRP výstuže sú betónové prvky vy-

The Department of Concrete Structures and Bridges continues to develop research on the behavior of concrete members reinforced with GFRP reinforcement. It is gradually deepening the knowledge in the field of the design and assessment of these members, whose importance and relevance are currently growing. Suitable areas for the ap-

doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 00421/2/32 88 85 49, e-mail: robert.sonnenschein@stuba.sk

prof. Ing. Katarína Gajdošová, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 00421/2/32 88 83 82, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

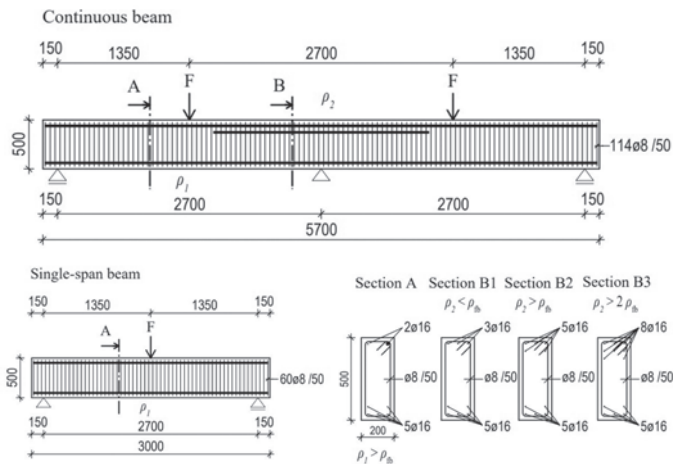
Ing. Michaela Štefanovičová, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: michaela.stefanovicova@stuba.sk

Ing. Dárius Bálint, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 00421/2/32 88 85 41, e-mail: darius.balint@stuba.sk

Ing. Stanislav Blaho, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: stanislav.blaho@stuba.sk

Ing. Lucia Kondrlová, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 00421/2/32 88 83 86, e-mail: lucia.kondrolova@stuba.sk

Ing. Ján Pecka, PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: jan.pecka@stuba.sk



Obr. 1 Geometria nosníkov
Fig. 1 Beam geometry

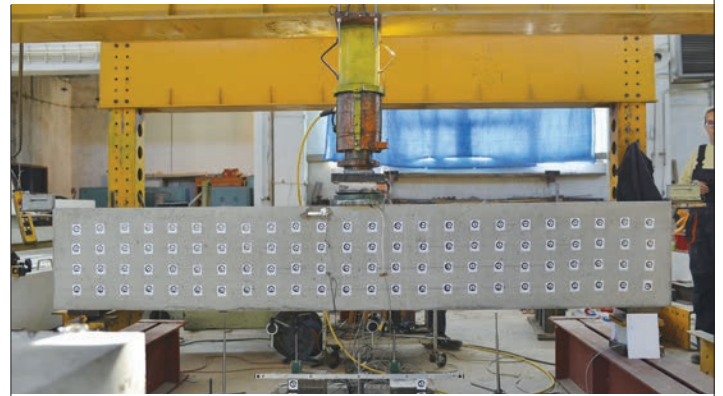
stavené zvýšenému environmentálnemu zaťaženiu, ako aj konštrukcie so špecifickými požiadavkami, napríklad na nevodivosť materiálu alebo bez vplyvu na magnetické pole. Medzi ďalšie výhody GFRP kompozitov patrí vysoká odolnosť proti agresívnemu chemickému prostrediu, vyššia pevnosť v ťahu v porovnaní s ocelovou výstužou, nižšia hmotnosť a tiež odstránenie potreby stanovovania minimálnej hrúbky krycej vrstvy z hľadiska trvanlivosti konštrukcie.

REDISTRIBÚCIA OHYBOVÝCH MOMENTOV V SPOJITÝCH NOSNÍKOKH VYSTUŽENÝCH GFRP VÝSTUŽOU

Neduktilná povaha GFRP výstuže vyvoláva pochybnosti o jej schopnosti zabezpečiť redistribúciu vnútorných síl v spojitéch konštrukciách. Keďže redistribúcia momentov je podmienená schopnosťou plastickej deformácie, ktorá súvisí s dostatočnou duktilitou materiálu, návrh spojitéch prvkov s GFRP výstužou sa vo všeobecnosti neodporúča. Porovnanie experimentálne stanovenej ohybovej únosnosti s teoretickými predikciami v medzipodperových aj nadpodperových prierezoch umožňuje nielen posúdenie spoľahlivosti návrhu, ale aj vyhodnotenie miery redistribúcie ohybových momentov.

Na overenie redistribúcie ohybových momentov v spojitéch konštrukciách bolo vybetónovaných 12 nosníkov (obr. 1). Ako pozdĺžna bola použitá GFRP výstuž s dvomi rôznymi povrchovými úpravami: opieskovaná (SC – Sand Coated) a špirálovo ovinutá (HW – Helically Wrapped), ako aj ocelová výstuž na porovnanie. Šmykovú výstuž tvorili uzavreté ocelové 2-strižné strmene (obr. 2).

Výsledky nosníkov s GFRP preukázali čiastočnú redistribúciu ohybových momentov v závislosti od stupňa vystuženia v nadpodperovej oblasti v okamihu vzniku trhlin v tejto oblasti. Kritická tuhosť prierezu spôsobuje redistribúciu v nosníkoch s GFRP na rozdiel od nosníkov s ocelovou výstužou, kde dochádza k redistribúcii, keď sa dosiahne momentová odolnosť nad strednou podperou. V medzipodperovom priereze sa dosiahlo 27 % ohybového momentu z nosníkov s tuhosťou vnútornej podpory o 67 % nižšou ako v strede rozpätia (SC-A-B1, HW-A-B1). Naopak, redistribúciou sa prenieslo 7 až 9 % z ohybového momentu na nosníkoch s tuhosťou nadpodperového prierezu o 60 % vyššou ako medzipodperového prierezu (SC-A-B3, HW-A-B3).



Obr. 2 Meracie zostavy nosníkov
Fig. 2 Beams set-ups

plication of GFRP reinforcement include concrete elements exposed to elevated environmental loads, as well as structures with specific requirements, such as material non-conductivity or non-magnetic properties. Further advantages of GFRP composites include high resistance to aggressive chemical environments, higher tensile strength compared to steel reinforcement, lower weight, and the elimination of the need to specify a minimum concrete cover thickness from the perspective of structural durability.

REDISTRIBUTION OF BENDING MOMENTS IN CONTINUOUS BEAMS REINFORCED WITH GFRP REINFORCEMENT

The non-ductile nature of GFRP reinforcement raises doubts about its ability to provide redistribution of internal forces in continuous structures. Since the redistribution of moments is conditioned by the ability of plastic deformation, which is related to sufficient ductility of the material, the design of continuous elements with GFRP reinforcement is generally not recommended. Comparison of the experimentally determined bending resistance with theoretical predictions in both inter-support and over-support cross-sections allows not only to assess the reliability of the design, but also to evaluate the degree of redistribution of bending moments.

To verify the redistribution of bending moments in continuous structures, 12 beams were concreted (Fig. 1). Longitudinal reinforcement was GFRP reinforcement with two different surface treatments: sand-coated (SC) and helically-wrapped (HW), as well as steel reinforcement for comparison. Shear reinforcement was formed by closed steel 2-shear stirrups (Fig. 2).

The results of the GFRP beams showed a partial redistribution of bending moments depending on

Tab. 1 Porovnanie šmykových odolností
Tab. 1 Comparison of shear resistances

| | V_{exp} (kN) | V_c (kN) | V_f (kN) | V_n (kN) | $V_{exp} - V_n$ (kN) |
|------------------------|-------------------|---------------|---------------|---------------|-------------------------|
| CNR-DT 203/2006 | 405 | 58 | 285 | 343 | 62 |
| ACI - 440.11-22 | | 31 | 285 | 316 | 89 |
| CSA S806-12 | | 11 | 103 | 114 | 291 |
| EN 1992-1-1:2023 | | 130 | 257 | 387 | 18 |
| AFGC | | - | 257 | 257 | 148 |
| CNR-DT 203/ R1/2025 | | 60 | 257 | 317 | 88 |

ŠMYKOVÁ ODOLNOSŤ NOSNÍKOV VYSTUŽENÝCH STRMEŇMI Z GFRP

Šmykové namáhanie patrí medzi základné typy zaťaženia konštrukčných prvkov. Z hľadiska návrhu sa mu venuje zvýšená pozornosť najmä pre jeho krehký charakter porušenia. Modely používané na predikciu šmykovej únosnosti prierezov majú často empirický charakter a vychádzajú z rozsiahleho experimentálneho výskumu. Na predikciu šmykovej odolnosti nosníkov vystužených GFRP strmeňmi boli použité viaceré normové prístupy, ktoré sa porovnávali s už zrealizovanými experimentálnymi výsledkami (obr. 3).

V prípade použitia GFRP strmeňov je významným faktorom ohýbanie výstuže. Ohýbaním GFRP dochádza k redukcii pevnosti v ťahu GFRP v mieste ohybu, ktoré závisí od polomeru ohýbania, priemeru výstuže, ako aj druhu vlákna a živice. Čím je pomer ohybu k priemeru výstuže väčší, tým je redukcia pevnosti v ťahu GFRP menšia. Tieto redukčné faktory sa v závislosti od použitej normy pohybujú v rozsahu 45 až 80 % z pevnosti v ťahu priameho prúta.

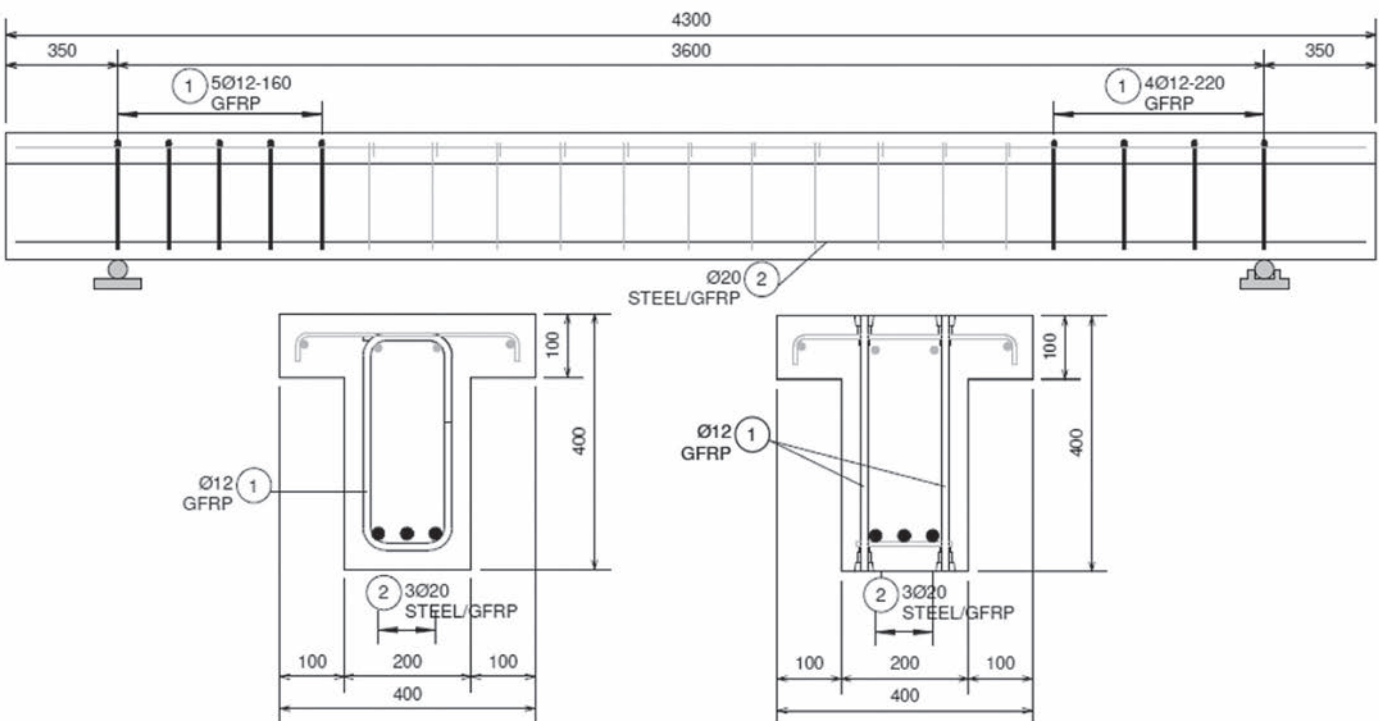
the degree of reinforcement in the over-support area at the moment of crack initiation in this area. The critical stiffness of the cross-section causes redistribution in the GFRP beams, unlike the steel-reinforced beams where redistribution occurs when the moment resistance is reached above the mid-support. In the inter-support section, 27% of the bending moment was achieved from beams with an internal support stiffness 67% lower than at mid-span (SC-A-B1, HW-A-B1). Conversely, 7 to 9% of the bending moment was transferred by redistribution on beams with an over-support stiffness 60% higher than that of the inter-support section (SC-A-B3, HW-A-B3).

SHEAR RESISTANCE OF BEAMS REINFORCED WITH GFRP STIRRUPS

Shear stress is one of the basic types of loading of structural elements. From the design point of view, it is given increased attention mainly due to its brittle character of failure. The models used to predict the shear resistance of cross-sections are often empirical in nature and are based on extensive experimental research. Several standard approaches have been used to predict the shear resistance of beams reinforced with GFRP stirrups, which have been compared with already realized experimental results (Fig. 3).

When using GFRP stirrups, the bending of the reinforcement is a significant factor.

Bending of GFRP results in a reduction in the tensile strength of GFRP at the bend point, which depends on the bending radius, the diameter of the reinforcement, as well as the type of fibre and resin. The larger the bending to diameter ratio of the reinforcement, the smaller the reduction in the tensile strength of GFRP. These reduction factors range from 45 to 80 % of the tensile strength of a straight bar, depending on the standard used.



Obr. 3 Nosník z experimentálneho výskumu Bywalski a kol. [2]

Fig. 3 The beam from the experimental research of Bywalski et al. [2]

Výsledky porovnania experimentálnych výsledkov so šmykovými odolnosťami vypočítanými podľa rôznych normových postupov poukazujú, že žiadna z noriem nenadhodnocuje šmykovú odolnosť prvkov vystužených strmeňmi z GFRP. Najlepšiu zhodu vykazuje 2. generácia európskych noriem EN 1992-1-1:2023, zatiaľ čo najkonzervatívnejšia sa javí kanadská norma CSA S806-12.

ŠÍRKY TRHLÍN PRVKOV VYSTUŽENÝCH GFRP VÝSTUŽOU

Nižší modul pružnosti GFRP výstuže spôsobuje väčšie prieťahy a širšie trhliny v porovnaní s ocelou, čím sa medzný stav použiteľnosti stáva pri návrhu rozhodujúcim. Cieľom štúdie bolo experimentálne porovnať vplyv povrchových úprav GFRP na rozvoj trhlín a overiť výpočtové modely podľa medzinárodných noriem.

V rámci výskumu sa v štvorbodovom ohybe skúšalo 16 betónových nosníkov bez šmykovej výstuže s rozmermi $100 \times 120 \times 1500$ mm. Rozdelené boli podľa typu pozdĺžnej výstuže na:

- ▶ GFRP s opieskovaným povrchom (Sand Coated): priemery 8 a 10 mm;
- ▶ GFRP so špirálovo ovintým povrchom (Helically Wrapped): vnútorný priemer 7 mm;
- ▶ klasická ocelová výstuž (B500B): priemer 6 mm.

Experiment ukázal, že správanie nosníkov bolo výrazne ovplyvnené typom povrchovej úpravy a stupňom vystuženia (ρ_s). Opieskovaná výstuž preukázala najlepšiu súdržnosť s betónom, čo viedlo k hustejšiemu rozdeleniu trhlín s menšou šírkou (cca 0,10 mm pri prevádzkovom zaťažení). Špirálovo ovintá výstuž vykazovala horšiu súdržnosť, čo sa prejavilo menším počtom, ale výrazne širšími trhlinami (až 0,80 mm pri 95 % únosnosti). Najvyššiu odolnosť dosiahli nosníky s opieskovanou GFRP výstužou (až 22,06 kN). Väčšina GFRP nosníkov sa nakoniec porušila šmykom, zatiaľ čo ocelou vystužené nosníky zlyhali duktilne ohybom. Vyšší stupeň vystuženia pri všetkých typoch výstuže zvýšil odolnosť a zmenšil šírku trhlín.

Štúdia potvrdzuje, že na kontrolu trhlín (obr. 4) je kľúčový výber povrchovej úpravy výstuže, pričom opieskovaný povrch vykazuje najlepšie parametre. Zároveň práca



Obr. 4 Nosníky na úrovni 95 % zaťaženia: s GFRP výstužou s opieskovaným povrchom (N01.2, N02.2, N03.1), s ocelovou výstužou (N04.1, N05.1), s GFRP výstužou s ovintým povrchom (N06.2, N07.2, N08.2)

Fig. 4 Beams at 95 % load level: with sand-coated GFRP reinforcement (N01.2, N02.2, N03.1), with steel reinforcement (N04.1, N05.1), with helically-wrapped GFRP reinforcement (N06.2, N07.2, N08.2)

The results of the comparison of experimental results with shear resistances calculated according to different standard procedures show that none of the standards overestimate the shear resistance of elements reinforced with GFRP stirrups. The 2nd generation of European standards EN 1992-1-1:2023 shows the best compliance, while the Canadian standard CSA S806-12 appears to be the most conservative.

CRACK WIDTHS IN MEMBERS REINFORCED WITH GFRP REINFORCEMENT

The lower modulus of elasticity of GFRP reinforcement causes larger deflections and wider cracks compared to steel, making the serviceability limit state (SLS) decisive in the design. The aim of the study was to experimentally compare the effect of GFRP surface treatments on crack development and to verify calculation models according to international standards.

Within the research, 16 concrete beams without shear reinforcement, measuring $100 \times 120 \times 1500$ mm, were tested in four-point bending. They were divided according to the type of longitudinal reinforcement:

- ▶ GFRP with sand-coated surface treatment: diameters of 8 and 10 mm;
- ▶ GFRP with helically-wrapped surface treatment: inner diameter of 7 mm;
- ▶ Conventional steel reinforcement (B500B): diameter of 6 mm.

The experimental verification showed that the behavior of the beams was significantly influenced by the type of surface treatment and the reinforcement ratio (ρ_s): The sand-coated reinforcement demonstrated the best bond with concrete, which led to a denser distribution of cracks with a smaller width (approx. 0.10 mm under service load). The helically-wrapped reinforcement exhibited a poorer bond, resulting in fewer but significantly wider cracks (up to 0.80 mm at 95 % of capacity). The highest resistance was achieved by beams with sand-coated GFRP reinforcement (up to 22.06 kN). The majority of GFRP beams ultimately failed in shear, whereas the steel-reinforced beams exhibited ductile flexural failure. A higher reinforcement ratio increased the resistance and reduced crack widths across all reinforcement types. The study confirms that the selection of the reinforcement surface treatment is crucial for crack width control (Fig. 4), with the sand-coated surface treatment exhibiting the best parameters. At the same time, the work validated the new generation of the EN 1992-1-1 standard as a safe and accurate tool for engineering practice.

EFFECT OF LONG-TERM LOADING ON THE RESISTANCE OF MEMBERS REINFORCED WITH GFRP REINFORCEMENT

The research addresses two key areas that hinder the wider use of GFRP: sudden failure due to creep rupture under long-term sustained loading and durability in an aggressive alkaline environment. The aim was to investigate the influence of these factors on deflections, crack widths, and the bond between reinforcement and concrete.

The research was divided into two parts:

- ▶ Short-term and long-term beam tests: 70 beams ($100 \times 120 \times 1500$ mm) reinforced with GFRP

validovala novú generáciu normy EN 1992-1-1 ako bezpečný a presný nástroj pre inžiniersku prax.

VPLYV DLHODOBÉHO ZAŤAŽENIA NA ODOLNOSŤ PRVKOV VYSTUŽENÝCH GFRP VÝSTUŽOU

Výskum rieši dve kľúčové oblasti, ktoré bránia širšiemu využitiu GFRP: náhle porušenie z dotvarovania pri dlhodobom namáhaní (Creep Rupture) a trvanlivosť v agresívnom alkalickom prostredí. Cieľom bolo preskúmať vplyv týchto faktorov na priehyby, šírku trhlin a súdržnosť výstuže s betónom.

Výskum bol rozdelený do dvoch častí:

- ▶ Krátkodobé a dlhodobé skúšky nosníkov: 70 nosníkov (100 × 120 × 1 500 mm) vystužených GFRP (opieskovaná a ovinutá výstuž) a 30 nosníkov vystužených ocelovou výstužou. Dlhodobé namáhanie prebiehalo pod konštantným zaťažením viac ako 400 dní.
- ▶ Vplyv prostredia: Vzorky boli vystavené reálnemu agresívnemu prostrediu ČOV a prostrediu nekrytého parkoviska.

Výsledky ukázali, že dlhodobé vysoké hladiny namáhania nespôsobili náhle porušenie GFRP výstuže. Hoci sa deformácie prvkov časom zvyšovali úmerne k úrovni zaťaženia, konečná pevnosť viac zaťažených nosníkov bola paradoxne vyššia ako pri menej zaťažených nosníkoch. Nameraná odolnosť prevýšila výsledky okamžitých skúšok na predtým nezaťažených nosníkoch. GFRP výstuž nevykazovala degradáciu ani po dlhodobom pôsobení na 75 % úrovni zaťaženia. Teoretická analýza pôvodne predpovedala odolnosť nosníka na úrovni 7,2 kN, experiment však preukázal až 9,4 kN. Na dosiahnutie zhody s realitou museli byť teoretické výpočty upravené zvýšením pevnosti betónu a limitu medzného pretvorenia. Po týchto úpravách bolo vypočítané napätie vo výstuži pri porušení stanovené na hodnotu 635 MPa, čo reflektuje reálne správanie konštrukcie.

ZOSILŇOVANIE STĹPOV CFRP MATERIÁLMI

Rastúci dopyt po rekonštrukciách si vyžaduje zosilňovanie existujúcich železobetónových konštrukcií. Štíhle stĺpy sú obzvlášť kritické, keďže je potrebné zvýšiť ich odolnosť bez zväčšenia prierezu.

Cieľom štúdie bolo overiť zosilnenie štíhlych stĺpov pomocou CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer) lamiel metódou NSMR (Near Surface Mounted Reinforcement), teda vlepovaním do drážok v krycej vrstve betónu a preskúmať vplyv histórie zaťaženia na efektívnosť zosilnenia.

V laboratóriách Katedry betónových konštrukcií a mostov SvF STU v Bratislave bolo otestovaných 7 štíhlych stĺpov v plnej mierke (prierez 150 × 200 mm, dĺžka 3 290 mm, štíhlosť $\lambda = 76$). Na zosilnenie boli použité 3 CFRP lamely (1,4 × 10 mm) na ťahanej aj tlačenej strane.

Skúmali sa tri scenáre zosilnenia vzhľadom na predťaženie (na úrovni 50 % odolnosti referenčného stĺpa):

- ▶ bez predťaženia (S2.0, S3.0): zosilnenie aplikované na nezaťažený stĺp;
- ▶ zosilnenie po zaťažení a následnom odľahčení (S2.1, S3.1): stĺp bol predzaťažený, následne úplne odľahčený a až potom zosilnený;
- ▶ zosilnenie počas zaťažovania (S2.2, S3.2): zosilnenie priamo v skúšobnom zariadení pri zachovaní pôsobiaceho zaťaženia a deformácie.

Experimenty potvrdili, že metóda NSMR výrazne zvyšuje stabilitnú odolnosť (obr. 5), avšak úroveň predzaťaženia hrá

(reinforcement with sand-coated and helically wrapped surface treatment) and 30 beams reinforced with steel reinforcement. Long-term sustained loading was applied under a constant load for over 400 days.

- ▶ Environmental impact: Specimens were exposed to the real aggressive environment of a wastewater treatment plant and the environment of an unroofed parking lot.

The results showed that long-term high stress levels did not cause sudden failure of the GFRP reinforcement. Although the deformations of the members increased over time proportionally to the load level, the ultimate strength of the higher loaded beams was paradoxically higher than that of the less loaded beams. The measured resistance exceeded the results of instantaneous tests on previously unloaded beams. The GFRP reinforcement showed no degradation even after long-term exposure at a 75 % load level.

Theoretical analysis initially predicted a beam resistance of 7.2 kN, but the experiment demonstrated up to 9.4 kN. To achieve agreement with reality, theoretical calculations had to be adjusted by increasing the concrete strength and the ultimate strain limit. Following these adjustments, the calculated stress in the reinforcement at failure was determined to be 635 MPa, which reflects the real behavior of the structure.

STRENGTHENING COLUMNS WITH CFRP MATERIALS

The growing demand for reconstructions requires the strengthening of existing reinforced concrete structures. Slender columns are particularly critical when it is necessary to increase their resistance without enlarging the cross-section.

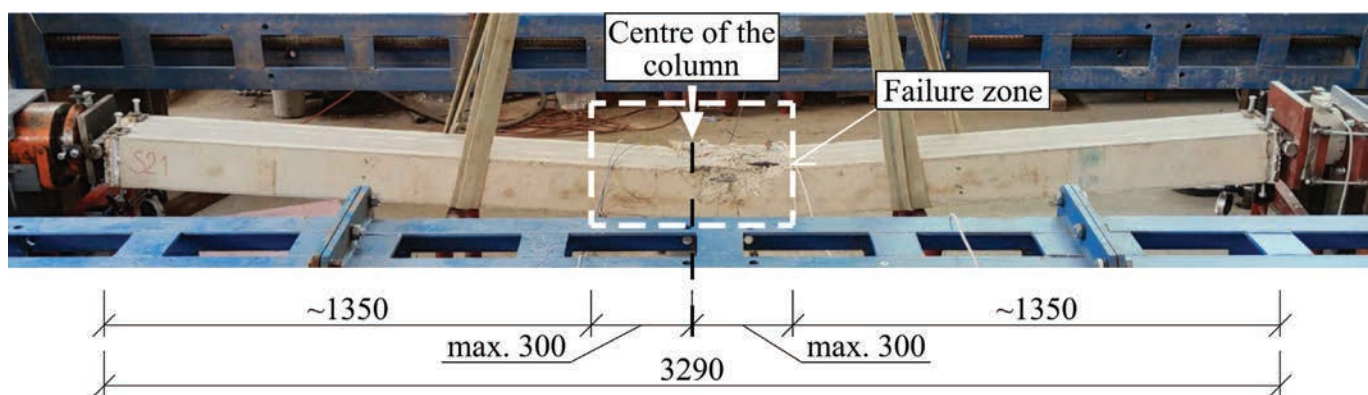
The aim of the study was to verify the strengthening of slender columns using CFRP (Carbon FRP) laminates via the NSMR (Near Surface Mounted Reinforcement) method – i.e., inserting them into grooves cut into the concrete cover – and to examine the effect of loading history on the strengthening efficiency.

In the laboratories of the Department of Concrete Structures and Bridges at the FCE STU in Bratislava, 7 full-scale slender columns were tested (cross-section of 150 × 200 mm, length of 3290 mm, slenderness of $\lambda = 76$). For strengthening, 3 CFRP laminates (1.4 × 10 mm) were applied on both the tensioned and compressed faces.

Three strengthening scenarios were investigated with respect to preloading (at the level of 50 % of the reference column's resistance):

- ▶ without preloading (S2.0, S3.0): strengthening applied to an unloaded column;
- ▶ strengthening after loading and subsequent unloading (S2.1, S3.1): the column was preloaded, subsequently fully unloaded, and then strengthened;
- ▶ strengthening during loading (S2.2, S3.2): strengthening carried out directly in the testing machine while maintaining

The experiments confirmed that the NSMR method significantly increases buckling resistance (Fig. 5), but the level of preloading plays a key role: Columns strengthened without preloading showed an increase in resistance of approx. 25 % compared to the reference column



Obr. 5 Zosilnený stĺp po porušení
Fig. 5 Strengthened column after failure

klúčovú úlohu: stĺpy zosilnené bez predzaťaženia vykázali nárast odolnosti cca o 25 % v porovnaní s referenčným stĺpom (z 268 kN na 337 kN). Pri predzaťažení na úroveň 50 % počiatočnej odolnosti sa efektívnosť zosilnenia znížila približne o jednu tretinu v porovnaní so stĺpmi bez predzaťaženia.

Predzaťaženie znížilo počiatočnú tuhosť stĺpov. CFRP lamely aplikované počas zaťažovania vykazovali pri porušení nižšie hodnoty pomerných pretvorení, keďže sa aktivovali až po ďalšom zaťažení.

História zaťaženia má významný vplyv na účinnosť zosilňovania a musí sa zohľadniť pri návrhu. Výsledky potvrdzujú, že CFRP lamely vplepené do drážok sú efektívnym riešením na zvýšenie únosnosti štíhlych prvkov aj v podmienkach existujúcich stavieb.

ZÁVERY

Využitie GFRP a CFRP materiálov naznačuje možné prípady použitia ako náhrady ocelevej výstuže v agresívnych prostrediach, kde môže koróziou ocelevej výstuže dôjsť k zníženiu spoľahlivosti železobetónovej konštrukcie.

Realizované, ako aj pripravované experimentálne merania na Stavebnej fakulte STU v Bratislave slúžia na rozšírenie celosvetových databáz výsledkov experimentov zameraných na využitie FRP materiálov v praxi a zvyšujú povedomie a poznatky o správaní sa týchto materiáloch v nosných konštrukciách.

Príspevok vznikol s finančnou podporou Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-23-0193 a s podporou výskumného projektu VEGA č. 1/0483/26 Inovatívne výstuže pri navrhovaní a zosilňovaní betónových konštrukcií s dôrazom na používateľnosť.

Literatúra

- Štefanovičová, M.: The Effect of Bond of GFRP Reinforcement on Bending Behaviour of GFRP-reinforced Concrete Members. Dizertačná práca, 2024.
- Bywalski, C., Drzazga, M., Kaźmierowsky, M., Kamiński, M. Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with a New Type of Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcement: Experimental Study. *Materials*. 2020, vol. 13, no. 5, 1159. DOI: 10.3390/ma13051159.
- Kondrlóvá L, Gajdošová K. Experimental verification and theoretical predictions of crack widths in concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers. *Journal of Composite Materials*. 2025;0(0). doi:10.1177/00219983251406710.
- Blaho S. The effects of long-term loading and different environmental conditions on the behaviour of GFRP reinforced concrete members. Dizertačná práca, 2025.
- Pecka, J., Gajdošová, K.: The effect of preloading on carbon fibre reinforced polymers strengthened concrete columns, *Structures*, Volume 79, 2025, 109530, ISSN 2352-0124, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109530>.

(from 268 kN to 337 kN). When preloaded to 50 % of the initial resistance, the strengthening efficiency decreased by approximately one-third compared to the columns without preloading.

Preloading reduced the initial stiffness of the columns. CFRP laminates applied during loading exhibited lower strain values at failure, as they were activated only upon further loading.

Loading history has a significant impact on strengthening efficiency and must be considered in the design. The results confirm that CFRP laminates mounted into grooves are an effective solution for increasing the load-bearing capacity of slender members, even under the conditions of existing structures.

CONCLUSIONS

The utilization of GFRP and CFRP materials indicates potential use cases as replacements for steel reinforcement in aggressive environments, where the corrosion of steel reinforcement could lead to a reduction in the reliability of a reinforced concrete structure.

The performed as well as the upcoming experimental measurements at the Faculty of Civil Engineering, STU in Bratislava serve to expand global databases of experimental results focused on the practical application of FRP materials and increase awareness and knowledge regarding the behaviour of these materials in load-bearing structures.

This work was supported by the Slovak Research and Development Agency under the contract No. APVV-23-0193 and by the Scientific Grant Agency VEGA under the contract No. VEGA 1/0483/26.

References

- Štefanovičová, M.: The Effect of Bond of GFRP Reinforcement on Bending Behavior of GFRP-reinforced Concrete Members. Dizertačná práca, 2024.
- Bywalski, C., Drzazga, M., Kaźmierowsky, M., Kamiński, M.: Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with a New Type of Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcement: Experimental Study. *Materials*. 2020, vol. 13, no. 5, 1159. DOI: 10.3390/ma13051159.
- Kondrlóvá, L., Gajdošová, K.: Experimental verification and theoretical predictions of crack widths in concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers. *Journal of Composite Materials*. 2025;0(0). doi:10.1177/00219983251406710.
- Blaho, S.: The effects of long-term loading and different environmental conditions on the behavior of GFRP reinforced concrete members. Dizertačná práca, 2025.
- Pecka, J., Gajdošová, K.: The effect of preloading on carbon fibre reinforced polymers strengthened concrete columns, *Structures*, Volume 79, 2025, 109530, ISSN 2352-0124, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109530>.

MC-CLDS model ako nástroj na hodnotenie životnosti betónových konštrukcií

Pri posudzovaní životnosti betónových konštrukcií sa inžinierska prax často stretáva s predikčnými difúznymi modelmi, ktoré aproximujú transport chemických látok k výstuži z dôvodu stanovenia jej dostatočného krytia, rizika a rýchlosti korózie. Predikcie komplikujú početné neistoty v reálnych podmienkach a heterogenita betónu. Väčšina súčasných predikčných modelov funguje na základe matematických zjednodušení a ich aplikácia na dáta v reálnych podmienkach je často výzvou. Niekoľkoročný výskum v tejto oblasti viedol k vývoju obojsmerného modelu MC-CLDS, ktorého transportný mechanizmus pracuje na pravdepodobnostných princípoch s využitím časticových teórií. Model pracuje s variabilným množstvom vrstiev, čím dokáže pokrývať materiálové heterogenity betónu, ako sú rozdielne difúzne vlastnosti v povrchovej a vo vnútornej vrstve. Článok prezentuje základné informácie o MC-CLDS, ktorého validácia a verifikácia prebiehala na dlhodobých experimentoch vo Švédsku a vo Švajčiarsku.



Jakub Gašpárek



Peter Paulík

Dlhodobým výskumom prieniku chloridov do betónu, ktoré sú najčastejšou príčinou rozsiahlej korózie výstuže, dospeli výskumníci a odborníci k všeobecnej zhode, že difúzny koeficient D klesá s rastúcim vekom betónu [1 – 3]. Pri predikciách transportu chloridov do betónu vedie zanedbanie starnutia difúzneho koeficientu k nerealistickým vysokým koncentráciám chloridov v hlbších vrstvách

THE MC-CLDS MODEL as a tool for assessing the service life of concrete structures

When assessing the service life of concrete structures, engineering practice often relies on predictive diffusion models that approximate the transport of chemical substances toward the reinforcement in order to determine its adequate cover, corrosion risk, and corrosion rate. These predictions are complicated by numerous uncertainties in real-world conditions and the heterogeneity of concrete. Most current predictive models operate on the basis of mathematical simplifications, and their application to data under real-world conditions is often challenging. Several years of research in this area have led to the development of the bidirectional MC-CLDS model, whose transport mechanism operates on probabilistic principles using particle theories. The model operates with a variable number of layers, enabling it to account for material heterogeneities in concrete, such as differing diffusion properties in the surface and internal layers. This article presents basic information about the MC-CLDS model, which was validated and verified through long-term experiments in Sweden and Switzerland.

Through long-term research into chloride penetration into concrete – the most common cause of extensive reinforcement corrosion – researchers and experts have reached a general consensus that the diffusion coefficient D declines with increasing concrete age [1 – 3]. When predicting chloride transport into concrete, neglecting the ageing of the diffusion coefficient leads to unrealistic

betónu [3]. Vo väčšine difúzných modelov sa starnutie difúzneho koeficientu zohľadňuje podľa rovnice (1) [4]. Vysvetlenie tohto fenoménu sa najčastejšie pripisuje chemickým zmenám a hydratácii betónu [2 – 9].

$$D_{app}(t) = D_{app}(t_0) \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (1)$$

V rovnici (1) predstavuje parameter $D_{app}(t)$ difúzny koeficient betónu za celé sledované obdobie t ako priemernú konštantu, $D_{app}(t_0)$ predstavuje zdanlivý difúzny koeficient chloridov stanovený pri referenčnom veku betónu t_0 , keď došlo k prvej kontaminácii chloridmi, a parameter n predstavuje takzvaný exponent starnutia [3, 10]. Zdanlivý difúzny koeficient $D_{app}(t_0)$ odráža okrem materiálových vlastností do určitej miery aj okrajové podmienky, pričom vo viacerých publikáciách boli prezentované výsledky, ktoré ukazujú závislosť $D_{app}(t_0)$ od vonkajšieho prostredia [2, 5]. Komplexný prehľad difúzných modelov, ktoré sa v súčasnosti používajú, a ich vzájomné porovnanie možno nájsť v správe RILEM TC 270-CIM [4], ktorá zároveň dokumentuje rozsiahle odchýlky predikcií, ktoré môžu nastať medzi rôznymi difúznymi modelmi, ak sú použité na dátach z dlhodobých experimentov. Správa udáva viaceré požiadavky a odporúčania pre verifikáciu a validáciu novo vyvíjaných difúzných modelov.

Model MC-CLDS bol vyvinutý s cieľom priblížiť numerické predikcie skutočným podmienkam a zmenšiť rozdiely medzi teoretickými modelovaním a praktickými inžinierskymi aplikáciami. Funkcionalita sa opiera o časticovú teóriu, čo umožňuje riešiť diferenciálnu rovnicu pre difúziu stochastickými simuláciami. Tento spôsob zároveň umožnil zaviesť nekonštantné okrajové podmienky, ktoré môžu byť prispôbené environmentálnym podmienkam prostredia.

STRUČNÝ PREHĽAD DLHODOBÝCH EXPERIMENTOV

V rámci výskumu sa vo svete realizujú viaceré dlhodobé experimenty, kde sú najčastejšie betónové a železobetónové vzorky s rôznymi tvarmi umiestnené do reálnych podmienok inžinierskych konštrukcií, ako sú mosty, oporné múry, pobrežné móla a iné. Na účely verifikácie a validácie modelu MC-CLDS boli použité dáta zo štyroch dlhodobých experimentov, ktorých bližšie podrobnosti a zistenia sú uvedené v tab. 1.

Reporty z dlhodobých experimentov ukazujú obťažnosť použitia zjednodušených modelov pre takéto prípady, kde často neplatia okrajové podmienky konštantnej koncentrácie chloridov v povrchovej vrstve. Vystihnúť skutočný priebeh difúzie chloridov v betóne komplikuje aj jednovrstvová funkcionálna väčšina zjednodušených modelov, ktorá aproximuje difúzne správanie betónu jedným difúznym koeficientom meniacim sa v čase podľa funkcie starnutia v rovnici (1). Ak dochádza k obojstrannej difúzii chloridov do betónu, je použitie zjednodušených modelov otáznne, pretože sú tlačené do riešenia za hranicou platnosti semi-infinityných okrajových podmienok analytického riešenia diferenciálnej rovnice pre difúziu.

MODEL MC-CLDS

Na základe odporúčaní RILEM TC 270-CIM [4] bol model MC-CLDS primárne validovaný a verifikovaný

ally high chloride concentrations in the deeper layers of concrete [3]. In most diffusion models, the ageing of the diffusion coefficient is accounted for according to equation (1) [4]. The explanation given for this phenomenon is most often associated with chemical changes and the hydration of concrete [2 – 9].

$$D_{app}(t) = D_{app}(t_0) \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (1)$$

In equation (1), the parameter $D_{app}(t)$ represents the diffusion coefficient of concrete over the entire monitored period t as an average constant, $D_{app}(t_0)$ represents the apparent chloride diffusion coefficient determined at the reference age of the concrete t_0 , when the first chloride contamination occurred, and the parameter n represents the so-called ageing exponent [3, 10]. In addition to material properties, the apparent diffusion coefficient $D_{app}(t_0)$ also reflects boundary conditions to a certain extent, and results have been presented in several publications showing the dependence of $D_{app}(t_0)$ on the external environment [2, 5]. A comprehensive overview of currently used diffusion models and their comparison can be found in the RILEM TC 270-CIM report [4], which also documents the significant discrepancies in predictions that can arise between different diffusion models when applied to data from long-term experiments. The report specifies several requirements and recommendations for the verification and validation of newly developed diffusion models. The MC-CLDS model was developed to bring numerical predictions closer to real-world conditions and to reduce the differences between theoretical modelling and practical engineering applications. The functionality is based on particle theory, which allows the differential equation for diffusion to be solved using stochastic simulations. This approach also made it possible to introduce non-constant boundary conditions that can be adapted to environmental conditions.

BRIEF OVERVIEW OF LONG-TERM EXPERIMENTS

As part of global research, several long-term experiments are being conducted, most commonly involving concrete and reinforced concrete specimens of various shapes placed in realistic conditions within engineering structures such as bridges, retaining walls, coastal piers, and others. Data from four long-term experiments were used to verify and validate the MC-CLDS model; further details and findings are presented in Tab. 1.

Reports from long-term experiments highlight the limitations of simplified diffusion models for such cases, as the commonly assumed boundary condition of constant surface chloride concentration is often not satisfied in practice. Accurately capturing chloride transport in concrete is further complicated by the single-layer formulation of most simplified models, which represent the material by a single, time-dependent diffusion coefficient governed by an ageing function, as expressed in equation (1). When bidirectional chloride ingress occurs, the applicability of such models becomes questionable, since their analytical solutions are derived under semi-infinite boundary assumptions.

MC-CLDS MODEL

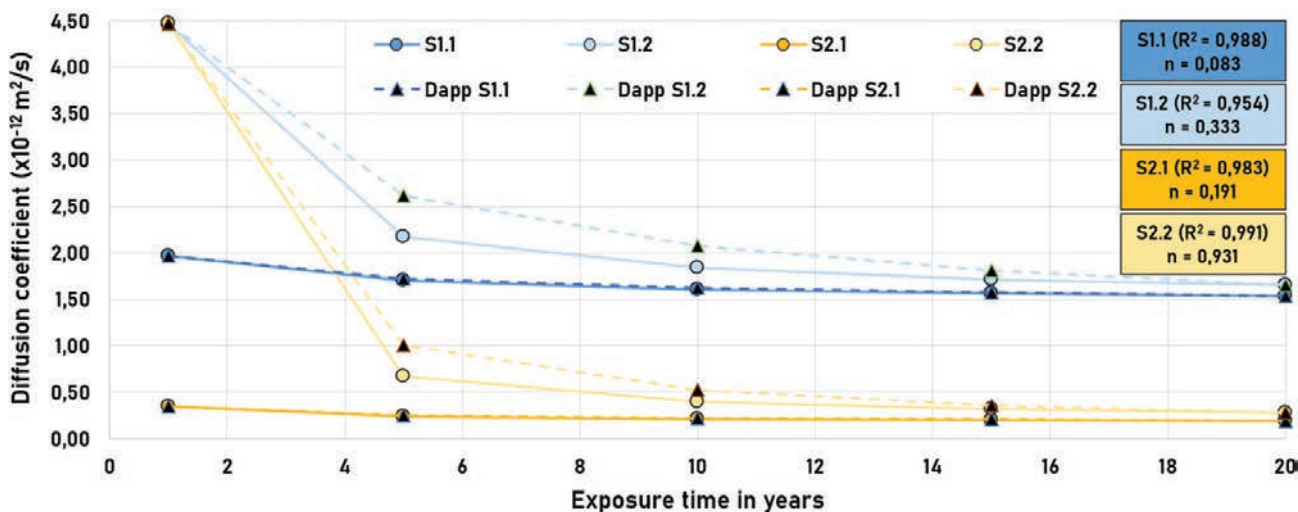
Based on the recommendations of RILEM TC 270-CIM [4] the MC-CLDS model was primarily validated and verified

Tab. 1 Zoznam dlhodobých experimentov použitých pri vývoji modelu MC-CLDS**Tab. 1** List of long-term experiments used in the development of the MC-CLDS model

| Experiment | Borås (Švédsko/Sweden) [11] | Bonaduz (Švédsko/Sweden) [4] | Naxberg (Švajčiarsko/ Switzerland) [6] | Träslövsläge (Švédsko/Sweden) [12] |
|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Rok začatia Start year | 1996 | 1995 | 2000 | 1992 |
| Typ vzoriek Type of samples | betónové bloky a trámce concrete blocks and beams | betónové steny tvaru L L-shaped concrete walls (reinforced) | betónové panely concrete panels | betónové dosky concrete slabs (reinforced) |
| Miesto uloženia vzoriek Sample storage location | diaľnica Rv40 highway Rv40 | diaľnica N12 highway N12 | tunel Naxberg pri Göschenene Naxberg tunnel near Göschenen | severské vody, západné pobrežie Nordic waters, the west coast |
| Čas odberu vzoriek po rokoch Sampling time after years | 1 – 5 – 10 – 21 | 1,6 – 3,9 – 4,4 – 16 – 17,9 – 21,8 1.6 – 3.9 – 4.4. – 16 – 17.9 – 21.8 | 1,4 – 2,5 – 3,5 – 4,4 – 12,8 1.4 – 2.5 – 3.5 – 4.4 – 12.8 | 0,5 – 1 – 5 – 10 0.5 – 1 – 5 – 10 |
| Podmienky Exposure conditions | ostrekovanie road sprayed | ostrekovanie road sprayed | ostrekovanie road sprayed | ponorenie, prílivová zóna, ostrekovanie, atmosférické marine submerged, splash zone, atmospheric |
| Hlavné zistenia Key findings | <ul style="list-style-type: none"> - výskyt „peak efektu“ v povrchovej vrstve; - postupný pokles D; - nárast koncentrácie chloridov v betóne v čase - occurrence of a "peak effect" in the surface layer; - gradual decrease of D; - increase in chloride concentration in concrete over time | <ul style="list-style-type: none"> - výskyt „peak efektu“ v povrchovej vrstve; - postupný pokles D; - závislosť koncentrácie chloridov a priebehu starnutia D od polohy odobratej vzorky; - nárast koncentrácie chloridov v betóne v čase - occurrence of a "peak effect" in the surface layer; - gradual decrease of D; - dependence of chloride concentration and the ageing behaviour of D on the location of the sample; - increase in chloride concentration in concrete over time | <ul style="list-style-type: none"> - výskyt „peak efektu“ v povrchovej vrstve; - postupný pokles D; - závislosť koncentrácie chloridov a priebehu starnutia D od polohy panelov; - nárast koncentrácie chloridov v betóne v čase - occurrence of a "peak effect" in the surface layer; - gradual decrease of D; - dependence of chloride concentration and the aging curve of D on the position of the panels; - increase in chloride concentration in concrete over time | <ul style="list-style-type: none"> - výskyt „peak efektu“ v povrchovej vrstve; - nejasný priebeh starnutia D; - nárast koncentrácie chloridov v betóne v čase; - výskyt interferencie difúzných frontov pre dosky ponorené v mori (obojstranná difúzia) - occurrence of a "peak effect" in the surface layer; - unclear ageing course of D; - increase in chloride concentration in concrete over time; - occurrence of interference between diffusion fronts for slabs immersed in seawater (bilateral diffusion) |

na dlhodobých experimentoch. Hlavným cieľom validácie bolo dosiahnuť funkcionality, ktorá správaním čo najlepšie napodobňuje fenomény pozorované počas dlhodobých experimentov. V rámci verifikácie bola vytvorená veľká databáza rôznych scenárov, ktoré simulovali rôzne okrajové podmienky prostredia, ako aj difúzne vlastnosti betónu pri rôznych šírkach povrchových vrstiev, a sledovali sa časové zmeny difúzneho koeficientu, ktoré sa porovnávali s metodikou pozvoľného poklesu podľa *fib* Model Code for Service Life Design [9] a *fib* Bulletinu číslo 76 [3]. Na výsledky generované MC-CLDS boli ďalej aplikované regresné analýzy použitím zjednodušeného modelu podľa EN 12390-11 [13] a sledovali sa vzniknuté rozdiely. V súčasnosti prebieha aj dlhodobý laboratórny experiment so vzorkami vystavenými konštantnej koncentrácii chloridov v laboratóriách SvF STU v Bratislave, ktoré budú použité na účely laboratórnej validácie. V rámci početných úprav programovania povrchových vrstiev

through long-term experiments. The main objective of the validation was to achieve functionality that best mimics the phenomena observed during long-term experiments. As part of the verification, a large database of various scenarios was created to simulate different environmental boundary conditions as well as the diffusion properties of concrete at various surface layer thicknesses; changes in the diffusion coefficient over time were monitored and compared with the gradual decline methodology according to the *fib* Model Code for Service Life Design [9] and *fib* Bulletin No. 76 [3]. Regression analyses were further applied to the results generated by MC-CLDS using a simplified model according to EN 12390-11 [13] and the resulting differences were monitored. A long-term laboratory experiment is currently underway with samples exposed to constant chloride concentrations at the laboratories of the Faculty of Civil Engineering at the Slovak University of Technology in Bratislava; these samples will be used for laboratory validation purposes. As part of numerous modifications to the surface layer programming,



Obr. 1 Porovnanie priebehu starnutia difúzneho koeficientu pri rôznych scenároch simulovaných modelom MC-CLDS s *fib* Model Code for Service Life Design [9].
 Fig. 1 Comparison of the aging behaviour of the diffusion coefficient for various scenarios simulated by the MC-CLDS model with the *fib* Model Code for Service Life Design [9].

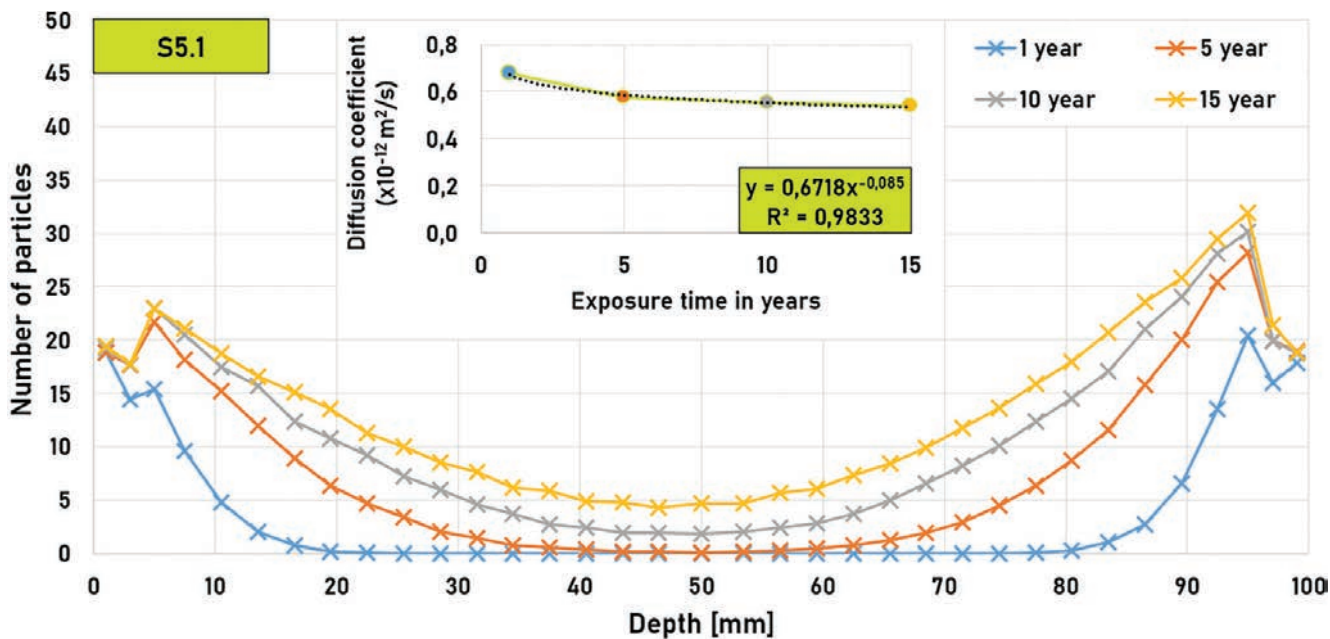
sa ošetrila aj citlivosť výpočtu pri použití vyšších difúzných pravdepodobností v kombinácii s veľkosťou časových krokov výpočtu. Úpravy mali za cieľ zlepšiť presnosť modelu.

Súčasná funkcionálna modelu je kompatibilná s *fib* Model Code for Service Life Design [9]. Difúzny koeficient predikovateľne klesá (obr. 1), pričom strmota klesania závisí od pomeru difúzných vlastností vnútornej a povrchovej vrstvy, respektíve aj v závislosti od vonkajších podmienok [14]. V prípadoch obojstrannej difúzie model nemá problém riešiť interferenciu/stret dvoch oproti sebe postupujúcich difúzných frontov a konvergovať do ustáleného stavu. Model dokáže riešiť symetrické aj asymetrické problémy vznikajúce na úrovni odlišných vlastností povrchových vrstiev alebo zadaných povrchových koncentrácií v súlade s výsledkami dlhodobých experimentov. Príkladom je vytváranie rozsiahlejšieho

the sensitivity of the calculation was also addressed when using higher diffusion probabilities in combination with the size of the calculation time steps. The modifications were intended to improve the model's accuracy.

The current functionality of the model is compatible with the *fib* Model Code for Service Life Design [9]. The diffusion coefficient decreases predictably (Fig. 1), and the rate of decrease depends on the ratio of the diffusion properties of the inner and surface layers, as well as on external conditions [14].

In cases of two-sided diffusion, the model has no difficulty resolving the interference/collision of two opposing diffusion fronts and converging to a steady state. The model can solve both symmetric and asymmetric problems arising from differences in the properties of surface layers or specified surface concentrations, in accordance with the results of long-term experiments. An example is the formation of a more pronounced “peak effect” on the



Obr. 2 Simulácia asymetrického obojstranného difúzneho problému modelom MC-CLDS (konštantná povrchová koncentrácia častíc, pravá povrchová vrstva má horšie difúzne vlastnosti).

Fig. 2 Simulation of an asymmetric two-sided diffusion problem using the MC-CLDS model (constant surface particle concentration, the right surface layer has worse diffusion properties).

„peak efektu“ na strane s horšími difúznymi vlastnosťami, čo ukazuje obr. 2. Súčasnú úpravu modelu zároveň zjednodušili spôsob prepočtu časticových na reálne koncentrácie.

ZÁVER

Model MC-CLDS je výsledkom niekoľkoročného vývoja, ktorý bol realizovaný aj pomocou dát v rámci európskej spolupráce. Vďaka nekonštantným okrajovým podmienkam možno prispôbiť povrchové koncentrácie chloridov reálnym expozičným podmienkam, čím sa znižuje rozdiel medzi teoretickým modelovaním a praktickými inžinierskymi aplikáciami. Výhoda spočíva v plne pravdepodobnostnom princípe, ktorý dokáže kompenzovať veľký počet náhodných vplyvov. Model poskytuje lepšie pochopenie vrstveného difúzneho správania a umožňuje experimentovanie s namodelovaným systémom. Generatívny charakter modelu má využitie aj v oblasti tréningu zjednodušených modelov, ktoré sú najčastejšie najlepšie prijaté odbornou verejnosťou z dôvodu jednoduchosti ich použitia.

Táto práca bola financovaná EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V04-00275.

Literatúra

1. M. Collepardi, A. Marcialis, R. Turriziani, Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes, *J. Am. Ceram. Soc.* 55 (1972) 534–535. <https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1972.tb13424.x>.
2. J. Marchand, E. Samson, Predicting the service-life of concrete structures – Limitations of simplified models, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 515–521. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.01.007>.
3. C. Gehlen, M. Bartholomew, C. Edvardsen, M. Ferreira, S. von Greve-Dierfeld, J. Gulikers, S. Helland, G. Markeset, P. McKenna, F. Papworth, B. Pielstick, A. Rahimi, *fib Bulletin 76: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides*, Lausanne, 2015.
4. E. Koenders, K.-I. Imamoto, A. Soive (editors), *Benchmarking Chloride Ingress Models on Real-life Case Studies—Marine Submerged and Road Sprayed Concrete Structures. State-of-the-Art Report of the RILEM TC 270-CIM*, Springer International Publishing, Cham, 2022. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-96422-1>.
5. K. Hong, R. Hooton, Effects of fresh water exposure on chloride contaminated concrete, *Cem. Concr. Res.* 30 (2000) 1199–1207. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00335-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00335-5).
6. J. Bisschop, Y. Schiegg, F. Hunkeler, Modelling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts. Research report No. 676 of the Federal roads office FEDRO (ASTRA), 2016.
7. L. Tang, D. Boubitsas, L. Huang, Long-term performance of reinforced concrete under a de-icing road environment, *Cem. Concr. Res.* 164 (2023) 107039. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.107039>.
8. S. Fjendbo, H.E. Sørensen, K. De Weerd, U.H. Jakobsen, M.R. Geiker, Correlating the development of chloride profiles and microstructural changes in marine concrete up to ten years, *Cem. Concr. Compos.* 131 (2022) 104590. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104590>.
9. P. Schiessl, P. Bamforth, V. Baroghel-Bouny, G. Corley, M. Faber, J. Forbes, C. Gehlen, P. Helene, S. Helland, T. Ishida, G. Markeset, L.-O. Nilsson, S. Rostam, A.J.M. Siemes, J. Walraven, *fib Bulletin 34. Model Code for Service Life Design*, fib. The International Federation for Structural Concrete, 2006. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0034>.
10. L. Tang, A. Lindvall, Validation of models for prediction of chloride ingress in concrete exposed in de-icing salt road environment, *Int. J. Struct. Eng.* 4 (2013) 86. <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2013.050766>.
11. L. Tang, D. Boubitsas, P. Utgenannt, Z. Abbas, Chloride Ingress and Reinforcement Corrosion - After 20 years' field exposure in a highway environment, 2018.
12. L. Tang, Chloride Ingress in Concrete Exposed to Marine Environment – Field data up to 10 years exposure. SP Swedish National Testing and Research Institute Building Technology and Mechanics. SP REPORT 2003:16, 2003.
13. EN 12390-11, Testing hardened concrete – Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion, 2015.
14. J. Gašpárek, P. Paulík, Understanding of the ageing effect of the diffusion coefficient of concrete revealed by a particle simulation, *Structures.* 81 (2025) 110217. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110217>.

side with worse diffusion properties, as shown in Fig. 2. Current modifications to the model have also simplified the method for converting particle concentrations to real concentrations.

CONCLUSIONS

The MC-CLDS model is the result of several years of development, which was carried out with the help of data obtained through European cooperation. Thanks to non-constant boundary conditions, it is possible to adapt surface chloride concentrations to real-world exposure conditions, thereby reducing the gap between theoretical modelling and practical engineering applications. The advantage lies in the fully probabilistic approach, which can account for a large number of random influences. The model provides a better understanding of layered diffusion behaviour and allows for experimentation with the modelled system. The generative nature of the model can also be used in the training of simplified models, which are most often best accepted by the professional public due to their ease of use.

This work was funded by the EU NextGenerationEU through the Recovery and Resilience Plan for Slovakia under the project No. 09I03-03-V04-00275.

References

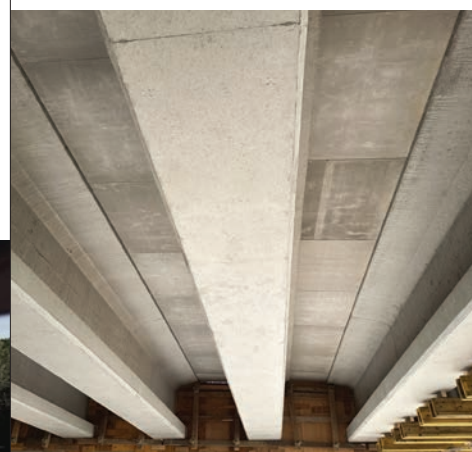
1. M. Collepardi, A. Marcialis, R. Turriziani, Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes, *J. Am. Ceram. Soc.* 55 (1972) 534–535. <https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1972.tb13424.x>.
2. J. Marchand, E. Samson, Predicting the service-life of concrete structures – Limitations of simplified models, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 515–521. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.01.007>.
3. C. Gehlen, M. Bartholomew, C. Edvardsen, M. Ferreira, S. von Greve-Dierfeld, J. Gulikers, S. Helland, G. Markeset, P. McKenna, F. Papworth, B. Pielstick, A. Rahimi, *fib Bulletin 76: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides*, Lausanne, 2015.
4. E. Koenders, K.-I. Imamoto, A. Soive (editors), *Benchmarking Chloride Ingress Models on Real-life Case Studies—Marine Submerged and Road Sprayed Concrete Structures. State-of-the-Art Report of the RILEM TC 270-CIM*, Springer International Publishing, Cham, 2022. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-96422-1>.
5. K. Hong, R. Hooton, Effects of fresh water exposure on chloride contaminated concrete, *Cem. Concr. Res.* 30 (2000) 1199–1207. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00335-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00335-5).
6. J. Bisschop, Y. Schiegg, F. Hunkeler, Modelling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts. Research report No. 676 of the Federal roads office FEDRO (ASTRA), 2016.
7. L. Tang, D. Boubitsas, L. Huang, Long-term performance of reinforced concrete under a de-icing road environment, *Cem. Concr. Res.* 164 (2023) 107039. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.107039>.
8. S. Fjendbo, H.E. Sørensen, K. De Weerd, U.H. Jakobsen, M.R. Geiker, Correlating the development of chloride profiles and microstructural changes in marine concrete up to ten years, *Cem. Concr. Compos.* 131 (2022) 104590. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104590>.
9. P. Schiessl, P. Bamforth, V. Baroghel-Bouny, G. Corley, M. Faber, J. Forbes, C. Gehlen, P. Helene, S. Helland, T. Ishida, G. Markeset, L.-O. Nilsson, S. Rostam, A.J.M. Siemes, J. Walraven, *fib Bulletin 34. Model Code for Service Life Design*, fib. The International Federation for Structural Concrete, 2006. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0034>.
10. L. Tang, A. Lindvall, Validation of models for prediction of chloride ingress in concrete exposed in de-icing salt road environment, *Int. J. Struct. Eng.* 4 (2013) 86. <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2013.050766>.
11. L. Tang, D. Boubitsas, P. Utgenannt, Z. Abbas, Chloride Ingress and Reinforcement Corrosion - After 20 years' field exposure in a highway environment, 2018.
12. L. Tang, Chloride Ingress in Concrete Exposed to Marine Environment – Field data up to 10 years exposure. SP Swedish National Testing and Research Institute Building Technology and Mechanics. SP REPORT 2003:16, 2003.
13. EN 12390-11, Testing hardened concrete – Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion, 2015.
14. J. Gašpárek, P. Paulík, Understanding of the ageing effect of the diffusion coefficient of concrete revealed by a particle simulation, *Structures.* 81 (2025) 110217. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110217>.

Most přes železniční trať u Ravně s deskami CETRIS

V druhé polovině roku 2024 začala výstavba úseku dálnice D3 0312/I Kaplice Nádraží – Nažidla, který leží mezi Českými Budějovicemi a Dolním Dvořištěm – jedním z nejdůležitějších silničních hraničních přechodů mezi Českem a Rakouskem. Prvním z budovaných mostních objektů na této dostavbě je most převádějící dálnici přes železniční trať u obce Raveň. Práce, stavební činnosti nad kolejemi, probíhaly za provozu na trati.

Most je betonový, pětipólový, s celkovou délkou 108 metrů. Nosnou konstrukci tvoří předpjaté železobetonové nosníky typu I. Po osazení

nosníků byly mezi nosníky vloženy cementotřískové desky CETRIS® BASIC ECO tl. 32 mm tvořící ztracené bednění. Navržená technologie výstavby se při maximálním rozpětí hlavního pole 25 m ukázala jako velmi efektivní – zkrátila význačně dobu výstavby a výrazně snížila náklady. Systém ztraceného bednění z cementotřískových desek umožňuje realizaci samotné mostovky bez nutnosti použití provizorních podpěrných konstrukcí. Při betonáži došlo ke spojení betonové směsi s bednicí deskou CETRIS®, po betonáži tak deska CETRIS® zůstává součástí celé konstrukce. Tato aplikace nevyžaduje nutné ošetření vnitřní strany



a hran desek CETRIS® před betonáží, samotná cementotřísková deska CETRIS® je odolná vůči povětrnostním vlivům a je mrazuvzdorná. Pro stanovení potřebné tloušťky desky jsou zpracovány dimenzační tabulky, které najdete na www.cetris.cz. Realizaci provádí firma MI Roads a.s., úsek bude otevřen v letošním roce. ■



CETRIS®

CEMENTOTŘÍSKOVÁ DESKA
www.cetris.cz



Inovatívne využitie hlavových trňov v mostoch

Hlavové trne sa používajú v ocelobetónových alebo spriahnutých konštrukciách od 50. rokov 20. storočia. Už v tomto období preukázal laboratórny výskum praktické výhody a využitie zvarovaných trňov ako spriahajúcich prvkov v spriahnutých nosníkoch na mostoch a v budovách [1]. Trne sa vyznačujú jednoduchou montážou, vysokou odolnosťou a ťažnosťou, čo okrem iného umožňuje využitie teórie plasticity pri návrhu spriahnutých nosníkov.

Innovative applications of headed bars in bridges

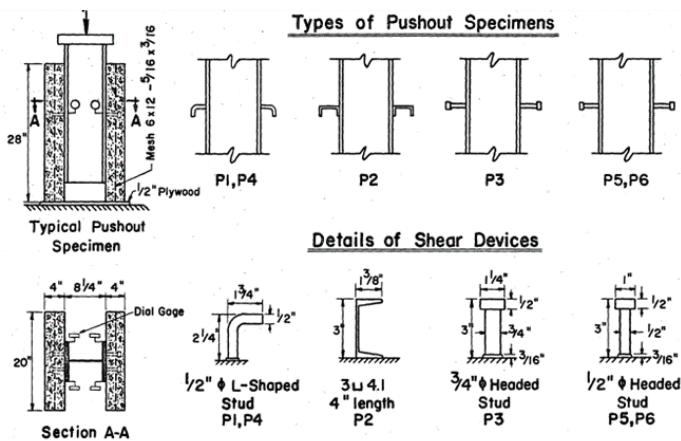
Headed bars have been used in reinforced concrete or composite construction since 1950s. Early research demonstrated practical benefits and applications of welded headed studs as shear connectors in composite beams in bridges and buildings [1]. The studs are characterized by easy installation, high resistance and ductility, thus among others enabling the use of the plasticity theory for the design of composite beams.



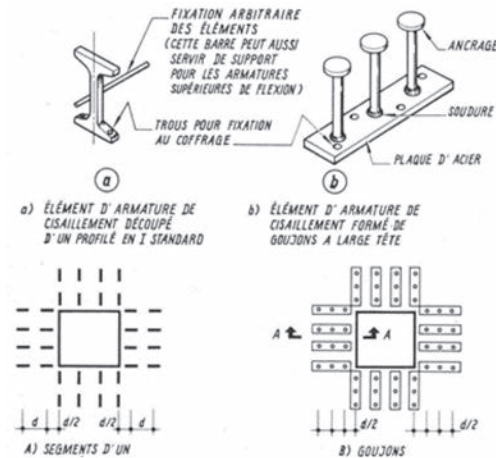
Ján Bujňák

Použitie hlavových trňov ako šmykovej výstuže v doskách bolo prvýkrát navrhnuté a patentované v 70. rokoch 20. storočia autormi Ghali a Dilger [2] v Kanade. Aj podľa nich charakterizuje výstužné prvky s hlavovými trňmi jednoduchšia inštalácia a lepšia odolnosť a ťažnosť v porovnaní s tradičnými výstužnými prvkami, ako sú napríklad strmene.

The use of headed bars as punching shear reinforcement in flat slabs has been first proposed and patented in 1970's by Ghali and Dilger [2]. Here again, reinforcement elements incorporating headed studs are characterized by easier installation and superior resistance and ductility in comparison to traditional reinforcement elements such as stirrups.



Obr. 1 Spriahajúce trne testované v roku 1960 v Lehigh [1]
Fig. 1 Shear studs tested in 1960 at Lehigh [1]



Obr. 2 Vystuženie pomocou šmykových trňov navrhnuté Aminom a Ghali v roku 1979 [2]
Fig. 2 Punching shear reinforcement proposed by Amin and Ghali in 1979 [2]



Obr. 3 Hlavové trně PSB® vyrobené horúcim kovaním
Fig. 3 PSB® Headed bars manufactured by hot forging

Hlavové trně používané v súčasnosti sú najčastejšie vyrobené z hladkých tyčí s kvalitou S355 (priemery až do 16 mm) alebo z betonárskej výstuže kvality B500B pre priemery 12 až 40 mm (obr. 3). Hlavy sa vyrábajú buď kovaním za studena (tyče s malým priemerom), alebo kovaním s ohrevom (malé až veľké priemery tyčí).

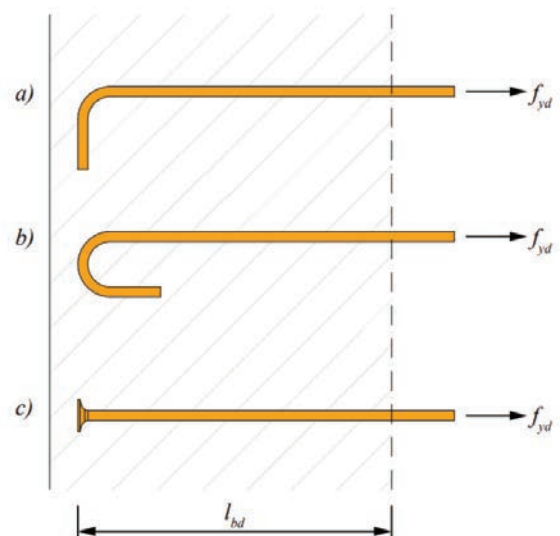
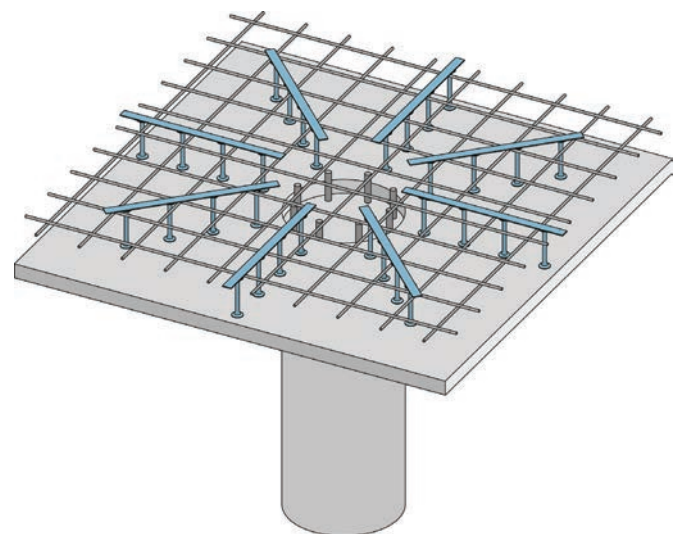
ODPORÚČANIA PRE NÁVRH

Rozvoj praktického využitia hlavových trňov prebiehal paralelne s tvorbou normatívneho rámca na použitie týchto produktov v Európe. Použitie trňov v spriahnutých ocelobetónových konštrukciách bolo predmetom rozsiahleho skúmania už 70 rokov a je dnes regulované Eurokódom EN 1994-1-1 a produktovým štandardom EN ISO 13918. Až donedávna však neexistovala harmonizovaná norma pre návrh hlavových trňov ako šmykovej výstuže do betónu. To bolo kompenzované národnými technickými osvedčeniami (napr. Z 15.1-231 [3], ktorý sa odvolával na DIN 1045-1) a následne Európskymi technickými posúdeniami (napr. ETA 13/0151 [4] pre výstuž PSB® proti porušeniu pretlačením), vydanými na základe rozsiahleho výskumu [5, 6]. Nová generácia EN 1992-1-1 [11] bude obsahovať návrhové pravidlá pre dosky vystužené dvojhlavými trňmi, pričom sa stále odvoláva na Európske technické posúdenia ETA pre hodnotenie kvality a stálosti vlastností konkrétnych stavebných produktov. Eurokód [11] tiež umožní použitie hlavových trňov na kotvenie prútov z betonárskej výstuže, čo dovoľí viaceré nové aplikácie tejto technológie v budovách a mostoch. Vlastnosti trňov navrhnutých v súlade s Eurokódom [11] budú pre konkrétne komerčné výroby deklarované Európskym technickým posúdením ETA, ktoré výrobca vytvára postupom predpísaným v dokumente EAD 160012-01-0301 [7]. Jedným z takýchto produktov, ktoré pokrýva nedávno publikované ETA 21/0463 [8], vyvinutým v spolupráci firiem Peikko a TSUS Košice, je hlavový trň PSB® (obr. 4).

Headed bars used as of today are typically made of smooth bars of quality S355 (diameters up to 16mm) or ribbed reinforcement bars of quality B500B or similar for diameters 12 to 40mm (Fig. 3). The heads are produced either by cold forging (small diameter bars) or hot forging (small to large diameters of bars).

DESIGN RECOMMENDATIONS

The development of practical applications for headed bars went hand in hand with the development of a normative framework for the use of these products in Europe. The use of shear studs in composite construction has been extensively researched and studied for past 70 years and is nowadays regulated by the design standard EN 1994-1-1 and the product standard EN ISO 13918. Until recently, no harmonized European standard was available for the design of headed bars as punching shear reinforcement. The lack of normative framework has been compensated by first local approvals (e.g. Z 15.1-231 [3] that referred to DIN 1045-1) and subsequently by European Technical Assessments (e.g. ETA 13/0151 [4] of PSB® punching shear reinforce-



Obr. 4 Hore: PSB® vystuženie na šmyk (ETA 13/0151 [4]); dolu: PSB® hlava použitá na kotvenie betonárskej výstuže (ETA 21/0463 [8])
Fig. 4 Top: PSB® punching shear reinforcement (ETA 13/0151 [4]); bottom: PSB® end anchor (ETA 21/0463 [8])



Obr. 5 PSB® trne použité pri nadbetonávke mosta, Helsinky, 2022
Fig. 5 PSB® Headed bars use in bridge overlay, Helsinki 2022

INOVATÍVNE VYUŽITIE HLAVOVÝCH TRŇOV PRI NADBETONÁVKE MOSTOV

Trne PSB® sú veľmi praktickým riešením na zvýšenie ohybovej odolnosti existujúcich betónových nosníkov pridaním nadbetonávky. Hlavové trne sa inštalujú do otvorov vyvrtaných do starého betónu (obr. 5), do otvorov sa injektuje malta a po stvrdnutí malty sa odleje vrstva betónu v nadbetonávke. Hlavové trne tak pôsobia ako spriahajúce prvky medzi starým a novým betónom. Návrh zosilnenia je realizovaný podľa EN 1992-1-1. Viac informácií o systéme vrátane požiadaviek na výkon jednotlivých komponentov možno nájsť v literatúre [9]. V porovnaní s tradičnými riešeniami – napr. háčiky ohnuté priamo na mieste – umožňuje použitie prefabrikovaných kotiev s hlavou urýchliť stavebný proces a poskytuje vynikajúce záruky kvality.

INOVATÍVNE VYUŽITIE HLAVOVÝCH TRŇOV V HLAVÁCH PILÓT

Nové schválenie vydané fínskym cestným úradom v roku 2023 [10] umožňuje použitie hlavových trňov PSB® ako výstuže v doskách uložených na pilótach, čo je typická technológia pre výstavbu ciest vo Fínsku. Návrh je realizovaný podľa ETA 13/0151 [4] s ďalšími požiadavkami stanovenými fínskou normou SFS EN 1992-1-1. Prvé referenčné projekty potvrdili praktické výhody tráv s hlavou PSB

ment) based on extensive research [5, 6]. The new generation of EN 1992-1-1 [11] will incorporate design rules for slabs reinforced with doubleheaded studs, while still referring to the ETA's for the assessment of the quality and constancy of performance of the particular building products. The Eurocode [11] will also allow for the use of headed bars as end anchors of reinforcement bars, enabling multiple new applications of the technology in buildings, but also bridges. The characteristics of the bars designed in accordance with the Eurocode [11] shall be assessed by ETA's following EAD 160012-01-0301 [7]. One of such products covered with the recently published ETA 21/0463 [8] is the PSB® headed anchor.

INNOVATIVE USE OF HEADED BARS IN BRIDGE OVERLAYS

Short headed bars are very practical solution for the strengthening of concrete beams by adding overlays. The headed bars are post-installed in holes drilled in the old concrete (Fig. 5), the holes are injected with mortar and the overlay concrete is cast after the hardening of the mortar. The headed bars thus act as connectors between old and new concrete. The design of the strengthening job is done according to EN 1992-1-1. More information about the system, including performance requirements of the different components can be found in literature [9]. In comparison to traditional solutions – e.g. hooks bent on site – the use of prefabricated headed anchors allows to speed up the construction process and offers superior guarantees in terms of quality.

INNOVATIVE USE OF HEADED BARS IN PILE CAPS

A new approval issued by the Finnish road authority in 2023 [10] allows for the use of PSB® headed bars as punching shear reinforcement in pile supported slabs, technology typically used in road or short bridge construction. The design is performed following ETA 13/0151 [4] with additional requirements set by the Finnish standard SFS EN 1992-1-1. First reference projects allowed to confirm practical benefits of PSB headed studs in comparison to



Obr. 6 Trne PSB použité v hlavách pilót, Turku, Fínsko, 2021
Fig. 6 PSB Headed bars used in pile caps, Turku, Finland 2021

v porovnaní s tradičnými riešeniami, konkrétne úsporu času a materiálu (obr. 6).

ZÁVERY

Hlavové trne sú dobre známa technológia, ktorá za posledné desaťročia našla niekoľko praktických využití (šmykové spojenie v spriahnutých nosníkoch, vystužovanie proti pretlačeniu v budovách). Najnovší výskum a normový vývoj [11] otvárajú nové možnosti použitia hlavových trňov pri výstavbe mostov a ciest. Niektoré z týchto možných aplikácií sú ilustrované v tomto článku na referenčných projektoch.

Literatúra

1. Culver, Charles, Paul J. Zarzeczny and George C. Driscoll Jr.: „Tests of composite beams for buildings.“ Fritz Engineering Laboratory Reports 279.2 (1961).
2. Ghali, A., Dilger, W.: Punching reinforcement for concrete floor-slabs. In Swiss Engineers and Architects 105(13), 139 – 143 (1979).
3. Z 15.1-231 PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1. DIBt (2012).
4. ETA 13/0151 PEIKKO PSB punching reinforcement. DIBt (2018).
5. Simões, J. T., Bujnak, J., Ruiz, M. F., & Muttoni, A. Punching shear tests on compact footings with uniform soil pressure. Structural Concrete, 17(4), 603 – 617 (2016).
6. Einpaul, J., Bujnak, J., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. Study on influence of column size and slab slenderness on punching strength. ACI Structural Journal, 113, 135-145 (2016).
7. EAD 160012-01-0301 Headed reinforcement for steel bars. EOTA (2021).
8. ETA 21/0463 PSB® Headed Anchor. TSUS (2024).
9. Sippel, T. M. Verankerungs- und Bewehrungstechnik. 2023 BetonKalender: Wasserundurchlässiger Beton, Brückenbau, 345-413 (2022).
10. Käyttöön soveltuvuuden tekninen arviointi – Peikko PSB lävistysraudoitus teiden Paalulaattarakenteissa. (In Finnish) Tampere (2023).
11. SFS-EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. CEN, 403 p. (2023).

traditional solutions, namely saving of time and material (Fig. 6).

CONCLUSIONS

Headed bars are a well-known technology that over past decades found several practical applications (shear connection in composite beams, punching shear reinforcement in buildings). Latest research and code developments [11] do open new possible use cases for headed bars in bridge and road construction. Some of these possible applications are illustrated in this paper on reference projects.

References

1. Culver, Charles, Paul J. Zarzeczny and George C. Driscoll Jr.: „Tests of composite beams for buildings.“ Fritz Engineering Laboratory Reports 279.2 (1961).
2. Ghali, A., Dilger, W.: Punching reinforcement for concrete floor-slabs. In Swiss Engineers and Architects 105(13), 139 – 143 (1979).
3. Z 15.1-231 PEIKKO PSB Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1. DIBt (2012).
4. ETA 13/0151 PEIKKO PSB punching reinforcement. DIBt (2018).
5. Simões, J. T., Bujnak, J., Ruiz, M. F., & Muttoni, A. Punching shear tests on compact footings with uniform soil pressure. Structural Concrete, 17(4), 603 – 617 (2016).
6. Einpaul, J., Bujnak, J., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. Study on influence of column size and slab slenderness on punching strength. ACI Structural Journal, 113, 135-145 (2016).
7. EAD 160012-01-0301 Headed reinforcement for steel bars. EOTA (2021).
8. ETA 21/0463 PSB® Headed Anchor. TSUS (2024).
9. Sippel, T. M. Verankerungs- und Bewehrungstechnik. 2023 BetonKalender: Wasserundurchlässiger Beton, Brückenbau, 345-413 (2022).
10. Käyttöön soveltuvuuden tekninen arviointi – Peikko PSB lävistysraudoitus teiden Paalulaattarakenteissa. (In Finnish) Tampere (2023).
11. SFS-EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. CEN, 403 p. (2023).

Všetko, čo rozhoduje o kvalite stavby

materiály | konštrukcie | technológie

Predplaťte si STAVEBNÉ MATERIÁLY a získajte spoľahlivého partnera pre každodennú prax. V každom čísle nájdete praktické rady, technické riešenia, stavebné detaily aj odborné pracovné postupy krok za krokom, ktoré vám pomôžu pri rozhodovaní priamo na stavbe. Magazín prináša prehľad noviniek zo stavebného sektora, upozorňuje na časté chyby či poruchy, a ponúka užitočné tipy pre živnostníkov, majstrov aj projektových manažérov.

Vyberte si svoje predplatné



za 12,60 €
na jeden rok
6 vydaní so zľavou 20 %



za 22,50 €
na dva roky
12 vydaní so zľavou 28 %



Viac ako
50
odborných
fotopostupov
ročne

Tunel Višňové – najdlhší cestný tunel na Slovensku

Príspevok detailne opisuje technické riešenie a unikátne prvky tunela Višňové, ktoré boli pri realizácii tohto tunela použité. Text odráža vývoj projektu v čase a zameriava sa na inovatívne riešenia v oblasti vetrania, odvodenia a konštrukcie ostenia.

Višňové Tunnel – the longest road tunnel in Slovakia

This paper provides a detailed description of the technical solutions and unique design elements implemented during the construction of the Višňové Tunnel. The text reflects the project's evolution over time and focuses on innovative solutions in ventilation, drainage and lining construction.



Ján Boltvan



Peter Paločko

Tunel Višňové je časťou diaľnice D1 Višňové – Dubná Skala, ktorá je súčasťou západno-východného dopravného prepojenia krajiny diaľnicou v úseku Bratislava – Trnava – Trenčín – Žilina – Martin – Poprad – Prešov – Košice – Michalovce – Sobrance – štátna hranica SR/UA. Diaľnica zabezpečuje prepojenie medzi úsekmi D1 Lietavská Lúčka – Višňové a Dubná Skala – Turany. Orientácia trasy tunela podľa svetových strán je v osi západ – východ.

Tunel Višňové sa nachádza na území pohoria Malá Fatra (obr. 1). Malá Fatra je 55 km dlhé horské pásmo v severozápadnej časti Slovenska, rozprestierajúce sa na juhovýchod od Žiliny v línii hlavného oblúka Západných Karpát.

Hlavný hrebeň smeruje od juhozápadu na severovýchod. Stred horského pásma je rozdelený korytom rieky Váh. Na tomto mieste vytvorila rieka 12 km dlhé úzke údolie známe pod menom Strečnianska tiesňava. Nadmorská výška horského pásma na trase tunela sa pohybuje v rozmedzí od 800 do 1 300 m n. m.

Tunel Višňové je v súčasnosti nielen najdlhší cestný tunel na území SR (a zároveň 2-rúrový), ale zároveň aj najdlhší tunel na území SR vôbec, bez ohľadu na funkciu tunela. Jeho dĺžka v osi pravej (južnej) tunelovej rúry je 7 475,6 m, v osi ľavej (severnej) tunelovej rúry je to 7 432,91 m.

TECHNICKÉ RIEŠENIE TUNELA

Tunel Višňové je komplexné podzemné dielo, ktorého koncepcia sa postupne vyvíjala v čase na základe meniacich sa podmienok, takisto sa vyvíjajúcich počas jeho prípravy a výstavby.

Výsledná koncepcia tunelového komplexu je primárne tvorená dvomi samostatnými tunelovými rúrami pre každý smer jazdy v kategórii 2T-7,5, s výškou prejazdneho

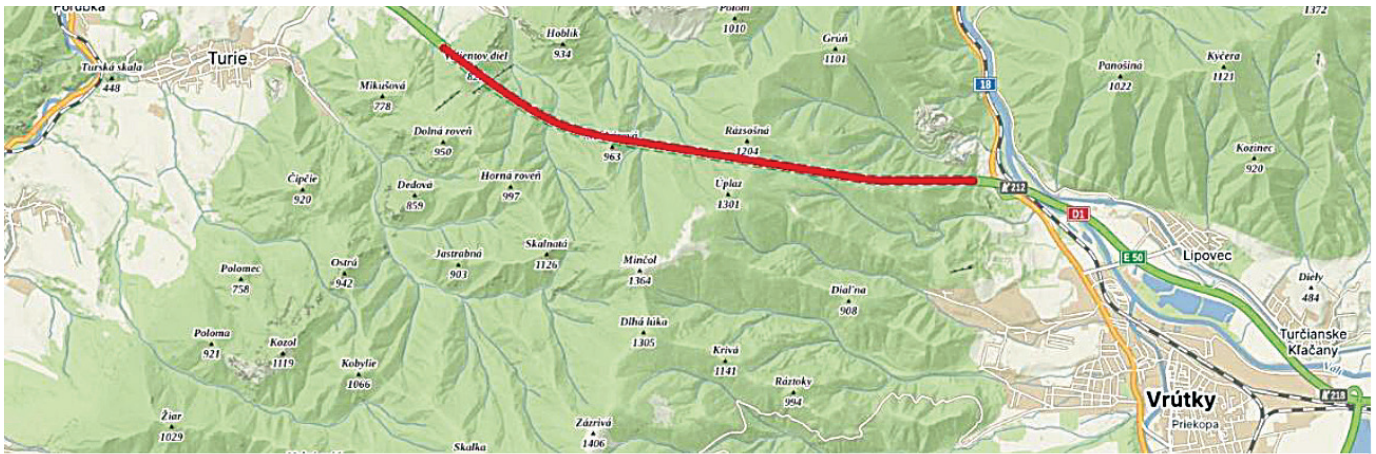
The Višňové Tunnel is a part of the D1 motorway section Višňové – Dubná Skala, which constitutes a segment of the West-East motorway connection Bratislava – Trnava – Trenčín – Žilina – Martin – Poprad – Prešov – Košice – Michalovce – Sobrance – SR/UA state border. The motorway provides a connection between the D1 sections Lietavská Lúčka – Višňové and Dubná Skala – Turany. Geographically, the tunnel alignment follows a West-East axis.

The Višňové Tunnel is situated within the Malá Fatra mountain range (Fig. 1). The Malá Fatra is a 55 km long mountain range in northwestern Slovakia, extending southeast of Žilina along the main arc of the Western Carpathians. The main ridge is oriented from southwest to northeast. The centre of the mountain range is intersected by the Váh River, which has formed a 12 km long narrow valley known as the Strečno Gorge (Strečnianska tiesňava). The surface elevation above the tunnel alignment ranges from 800 to 1,300 m a. s. l.

At present, the Višňové Tunnel is not only the longest road tunnel in the Slovak Republic (and a twin-tube system) but also the longest tunnel overall in Slovakia, regardless of its function. Its length along the axis of the Right (Southern) Tunnel Tube is 7,475.6 m, and along the axis of the Left (Northern) Tunnel Tube, it is 7,432.91 m.

TECHNICAL DESIGN OF THE TUNNEL

The Višňové Tunnel is a complex underground structure, the concept of which has gradually evolved over time in response to changing requirements during its design and construction stages. The final design of the tunnel complex primarily consists of two separate tunnel tubes for each direction of travel, categorized as 2T-7.5, with a vertical clear-



Obr. 1 Poloha tunela Višňové na medzi Žilinou a Martinom (zdroj: mapy.com)
 Fig. 1 Location of the Višňové Tunnel between Žilina and Martin (source: mapy.com)

prierezu 4,8 m, so šírkou chodníkov 1 m a svetlou výškou nad chodníkom 2,2 m. Súčasťou tunelového komplexu je ďalej 29 priečných prepojení medzi samotnými tunelovými rúrami, vetracou šachtou, ktorá je s tunelovými rúrami prepojená vetracími kanálmi, a odvodňovacou štôľňou, do ktorej je zaústovaná rubová drenáž tunela a ktorá je prepojená s priečnymi prepojeniami 10 servisnými prielezmi.

Tunelové rúry

Tunelové rúry boli vybudované v portálových častiach ako hĺbené tunely. Zvyšná dĺžka oboch tunelových rúr je tvorená razeným tunelom. Razený tunel bol budovaný dvomi technológiami, primárne technológiou ADECO-RS (Analysis of Controlled DEformation in Rocks and Soils), menšia časť bola razená technológiou NRTM (Nová rakúska tunelovacia metóda). Použitie je štandardné dvojplášťové ostenie s medzilahlou hydroizoláciou a otvoreným hydroizolačným systémom. Profil tunela je pre územie SR neštandardne tvorený z dvoch základných priečných rezov (vzhľadom na líc ostenia), a to priečnym rezom bez medzistropu a priečnym rezom s medzistropom (obr. 2).

Tento prístup vychádzal z pôvodnej koncepcie polopriečného vetrania, podľa ktorej mali byť prvé dve tretiny tunela odvetrávané vetracou šachtou, kým zvyšná tretina mala využívať vzduchotechnický kanál oddelený medzistropom (obr. 5).

Neskôr počas budovania tunela bola táto koncepcia prehodnotená, tunel má v konečnom riešení pozdĺžne vetranie, pričom samotný medzistrop na oddelenie vzduchotechnického kanála od dopravného priestoru nebol vybudovaný. Okrem základných priečných rezov tunela sú v tunelových rúrach použité zväčšené profily v miestach núdzových zálivov, takisto dva typy, a to bez medzistropu a s medzistropom (obr. 2). Rovnako ako v základných profiloch, ani tu nebol medzistrop vybudovaný, s výnimkou núdzového zálivu č. 3 v oboch tunelových rúrach.

Po dĺžke tunela je rozmiestnených spolu 10 núdzových zálivov v každej tunelovej rúre v maximálnej vzájomnej vzdialenosti 750 m. Núdzové zálivy v jednotlivých tunelových rúrach sú navzájom prepojené prejazdými priečnymi prepojeniami. Profily núdzových zálivov sú po dĺžke tunela z hľadiska typu prierezu rovnaké ako profily základných priečných rezov s výnimkou núdzového zálivu č. 3 v oboch tunelových rúrach, v ktorom je použitý profil

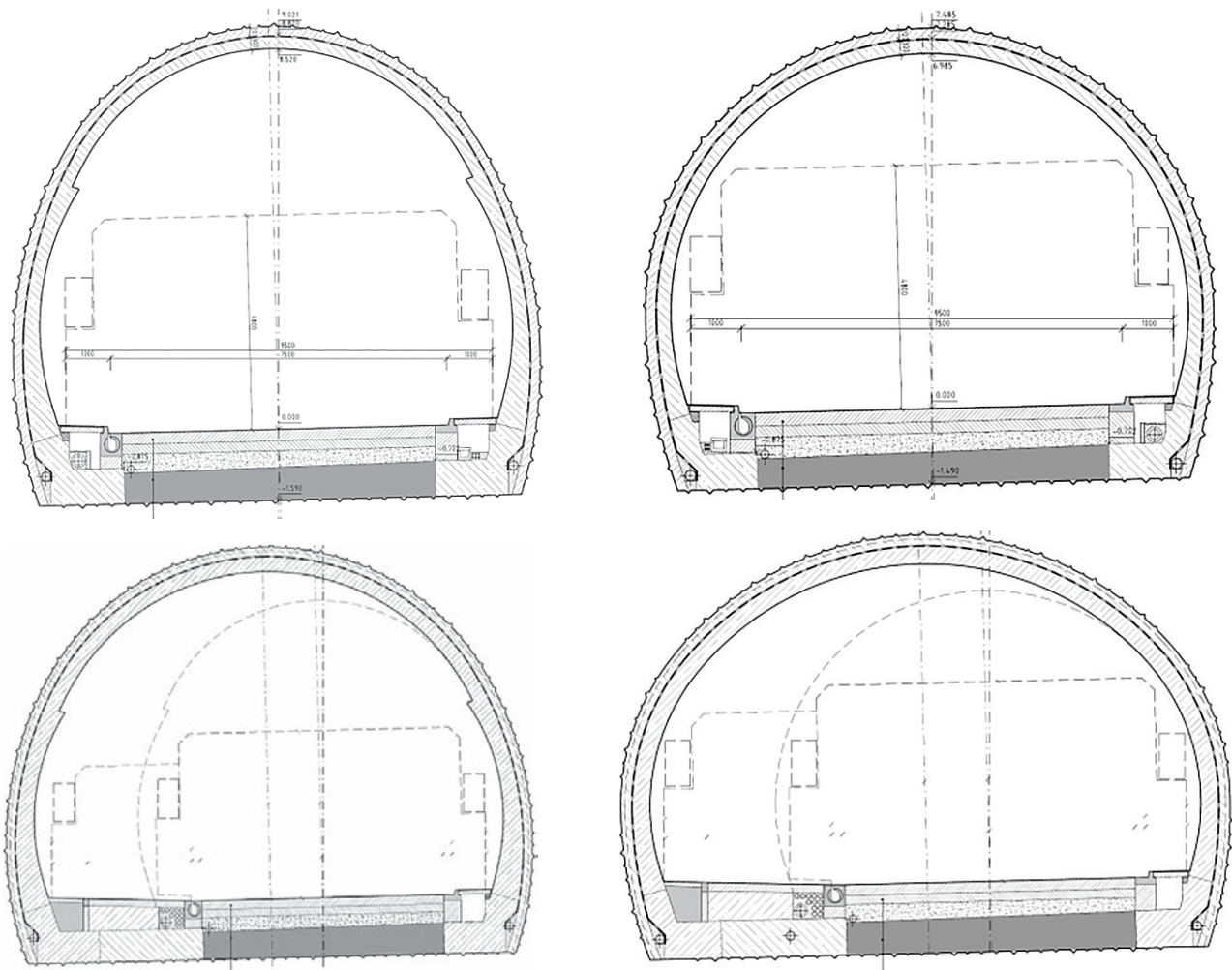
ance of 4.8 m, 1 m wide sidewalks, and a 2.2 m headroom above the sidewalks. The tunnel complex further includes 29 cross-passages between the main tunnel tubes, a ventilation shaft connected to the tubes via ventilation ducts, and a drainage tunnel. The tunnel's peripheral drainage leads into this drainage tunnel. The drainage tunnel is connected to the cross-passages by 10 service access shafts.

Tunnel tubes

The portal sections of the tunnel tubes were constructed using the cut-and-cover method. The remaining length of both tubes consists of mined (bored) tunnel sections: primarily the ADECO-RS (Analysis of Controlled DEformation in Rocks and Soils) approach, and a smaller portion was excavated using NATM (New Austrian Tunnelling Method). A standard double-shell lining with an intermediate waterproofing membrane and an open-drainage waterproofing system is utilized.

This approach stemmed from the original semi-transverse ventilation concept, where the first two-thirds of the tunnel were to be ventilated via a shaft, while the remaining third was to utilize a ventilation duct separated by a false ceiling (Fig. 5). Later during construction, this concept was revised; the final solution employs longitudinal ventilation, and the false ceiling intended to separate the ventilation duct from the traffic space was not installed. In addition to the standard profiles, enlarged profiles are used at emergency lay-bys, which also feature two types: with and without a false ceiling (Fig. 2). As with the standard profiles, the false ceiling was not constructed, except for Emergency Lay-by No. 3 (NZ3) in both tunnel tubes. There are 10 emergency lay-bys distributed along the length of each tunnel tube, with a maximum spacing of 750 m. The lay-bys in both tubes are interconnected by drive-through cross-passages. The profiles of the emergency lay-bys follow the same cross-sectional logic as the basic sections, with the exception of Lay-by No. 3 in both tubes, where a profile with a false ceiling is used to facilitate the connection of ventilation ducts to the tunnel tubes at these locations.

The secondary lining consists of 631 blocks in the Southern Tube and 632 blocks in the Northern Tube. The standard and maximum block length is 12 m, supplemented by shortened blocks of various lengths (min. 2.4 m).



Obr. 2 Vzorový priečný rez tunelom – vľavo hore s medzistropom, vpravo hore bez medzistropu; vzorový priečný rez núdzovým zálivom – vľavo dole s medzistropom, vpravo dole bez medzistropu
 Fig. 2 Typical tunnel cross-sections – top left with a false ceiling, top right without a false ceiling; typical emergency lay-by cross-sections – bottom left with a false ceiling, bottom right without a false ceiling

s medzistropom z dôvodu napojenia vetracích kanálov na tunelové rúry v mieste týchto núdzových zálivov.

Sekundárne ostenie tunela je vybudované celkom zo 631 blokov v južnej tunelovej rúre a 632 blokov v severnej tunelovej rúre. Štandardná a zároveň maximálna dĺžka bokov je 12 m, doplnkovo sú použité skrátené bloky s rôznymi dĺžkami, minimálne 2,4 m.

Okrem portálových blokov sú všetky bloky súčasťou razeného tunela, čo znamená, že v každej tunelovej rúre sú len dva bloky hĺbeného tunela, na každom portáli po jednom. Dĺžka všetkých 4 hĺbených blokov je jednotná, 8 m. Neštandardné je zasunutie blokov do razeného tunela, čo znamená, že rozhranie medzi sekundárnym ostením razenej časti tunela a ostením hĺbeného tunela nie je na začiatku primárneho ostenia razeného tunela, ale je posunuté mierne do razeného tunela v rôznej dĺžke pre každý blok s maximálnou hodnotou zasunutia cca 2,5 m. K zmene profilu (prechod na variant s medzistropom) dochádza od bloku S400 (severná rúra), resp. J399 (južná rúra).

V tuneli sa nachádzajú 3 typy výklenkov. Najmenší je výklenok typu CV na čistenie drenáže, následne je použitý združený výklenok typu SOS, v ktorom sa nachádza SOS kabína, čistiaca šachta drenážneho odvodnenia a hydrant. a najväčší je výklenok typu RV, resp. AV, kde sú okrem čistiacej šachty drenážneho odvodnenia umiestnené

Apart from the portal blocks, all blocks are part of the mined tunnel, so each tube contains only two cut-and-cover blocks (one at each portal). The length of all four cut-and-cover blocks is uniform at 8 m. An unconventional feature is the recession of these blocks into the mined tunnel; the interface between the mined secondary lining and the cut-and-cover lining is not at the start of the primary support but is shifted slightly into the mined section by varying lengths, up to a maximum of approximately 2.5 m.

The transition to the false ceiling variant begins at block S400 (Northern Tube) and J399 (Southern Tube).

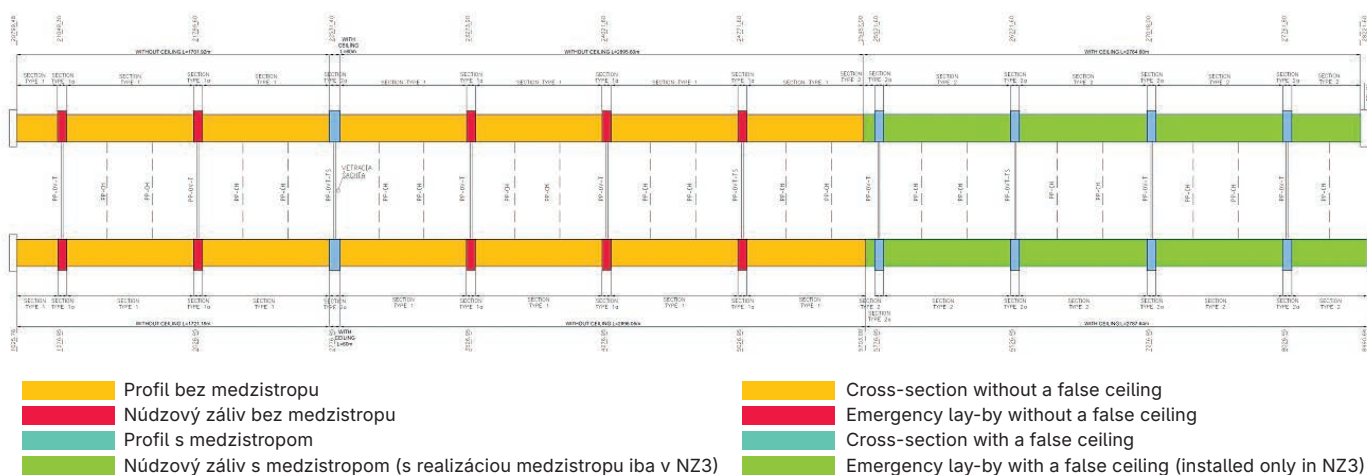
Three types of niches are located within the tunnel:

- ▶ CV Type: smallest niche for drainage cleaning,
- ▶ SOS Type (Combined): contains an SOS cabin, a drainage cleaning shaft, and a fire hydrant,
- ▶ RV/AV Type: largest niche; in addition to the drainage cleaning shaft, it houses pressure-reducing valves for the fire water main (RV) or air release valves (AV).

SOS cabins are provided at each emergency lay-by.

The following basic parameters for concrete and reinforcement were used for the secondary lining of the mined tunnel:

- ▶ secondary lining concrete: C30/37,
- ▶ false ceiling concrete (in NZ3): C30/37,
- ▶ steel reinforcement: B500B.



Obr. 3 Schéma tunela podľa použitého profilu

Fig. 3 Tunnel layout diagram by cross-sectional profile types

aj redukčné ventily protipožiarneho vodovodu (RV) a vzdušníky (AV). Na začiatku každého núdzového zálivu sa nachádza SOS kabína.

Pre sekundárne ostenie razeného tunela je použitý betón a výstuž s nasledujúcimi základnými parametrami:

- ▶ betón sekundárneho ostena: C30/37
- ▶ betón medzistropu v NZ3: C30/37
- ▶ ocelová výstuž: B500 B

Pre úsek tunela do 600 m od portálu je použitý betón s triedami vplyvu prostredia XF4, XC3, v ostatných častiach tunela je použitý betón triedy XF2, XC3. Minimálne krytie výstuže je 40 mm na strane dopravného priestoru. Pre základové pásy hĺbených blokov tunela je použitý betón triedy C30/37 – XC4, XD2, XF2, XA2(SK) – Cl0,2 – Dmax16 – S4 a pre horné klenby hĺbeného tunela je použitý betón triedy C35/45 – XC4, XD3, XF4(SK) – Cl0,2 – Dmax16 – S4.

Požiarne odolnosť konštrukcie bola stanovená ako pre cestný tunel kategórie 1 podľa TP 11/2011 Protipožiarne bezpečnosť cestných tunelov.

Minimálna hrúbka betónu hornej klenby je 300 mm v základnom priečnom reze, 450 mm v profile núdzového zálivu a 350 mm na portálových blokoch. Prevažná väčšina blokov sekundárneho ostena tunela je zhotovená z prostého betónu, z vystuženého betónu sú len bloky v nepriaznivejších geologických pomeroch, teda hlavne v priportálových oblastiach, v miestach tektonických porúch a samotné bloky hĺbeného tunela. V blokoch z prostého betónu bolo použité konštrukčné vystuženie na obmedzenie trhlin v základových pásoch a na vnútornom povrchu vrcholu klenby, ale iba v niektorých častiach tunela, a tam, kde sa pôvodne uvažovalo o použití medzistropu, sú vystužené ozuby na osadenie medzistropu.

Priečne prepojenia

V tuneli je vybudovaných celkovo 29 priečných prepojení. Špecifikom priečných prepojení v tuneli Višňové je, že ich výškové vedenie nie je vždy priame z jednej tunelovej rúry do druhej. Z dôvodu preklenutia odvodňovacej štólne bolo nutné viesť niektoré priečne prepojenia v stúpaní v smere od tunelových rúr k vrcholovému zlomu nad odvodňovacou štólňou (obr. 4). Táto úprava je výrazná najmä v priečných prepojeniach v blízkosti portálových oblastí, kde nebolo možné niveletu tunela upraviť tak, aby bola

For the sections up to 600 m from the portals, concrete with environmental exposure classes XF4 and XC3 was used; in other parts, XF2 and XC3 were applied. The minimum reinforcement cover is 40 mm on the traffic space side.

For the foundation blocks of the cut-and-cover blocks, concrete grade C30/37 – XC4, XD2, XF2, XA2(SK) – Cl0,2 – Dmax16 – S4 was used, while for the top arches of the cut-and-cover tunnel, C35/45 – XC4, XD3, XF4(SK) – Cl0,2 – Dmax16 – S4 was used.

The fire resistance of the structure was determined for a Category 1 road tunnel according to TP 11/2011 (Fire Safety of Road Tunnels).

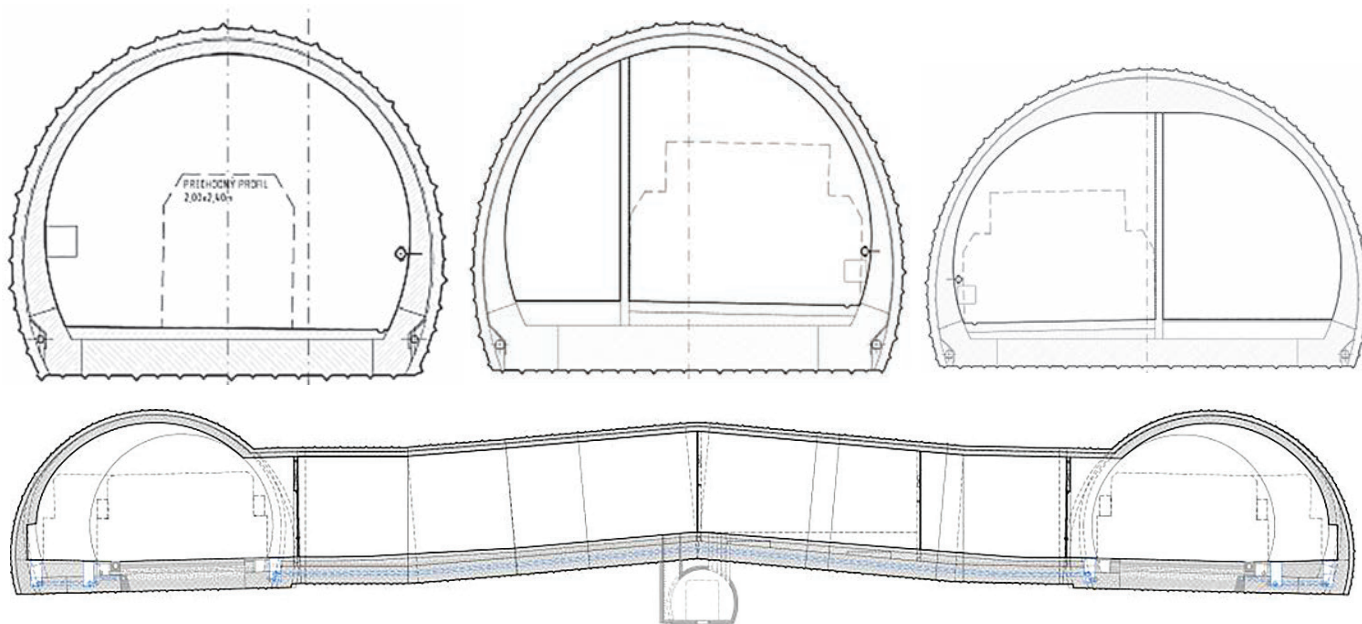
The minimum thickness of the top arch concrete is 300 mm for the standard cross-section, 450 mm for the emergency lay-by profile, and 350 mm for the portal blocks. The vast majority of secondary lining blocks are made of plain concrete; reinforced concrete is used only in blocks situated in unfavourable geological conditions (mainly portal areas and tectonic fault zones) and for the cut-and-cover blocks themselves. In plain concrete blocks, structural reinforcement was used to limit cracking in the foundation strips and on the inner surface of the crown, but only in certain parts of the tunnel. In sections where a false ceiling was originally planned, the corbels (lugs) for supporting the ceiling are reinforced.

Cross-passages

A total of 29 cross-passages have been constructed in the tunnel. A specific feature of the cross-passages in the Višňové Tunnel is that their vertical alignment is not always a direct line from one tunnel tube to the other. To clear the drainage tunnel, it was necessary to design some cross-passages with a gradient rising from the main tunnels toward a peak located above the drainage tunnel (Fig. 4). This adjustment is particularly prominent in cross-passages near the portal areas, where it was not possible to adjust the tunnel's gradient (longitudinal profile) to maintain a sufficient vertical clearance relative to the drainage tunnel's elevation.

In terms of their cross-sectional arrangement, three types of profiles are used (Fig. 4):

- ▶ Smallest profile (Type PP-CH): Serves exclusively as an emergency exit for pedestrians. This profile is used for



Obr. 4 Priechne rezy priečných prepojení: vľavo hore typ PP-CH, v strede hore PP-OV-T, vpravo hore PP-OV-T-TS, dole pozdĺžny rez priečnym prepojením č. 1
 Fig. 4 Cross-sections of the cross-passages: top left Type PP-CH, top center Type PP-OV-T; top right Type PP-OV-T-TS, bottom longitudinal section of cross-passage No. 1

v dostatočnom výškovom rozdiel vzhľadom na niveletu odvodňovacej štôľne.

Z hľadiska priečného usporiadania priečných prepojení sú použité 3 typy priečného rezu (obr. 4):

► Najmenší profil je použitý na priečných prepojeniach typu PP-CH, ktoré slúžia iba ako úniková cesta pre peších. Tento typ profilu je použitý celkom na 19 priečných prepojeniach, ktoré prepájajú tunelové rúry mimo núdzových zálivov v štandardnom profile tunela.

► Stredne veľký profil je okrem prechodu peších medzi tunelovými rúrami určený aj na prejazd vozidiel záchranných zložiek a je situovaný ako spojnica núdzových zálivov medzi oboma tunelovými rúrami s výnimkou núdzových zálivov č. 3, 6 a 8. Tento typ priečného prepojenia je označený ako PP-OV-T. Celkovo je v tuneli 7 priečných prepojení tohto typu, pričom v každom z týchto prepojení sa nachádza menšia technologická miestnosť, v ktorej je osadené technologické vybavenie tunela.

► Najväčší profil je použitý na prepojeniach medzi núdzovými zálivmi č. 3, 6 a 8. Typ PP-OV-T-TS sa vyznačuje tým, že toto priečne prepojenie je prejazdné a navyše, technologické miestnosti sú po celej dĺžke týchto priečných prepojení. Geometria vnútorného obrysu priečného rezu tohto typu prepojenia vychádza z geometrie typu PP-OV-T – použité sú rovnaké oblúky, ibaže vo vrchole je pridaný priamy úsek, ktorý zväčšuje šírku priečného prepojenia.

V priečných prepojeniach boli použité betóny s rovnakými špecifikáciami ako v tunelových rúrach.

Minimálna hrúbka betónu hornej klenby je 250 mm pri type PP-CH a 300 mm pri typoch PP-OV-T a PP-OV-T-TS. Tak ako pri samotných tunelových rúrach, väčšina sekundárneho ostena priečných prepojení je zhotovená z prostého betónu; z vystuženého betónu sú štandardne zárodky priečných prepojení a len niekoľko blokov v horších geologických pomeroch. V mieste kríženia s odvodňovacou štôľňou boli v prípade nízkeho nadložia medzi odvodňovacou štôľňou a priečnym prepojením vystužené základové

19 cross-passages connecting the main tubes within the standard profile sections.

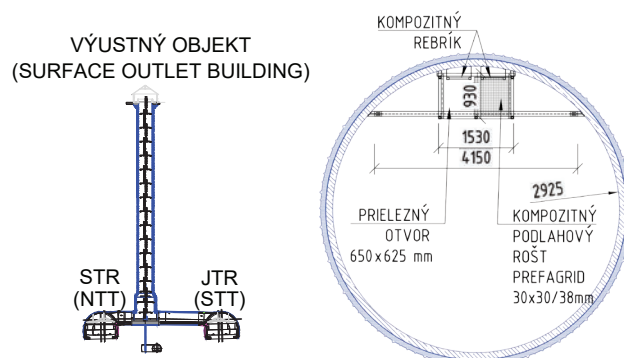
► Medium profile (Type PP-OV-T): Designed for both pedestrian passage and the transit of emergency services vehicles. These are situated as connections between emergency lay-bys in both tubes, with the exception of lay-bys No. 3, 6, and 8. There are 7 such cross-passages, each containing a small technical room for tunnel technology systems.

► Largest profile (Type PP-OV-T-TS): Used for connections between emergency lay-bys No. 3, 6, and 8. In addition to being drive-through, these feature technical rooms along their entire length. The geometry of the inner lining for this type is based on the PP-OV-T - type using the same radii - but with a straight section added at the crown to increase the overall width.

The concrete specifications used for the cross-passages are identical to those in the main tunnel tubes.

The minimum thickness of the top arch concrete is 250 mm for type PP-CH and 300 mm for types PP-OV-T and PP-OV-T-TS. Similar to the main tubes, the majority of the secondary lining in the cross-passages is made of plain concrete.

Reinforced concrete is typically used for the junctions



Obr. 5 Vľavo priečný rez tunelom a vetracou šachtou, vpravo pôdorys vetracej šachty
 Fig. 5 Left cross-section of the tunnel and ventilation shaft, right plan view of the ventilation shaft

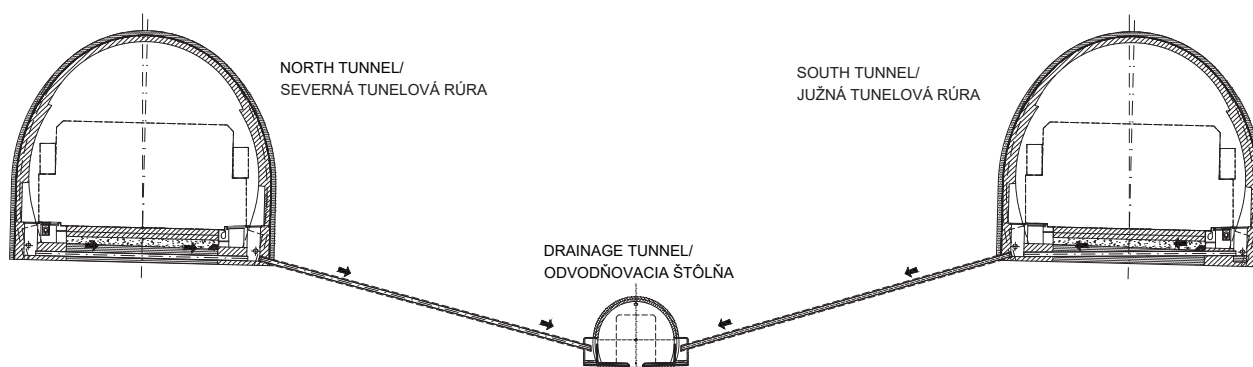
konštrukcie. V blokoch z prostého betónu sa použilo konštrukčné vystuženie na obmedzenie trhlín v základových pásoch, ale iba v niektorých častiach tunela.

Vetracia šachta

Vetracia šachta bola vybudovaná na základe prvotného riešenia vetrania v prvej fáze výstavby tunela a mala slúžiť na odsávanie vzduchu z úseku tunela s profilom bez medzistropu, teda po bloky S400 a J399. V dôsledku zmien v dodávateľskom reťazci stavby počas výstavby tunela a následného prehodnotenia koncepcie vetrania vo finálnom riešení tejto koncepcie vetracia šachta nie je zahrnutá. Vzhľadom na to, že tieto zmeny nastali v čase, keď už bola vetracia šachta aj s vetracími kanálmi takmer dobudovaná, je možné v budúcnosti v prípade potreby jej využitie prehodnotiť a opäť ju zaradiť do koncepcie vetrania tunela po nevyhnutných technických úpravách. V súčasnosti slúži táto časť tunela len na inšpekčné účely. Na tento účel bolo vo vetracej šachte vybudované lezné oddelenie, ktoré tvorí 16 revíziých plošín, štandardne od seba vzdialených 6 m, ktoré sú navzájom prepojené pomocou rebríkov. Z dôvodu čo najvyššej životnosti a najnižších nákladov na údržbu je lezné oddelenie s výnimkou kotvenia a spojovacích prvkov vytvorené z kompozitných materiálov, ostatné prvky sú z nehrdzavejúcej ocele triedy A2. Objekt vetracej šachty zahŕňa okrem samotnej vetracej šachty vetracie kanály, ktorými je vetracia šachta napojená na núdzové zálivy č. 3 v oboch tunelových rúrach (obr. 5). Vnútorň priemer vetracej šachty je 5,85 m, v spodnej časti je zväčšený na 7,8 m. Výška šachty je 95,4 m od úrovne pochôdznej plochy na dne šachty po vyústenie šachty vo výstomnom objekte. Ostenie vetracej šachty aj vetracích kanálov je dvojvrstvé s medzilahlou hydroizoláciou, primárne ostenie je zo striekaného betónu triedy C30/37 s rozptýlenou výstužou a sekundárne ostenie je z rovnakého betónu, ako majú tunelové rúry a priečne prepojenia, no oproti tunelovým rúram a priečnym prepojeniam ide o vystužený betón.

Odvodňovacia štôľňa

Zmena koncepcie drenážneho odvodnenia tunela Višňové si vyžiadala zmenu funkcie pôvodnej prieskumnej štôľne, ktorá mala zaniknúť vyrazením južnej tunelovej rúry, na funkciu drenážnej štôľne. Odvodňovacia štôľňa tunela Višňové sa nachádza medzi severnou a južnou tunelovou rúrou v celej dĺžke tunela (obr. 6). Slúži na prevádzanie horninovej vody z rubovej drenáže tunelových rúr do oblasti portálov tunela Višňové.



Obr. 6 Štandardná poloha odvodňovacej štôľne vzhľadom na polohu tunelových rúr
Fig. 6 Standard layout of the drainage gallery relative to the tunnel tubes

(break-out zones) of the cross-passages and for a few blocks in poorer geological conditions. At the intersection with the drainage tunnel, where the overburden between the drainage tunnel and the cross-passage is low, the foundation structures were reinforced. In plain concrete blocks, structural reinforcement was used to limit cracking in the wall footings, though only in certain sections of the tunnel.

Ventilation shaft

The ventilation shaft was constructed based on the initial ventilation design during the first phase of tunnel construction. It was intended to extract air from the tunnel sections without a false ceiling (up to blocks S400 and J399). Due to changes in the project's supply chain and a subsequent re-evaluation of the ventilation concept, the shaft is not included in the final ventilation system of the Višňové Tunnel.

However, since these changes occurred when the shaft and its ventilation ducts were nearly complete, its potential use could be re-evaluated in the future after necessary technical modifications. Currently, this part of the tunnel serves only for inspection purposes. For this reason, an inspection ladder system (climbing section) was installed within the shaft, consisting of 16 inspection platforms spaced 6 m apart and interconnected by ladders. To ensure maximum service life and minimum maintenance costs, this system is made of composite materials, except for the anchoring and connecting elements, which are made of A2-grade stainless steel. The ventilation shaft structure consists of the shaft itself and the ventilation ducts (galleries) that connect the shaft to Emergency Lay-bys No. 3 in both tunnel tubes (Fig. 5). The internal diameter of the ventilation shaft is 5.85 m, enlarged to 7.8 m at the bottom. The shaft height is 95.4 m, measured from the walkway level at the bottom to the shaft's termination at the surface outlet building. The lining of both the shaft and the ventilation ducts is a double-shell system with an intermediate waterproofing membrane. The primary lining consists of fiber-reinforced sprayed concrete (shotcrete) grade C30/37, while the secondary lining uses the same concrete grade as the main tunnel tubes and cross-passages. Unlike the main tubes and cross-passages, the secondary lining of the shaft and ducts is fully reinforced.

Drainage gallery

A change in the drainage concept of the Višňové Tunnel necessitated a functional conversion of the original exploratory gallery. Originally intended to be backfilled or removed during the excavation of the southern tunnel tube, it was instead repurposed as a drainage gallery.

Odvodňovaciu štôľňu tvoria 4 úseky v závislosti od použitej metódy razenia a od obdobia, keď bola daná časť vyrazená:

1. dobudovaná časť odvodňovacej štôľne od západného portálu, metóda razenia NRTM, dĺžka úseku je 292,03 m;
2. pôvodná časť prieskumnej štôľne, metóda razenia NRTM, dĺžka úseku je 2 799,78 m,
3. pôvodná časť prieskumnej štôľne, metóda razenia TBM (razenie tunelovacím strojom), dĺžka úseku je 3 800,22m;
4. dobudovaná časť odvodňovacej štôľne od východného portálu, metóda razenia NRTM, dĺžka úseku je 554,72 m.

Celková dĺžka štôľne je 7 446,75 m.

V odvodňovacej štôľni je zriadený trvalý odberný objekt na zásobovanie nádrže požiarneho vodovodu vodou a trvalý odberný objekt na zásobovanie technologickej centrály na západnom portáli pitnou vodou. V odvodňovacej štôľni sa nachádza 10 vertikálnych servisných prestupov na údržbu tunela do prejazdnych priečných prepojení (v mieste núdzových zálivov), v priestore zaústenia odvodňovacích vrtov sa nachádzajú OV výklenky.

Priechodný prierez odvodňovacej štôľne je navrhnutý so šírkou 1,8 m a výškou 2,2 m. Vnútorňý tvar variuje podľa metódy razenia takto:

1. pôvodná časť prieskumnej štôľne – úsek razený TBM: kruhový profil s polomerom 1,55 m;
2. pôvodná časť prieskumnej štôľne – úsek razený NRTM: profil s dvojitým polomerom (1,75 – 2,4 m);
3. dobudovaná časť odvodňovacej štôľne – úsek razený NRTM: profil s dvojitým polomerom (1,675 – 2,325 m).

V osi odvodňovacej štôľne sa v dne nachádza odvodňovací kanál s rôznym prierezom v závislosti od úseku štôľne, ktorým je odvádzaná podzemná voda do oblasti portálov. Konštrukcia razenej časti odvodňovacej štôľne pozostáva z dvojvrstvového ostenia s medzilahlou drenážnou a izolačnou vrstvou. Špecifikácie použitých betónov sú rôzne v závislosti od obdobia budovania konkrétnej časti konštrukcie a platných noriem v danom období. Sekundárne ostenie odvodňovacej štôľne tvorí striekaný betón triedy C30/37. Sekundárne ostenie je realizované iba v úsekoch štôľne s nepriaznivými geologickými pomermi a v novobudovaných portálových úsekoch štôľne. Na ochranu únikovej štôľne proti podzemnej vode je navrhnutý otvorený systém hydroizolácie. Izoláciu tvoria pásy nopovej fólie so šírkou 500 mm osadené lokálne v miestach prítokov podzemnej vody cez primárne ostenie. Sústredené prítoky podzemnej vody sú zvedené cez krátky odvodňovací vrt a flexibilnou hadicou do odvodňovacieho kanála v dne štôľne.

SÚHRN ŠPECIFICKÝCH TECHNICKÝCH RIEŠENÍ V TUNELI VIŠŇOVÉ

V tuneli Višňové boli použité rôzne technické riešenia, ktoré sú pri výstavbe tunelov na Slovensku neštandardné. Tieto riešenia vyplynuli okrem iného aj z postupných iterácií pri hľadaní finálneho technického riešenia tunela, ktoré prebiehali vo významnej miere ešte aj počas samotnej výstavby tunela. Toto sú najvýznamnejšie z nich:

1. Dva základné profily tunela – s medzistropom a bez medzistropu, pričom medzistrop v záverečnom riešení nebol aplikovaný s výnimkou núdzového zálivu č. 3.
2. Pracovná škára medzi základom sekundárneho ostenia a hornou klenbou je umiestnená v úrovni chodníka,

The drainage gallery is located between the northern and southern tunnel tubes along the entire length of the tunnel (Fig. 6). Its primary function is to divert groundwater from the rear drainage (back-of-lining drainage) of the main tunnel tubes to the portal areas. The drainage gallery consists of four sections, depending on the excavation method and the period of construction:

1. new section from the West Portal: NATM (New Austrian Tunnelling Method), length 292.03 m;
2. original exploratory gallery section: NATM, length 2,799.78 m;
3. original exploratory gallery section: TBM (Tunnel Boring Machine), length 3,800.22 m;
4. new section from the East Portal: NATM, length 554.72 m.

The total length of the gallery is 7,446.75 m.

The drainage gallery features permanent intake points for the fire protection system and the drinking water supply for the Tunnel Control Centre on the West Portal. There are 10 vertical service shafts providing access for tunnel maintenance into the drive-through cross-passages (at the emergency lay-bys). Additionally, OV niches are located at the discharge points of the drainage boreholes.

Internal clearance envelope of the drainage gallery is designed with a width of 1.8 m and a height of 2.2 m. The internal geometry varies by excavation method as follows:

1. original TBM section: circular profile with a radius of 1.55 m;
2. original NATM section: double-radius profile (1.75 – 2.4 m);
3. new NATM section: double-radius profile (1.675 – 2.325 m).

A drainage channel of varying cross-sections is located along the centerline of the gallery floor to discharge groundwater to the portals.

The lining of the excavated sections consists of a double-shell system with an intermediate drainage and insulation layer. Concrete specifications vary depending on the construction period and the standards in force at that time. The secondary lining of the drainage gallery consists of C30/37 grade shotcrete. This lining is installed only in sections with adverse geological conditions and in the newly constructed portal sections. An open waterproofing system is used to protect the gallery from groundwater. The insulation consists of dimpled membrane strips (500 mm wide) installed locally at groundwater inflow points through the primary lining. Concentrated groundwater inflows are diverted via short drainage boreholes and flexible hoses into the drainage channel at the floor.

SUMMARY OF SPECIFIC TECHNICAL SOLUTIONS IN THE VIŠŇOVÉ TUNNEL

The Višňové Tunnel incorporates various technical solutions that are non-standard for tunnel construction in Slovakia. These solutions resulted, among other factors, from successive iterations in search of the final design, which continued to a significant extent even during the construction phase. The most notable features include:

1. Two basic tunnel profiles – with and without a false ceiling; ultimately, the false ceiling was not implemented, except for Emergency Lay-by No. 3.
2. Construction joint location – the joint between the secondary lining foundation (wall footing) and the upper

- rubová drenáž je v úseku profilu s medzistropom umiestnená vysoko.
3. Využitie pôvodnej prieskumnej štôlne ako drenážnej štôlne a hlavného kanalizačného zberača tunela umožnilo elimináciu hlavných zberačov v tunelových rúrach, a tým aj predchádzať poruchám na vozovke v miestach kanalizačných šachtiet.
 4. Tri rôzne veľké profily priečných prepojení v závislosti od ich funkcie.
 5. Vetracia šachta v aktuálnej koncepcii vetrania tunela neslúži na vetranie tunela, ale má len inšpekčnú funkciu.

ZÁVER

Vybudovanie a sprevádzkovanie tunela Višňové pre investora celej stavby NDS, a. s., bolo mimoriadne dôležitou úlohou a zároveň významným aj pre motoristov cestujúcich na trase medzi Žilinou a Martinom, ktorá bola dlhodobo extrémne vyťažená a takisto nebezpečná pre časté pády skál na cestu I/18 v Strečnianskej úžine. Spreádzkovanie tunela zároveň umožňuje plné využitie trasy D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka, ktorá mala bez tohto úseku len lokálny význam pre malú skupinu motoristov.

Cesta od prvotných plánov po spustenie tunela do prevádzky bola dlhá a mala dynamický vývoj. Prieskumná štôlna bola síce vybudovaná v rokoch 1998 – 2002, čo sa v médiách uvádza ako oficiálny začiatok výstavby tunela, technicky však toto obdobie nemožno považovať za začiatok výstavby, ale len za prieskumnú fázu stavby aj vzhľadom na absenciu podrobnej realizačnej dokumentácie v tomto období a absenciu stavebného rozpracovania mimotunelových úsekov.

Reálna výstavba tunela sa začala v roku 2015, pričom tunelové rúry sa prerazili v roku 2018. Dobudovanie tunela potom pokračovalo s prestávkou v rokoch 2019 – 2021 s novým generálnym dodávateľom stavby (Združenie dodávateľov Skanska – Višňové) až do konca roka 2025. Samotná výstavba tunela teda trvala približne 8 rokov (9 rokov od začiatku výstavby úseku s nezapočítaním času prestávky), čo vzhľadom na dĺžku tunela a rôzne problémy, ktoré sa v jeho realizačnej fáze výstavby vyskytli, nie je až taký dlhý čas. Na porovnanie, úsek diaľnice D3 s tunelom Považský Chlmec s dĺžkou 2,2 km, ktorý je považovaný za unikát v rýchlosti výstavby na Slovensku, bol realizovaný v rokoch 2014 – 2017 za necelé tri roky, čo v prepočte na dĺžku tunela nepredstavuje žiadny významný rozdiel. Generálnym projektantom dostavby tunela Višňové s príslušnými mimotunelovými úsekmi bola pre Združenie Skanska spoločnosť Amberg Engineering Slovakia, s. r. o. Pre celý projekčný tím bola táto úloha obrovskou výzvou a zdrojom nových skúseností a znalostí, ktoré vyplývali z technických a organizačných špecifik tohto diaľničného úseku. Na záver už len skonštatujeme, že bolo pre nás ctou byť súčasťou finálnej fázy dostavby tohto komplikovaného úseku diaľnice a pevne veríme, že riešenia navrhnuté v tejto fáze našim projekčným tímom umožnia čo najspolahlivejšiu prevádzku tohto unikátneho stavebného diela a čo najdlhšie bezproblémové užívanie motoristickou verejnosťou.

Literatúra

1. Dokumentácia skutočnej realizácie stavby, Amberg Engineering Slovakia, s. r. o., 2024 – 2025.
2. Interné materiály spoločnosti Amberg Engineering Slovakia, s. r. o.

arch is positioned at the walkway level; in the false ceiling profile sections, the rear drainage is situated at a high elevation.

3. Repurposing the original exploratory gallery – used as a drainage gallery and the tunnel's main sewer collector. This allowed for the elimination of main collectors within the tunnel tubes, thereby preventing pavement distress/failures at manhole locations.
4. Three different types of cross-passage profiles – varying in size based on their specific function.
5. Ventilation shaft functionality – in the current ventilation concept, the shaft does not serve for ventilation but is used exclusively for inspection purposes.

CONCLUSION

The construction and commissioning of the Višňové Tunnel for the National Motorway Company (NDS a. s.) was a mission of paramount importance. It represents a significant milestone for motorists traveling between Žilina and Martin, a route that has long been extremely congested and hazardous due to frequent rockfalls on the I/18 road in the Strečno Gorge. Furthermore, the opening of the tunnel enables the full utilization of the D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section, which previously served only local traffic.

The journey from initial planning to operation was long and characterized by dynamic development. Although the exploratory gallery was constructed between 1998 and 2002 – often cited by the media as the official start of construction – this period technically represents only the exploration phase. This is due to the absence of detailed execution documentation and the lack of construction progress on non-tunnel sections at that time.

Actual construction of the tunnel began in 2015, with the breakthrough of the tunnel tubes achieved in 2018. Following a hiatus between 2019 and 2021, completion continued under a new general contractor (Skanska – Višňové Joint Venture) until the end of 2025. The core construction phase thus lasted approximately 8 years (9 years from the start of the project, excluding the hiatus). Given the tunnel's length and the various challenges encountered during the execution phase, this is a reasonable timeframe. For comparison, the 2.2 km Považský Chlmec tunnel on the D3 motorway, regarded as a benchmark for rapid construction in Slovakia, was built in just under 3 years (2014 – 2017) – a rate that, when adjusted for tunnel length, shows no significant difference.

Amberg Engineering Slovakia, s. r. o. served as the General Designer for the completion of the Višňové Tunnel and adjacent sections for the Skanska Joint Venture. For the entire design team, this task was a formidable challenge and a source of invaluable experience gained from the technical and organizational specifics of this motorway section. In conclusion, it was an honour for us to be part of the final completion phase of this complex motorway segment. We firmly believe that the solutions designed by our team will ensure the reliable operation of this unique engineering work and its long-term, trouble-free use by the motoring public.

References

1. As-built documentation, Amberg Engineering Slovakia, s. r. o., 2024 – 2025.
2. Internal records and technical reports, Amberg Engineering Slovakia, s. r. o.

IS

Čo vám predplatné prinesie?

- výber najdôležitejších aktualít z oblasti inžinierskych stavieb pravidelne a na jednom mieste
- kvalitné odborné články, analýzy, informácie o pripravovaných projektoch a čerstvých realizáciách v každom vydaní
- každé číslo bez starostí až do schránky a s výraznou zľavou

LEN
12.90 EUR
na celý rok



Celoročný prístup k tomu najdôležitejšiemu z oblasti inžinierskych stavieb

Len 12,90 € za rok odborných informácií, ktoré vám môžu ušetriť tisíce pri realizácii projektov. Predplaťte si časopis Inžinierske stavby a majte istotu, že pracujete s najlepšimi poznatkami.

A

**Predplatné na 1 rok
6 vydaní**

cena v SR: **12,90 €**
cena v ČR: **330 Kč**

B

**Predplatné na 2 roky
12 vydaní**

cena v SR: **22,80 €**
cena v ČR: **594 Kč**

Objednávky:

e-mail: lkperm@lkpermanent.sk

web: www.predplatne.jaga.sk

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

Hattalova 12, 831 03 Bratislava





Doprastav

TRADÍCIA · KVALITA · PROFESIONALITA
od roku 1953

- Diaľnice a rýchlostné komunikácie
- Cesty • Mosty • Železnice
- Podzemné stavby • Pozemné stavby
- Vodohospodárske stavby



www.doprastav.sk



Doprastav



Doprastav





CEMMAC
CEMENT

www.cemmac.sk



VYRÁBAME Z OBNOVITELNÝCH ZDROJOV

Vďaka fotovoltaickej elektrárni
v revitalizovanom lome pokryjeme
7% spotreby energie zo slnka.

Robíme maximum.

Moderné technológie a vylepšené zloženie
s prírodnými zložkami umožňujú výrobu
cementu s nižším dopadom na prírodu.
Rozhodujte sa aj vy pri výbere stavebných
materiálov zodpovedne.

Stavajme spolu trvácne a udržateľne.