



EXISTING BRIDGES 2025 – Zborník prednášok (Proceedings)



existingbridges.uniza.sk



Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta

Žilinská univerzita, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

web: svf.uniza.sk/kskm; e-mail: fstav-konf-kskm@uniza.sk; tel.: +421 41 513 5650

EXISTING BRIDGES 2025

Názov publikácie: EXISTING BRIDGES 2025

Druh publikácie: Zborník prednášok

Vydal: Žilinská univerzita

Stavebná fakulta

Katedra stavebných konštrukcií a mostov,

Zostavil a redakčne upravil: Ing. Richard Hlinka, PhD.

ISBN 978-80-554-2233-6

Články prešli recenzným konaním.

Texty neprešli jazykovou úpravou.

Príhovor

Mosty, ako významná súčasť infraštruktúry štátu, majú nesporný hospodársky, spoločenský a v niektorých prípadoch i kultúrny význam. Okrem toho predstavujú z hľadiska nákladov vyžadovaných nielen na ich výstavbu, ale aj na zabezpečenie ich prevádzkyschopnosti počas obdobia presahujúceho ľudský život, významnú položku z verejných zdrojov. Existujúce mosty a stavby všeobecne tak odzrkadľujú nielen úroveň spoločnosti, v ktorej vznikli, ale aj kultúrnu a ekonomickú silu súčasných generácií, nakoľko sa v nich odzrkadľuje starostlivosť o tieto zdedené inžinierske diela. Stavby dopravnej infraštruktúry reprezentujú v každej krajine veľkú časť národného majetku. Ich prevádzka, údržba, opravy a obnova predstavujú nemalú časť energetickej spotreby a produkujú značnú časť environmentálnych záťaží. Odborníci a profesionáli, zaoberajúci sa mostami, musia byť preto dôslední vo všetkých činnostiach súvisiacich s návrhom, realizáciou a exploataciou mostov od prvotného návrhu, cez realizáciu, údržbu, až po ukončenie jeho životnosti. Napriek snahám počas projektovania, prípravy a realizácie i úsiliu vynaloženému v rámci dohliadacej činnosti sa v priebehu exploatacie objavujú ich poškodenia a poruchy. Bohužiaľ, až v prípadoch, v ktorých situácia vyústi do kolapsu konštrukcií, niekedy až s fatálnymi dôsledkami, akými sú známe kolapsy lávok alebo mostov, je verejná diskusia podporená mediálnym prostredím okamžite nasmerovaná na problematiku mostných stavieb.

Pilotný ročník konferencie **Existing Bridges 2025** má tak za úlohu poukázať na závažnú situáciu v súvislosti so stavom existujúcich konštrukcií, predovšetkým mostov, predstaviť možné východiská a riešenia v jednotlivých prípadoch a prediskutovať rôzne prístupy a koncepcie manažmentu, hodnotenia a rehabilitácií mostov či zaujímavých konštrukcií.

Preface

Bridges, as an important part of the infrastructure of the state, have indisputable economic, social and, in some cases, cultural importance. In addition, in terms of the costs required not only for their construction but also for ensuring their serviceability for a period exceeding human life, they represent a significant element of public resources. Existing bridges and structures in general thus reflect not only the level of the society in which they were designed and constructed but also the cultural and economic power of the current generations, as they reflect the care for these inherited engineering works. Transport infrastructure represents a large part of national assets in every country. Their operation, maintenance, repairs and restoration represent a considerable part of energy consumption and produce a significant part of environmental burdens. Experts and professionals dealing with bridges must therefore be consistent in all activities related to the design, construction and exploitation of bridges from the initial design, construction works, and maintenance, to the end of its service life. Despite the efforts during design, preparation and construction, as well as the efforts made within the inspection activities, their damage and failures appear during operation. Unfortunately, only in cases in which the situation results into the collapse of structures, sometimes with fatal consequences, such as the well-known collapses of footbridges or bridges, is the public discussion supported by the media environment immediately directed to the issue of bridges.

The pilot year of the **Existing Bridges 2025** conference aims to point out the serious situation in connection with the state of existing structures, especially bridges, presenting possible starting points and solutions in individual cases and discussing different approaches and concepts of management, assessment and rehabilitation of bridges or interesting structures.

V rámci konferencie boli prednesené tieto vybrané prednášky

The following selected lectures were delivered during the conference

Jan BIEŇ & Marek SALAMAK (Poľsko)

MODERN TOOLS FOR INSPECTION AND MANAGEMENT OF EXISTING BRIDGES

Pavel RYJÁČEK (Česko)

THE ASSESSMENT, RENOVATION AND RECONSTRUCTION OF EXISTING STEEL BRIDGES IN CZECHIA

László DUNAI & Balázs KÖVESDI (Maďarsko)

THE EN 1993-1-14 STANDARD AND APPLICATION FOR EXISTING BRIDGES

Martin MORAVČÍK (Slovensko)

ASSESSMENT AND MONITORING STRATEGIES FOR PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES

Obsah / Contents

Faustyn RECHA - ESTIMATION OF CORROSION CURRENT DENSITY TAKING INTO ACCOUNT THE UNCERTAINTY OF THE MODEL PARAMETERS	8
Julian RAEDERSDORFF, David CLAIR, Alaa CHATEAUNEUF, Abdelhamid BOUCHAIR - ASSESSING THE BEHAVIOR OF ENGINEERING STRUCTURES : APPLICATION TO THE DALLEL STEEL BRIDGE	9
Khin Thuzar HTAY, Masrilayanti MASRILAYANTI, Jafril TANJUNG, Monita OLIVIA - ASSESSING SEISMIC RISK IN SAGAING CITY: A CASE STUDY OF INCREMENTAL DYNAMIC AND PUSHOVER ANALYSES ON MULTI-SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIER	10
Jakub ŠTĚPÁN, Pavel RYJÁČEK, Miloslav KEPKA Jr., Radovan MINICH - EXPERIMENTAL EVALUATION OF HFMI EFFECTIVENESS FOR WELD REPAIRS	11
Ladislav KLUSÁČEK, Radim NEČAS, Jan KOLÁČEK, Kristína BEZRUČOVÁ, Martina VAŠINOVÁ - CABLE-STAYED BRIDGES, DIAGNOSTIC SURVEY OF STAYS	12
Ladislav KLUSÁČEK, Radim NEČAS, Jan KOLÁČEK, Martina VAŠINOVÁ, Kristína BEZRUČOVÁ - MONITORING AND DIAGNOSTICS OF BRIDGES USING OPERATIONAL MODAL ANALYSIS	13
Rudolf ÁROCH, Tomáš KLAS, Ján BRODNIANSKY - MONITORING OF CRACK FLANK MOVEMENT IN A STEEL ORTHOTROPIC DECK	14
Jaroslav HALVONIK, Viktor BORZOVIČ, Peter PAULÍK - REOPENING OF THE FOOTBRIDGE IN BRATISLAVA EXPOSED TO FIRE	15
Viktor BORZOVIČ, Jaroslav HALVONIK, Peter PAULIK - EXPERIENCE IN MONITORING THE STATE OF THE LOAD-BEARING STRUCTURE OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE TO EXTEND ITS OPERATION	16
Zuzana HAŠŠOVÁ, Viktor BORZOVIČ, Matej JURGOŠ - THE EFFECT OF CORROSION OF PRESTRESSING REINFORCEMENT ON THE BEHAVIOUR OF CONCRETE BRIDGES	17
Milan HOLY, Ales MEZERA, David CITEK, Stanislav REHACEK - EVALUATION OF DIAGNOSTICS AND RECALCULATIONS OF SEVERAL CZECH MASONRY ARCH RAILWAY BRIDGES	18
Rudolf ÁROCH, Kristína DOUBKOVÁ, Ján BRODNIANSKY, Tomáš KLAS - ASSESSMENT OF ORTHOTROPIC DECK DETAILS OF ROAD BRIDGES FOR FATIGUE ACCORDING TO THE 2ND GENERATION EUROCODES	19
Stanislav REHACEK, David CITEK, Milan HOLY, Martin KRYSTOV, Adam CITEK, Ales MEZERA - DIAGNOSTIC SURVEY OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES IN PRAGUE	20
Vlastimil MUROŇ, Ladislav KLUSÁČEK, Adam SVOBODA - EFFECT OF UNBONDED PRESTRESSING STEEL IN TERMS OF SERVICEABILITY	21
Jakub STEJSKAL, Pavel RYJÁČEK, Tomáš PLACHÝ, Milan TALICH - DAMAGE DETECTION IN POWER TRANSMISSION TOWERS	22

José C. MATOS, Vanni NICOLETTI, Jakub KRAĽOVANEC, Hélder S. SOUSA, Maria J. MORAIS, Fabrizio GARA, Martin MORAVČÍK - CURRENT STATE AND CHALLENGES OF ROAD BRIDGES IN ITALY, PORTUGAL, AND SLOVAKIA	23
Jozef GOCÁL, Josef VIČAN, Jaroslav ODOBÍŇÁK, Richard HLINKA, František BAHLEDA - ANALYSIS OF BEHAVIOUR OF STEEL SLEEPERS ON A RAILWAY BRIDGE WITH MEMBER DECK	24
Patrik KOTULA, Štefan VRAVEC, Ján POVEC - REVÍZNA A DOHLIADACIA ČINNOSŤ NA MOSTNÝCH OBJEKTOCH ŽSR	25
Martin HALMO - RIEŠENIE IZOLÁCIE MOSTOV NA BÁZE POLYUREA	35
Vojtěch DYNBYL, Vít LOJDA, Pavel RYJÁČEK, Leoš HORNÍČEK, Daniel VÍCH, Petr KLOKOČNÍK - MOŽNOSTI SLEDOVÁNÍ DEGRADACE KONSTRUKCÍ ŽELEZNIČNÍ INFRASTRUKTURY	41
František STEJSKAL - AKTÍVNA PROTİKORÓZNA OCHRANA (APKO) ŽELEZOBETONOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV	50
Klaus LANZINGER , Larry KRAUSER - PLASTIC DUCTS FOR SUSTAINABLE BRIDGE DESIGN: ENGINEERING TO EC2 AND FIB BULLETIN NO. 113	56
Yasmina BOUTAR, Pavel RYJÁČEK, Martina STARÝCHFOJTŮ, Vojtěch STANČÍK, Ludvík KOLPASKÝ - STRENGTHENING THE BEARING AREAS OF STEEL BRIDGES USING UHPC	64
Martin VILČ, Martina PAPESCHOVÁ, Michal KRAĽOVANEC - POVODŇOVÉ ŠKODY NA MOSTOCH V MORAVSKO-SLIEZSKOM KRAJI	78
Jozef KŠIŇAN, Pavel KOVAŘ, Adam HRBÁČEK - ZVÝŠENIE ŠMYKOVEJ ODOLNOSTI TRÁMOVÝCH A DOSKOVÝCH MOSTOV TECHNOLOGIOU DODATOČNE INŠTALOVANÝCH KOTEVNÝCH PRVKOV	85
Vladimír GELÁNYI, Juraj BOHUŠ, MATÚŠ UHLÍK - KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA MARCHEGGSKEHO VIADUKTU V ŽKM 37,910	91
Pavel BULEJKO, Rastislav SCHREIBER, Tomáš BRZÁK - VYBRANÉ STÁVAJÍCÍ MOSTY OPRAVENÉ CESTOU KOMPLETNÍ NÁHRADY NOVOU PREFABRIKOVANOU NK	98
Ladislav KLUSÁČEK, Adam SVOBODA - DISTRIBUTION OF SDT PROBES FOR DETECTING THE CONDITION OF PRESTRESSING CABLES	102
Jakub GAŠPÁREK, Peter PAULÍK - VPLYV TECHNOLOGICKÝCH NEDOSTATKOV NA SÚČASNÝ STAV A KONTROLU SEGMENTOVÝCH DODATOČNE PREDPÄTÝCH MOSTOV	109
Martin MORAVČÍK, Jakub KRAĽOVANEC, Radim ŠIFTA, Jakub SOMER, Michal ZAHURANEC - KONTINUÁLNY MONITORING PREDPÄTÝCH SEGMENTOVÝCH MOSTOV POMOCOUB FBG SNÍMAČOV NOVEJ GENERÁCIE	116
Jan NOVÁČEK, Pavel KOLENČÍK, Jevhenij PYLYPENKO - PŘÍSTUP K OPRAVÁM MOSTŮ VÝHLEDOVĚ URČENÝCH K DEMOLICI NA DÁLNICI D1	124
Jan L. VÍTEK - OPRAVY MOSTŮ S VYUŽITÍM UHPC	129

Pavlaína LAKATOSOVÁ, Lukáš BOBEK, Josef KVĚTOŇ - VYUŽITÍ METODY 3D CSFM PŘI REKONSTRUKCÍCH MOSTŮ	136
Filip BALLESTEROS - REKONŠTRUKCIA ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV CEZ RIEKU VÁH – ŽILINA	145
Jaroslav ODROBIŇÁK, Josef VIČAN, Richard HLINKA, Jozef PROKOP, František BAHLEDA - EXPERIMENTÁLNA A NUMERICKÁ ANALÝZA OHYBOVEJ ODOLNOSTI NITOVANÝCH PRIEREZOV	156
Ondrej KRIDLA, Peter KOTEŠ, Patrik KOTULA - EXPERIMENTÁLNO-NUMERICKÁ ANALÝZA KLENBOVÝCH MOSTOV	166
Jaroslav ODROBIŇÁK, Josef VIČAN, Richard HLINKA, Jozef PROKOP, Branislav VAVÁK - ON THE LOAD-CARRYING CAPACITY DETERMINATION OF RAILWAY BOX-GIRDER BRIDGES USING THE REDUCED STRESS METHOD	176
Antonín LOKAJ, Pavel DOBEŠ, Marek JOHANIDES - POZNATKY Z PROHLÍDEK STÁVAJÍCÍCH DŘEVĚNÝCH MOSTŮ A LÁVEK V ČESKÉ REPUBLICE	177
Miroslav VACEK, Vít KŘIVÝ, Kateřina KREISLOVÁ, Barbora KŘISTKOVÁ, Jaroslav ODROBIŇÁK - VLIV NÁVRHU DETAILŮ NA ŽIVOTNOST A SPOLEHLIVOST MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ Z PATINUJÍCÍCH OCELÍ	182
Dušan ARSIĆ, Ružica NIKOLIĆ, Djordje IVKOVIĆ, Aleksandra ARSIĆ, Otakar BOKUVKA - IMPACT OF BUILDING STONE TYPE ON SELECTION OF MATERIALS FOR THE CONSTRUCTION MACHINERY PARTS	196
Tomáš KLIER, Magdaléna BOHÁČOVÁ, Tomáš MÍČKA - MONITORING STAVU PŘEDPÍNAČÍ VÝSTUŽE BARRANDOVKÉHO MOSTU PŘES VLTAVU V PRAZE	200
Jakub KRALOVANEC, Martin MORAVČÍK - SKÚSENOSTI S URČOVANÍM REZIDUÁLNEHO PREDPÄTIA POMOCOU METÓD UVOĽNENIA NAPÄTIA	207
Michal ZAHURANEC, Martin VAVRUŠ - VPLYV NÍZKEJ KVALITY SPRACOVANIA POVRCHOVÝCH VRSTIEV ŽELEZOBETÓNU A NÁSLEDNÝ VPLYV NA NEDEŠTRUKTÍVNE MERANIA A LOKALIZÁCIU BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE	216
Martin VAVRUŠ, Peter KOTEŠ, Michal ZAHURANEC, Matúš FARBAK, Jakub HODUL, Klára KŘÍŽOVÁ, Radek HERMANN - VYSOKOPEVNOSTNÉ A UHPC BETÓNY	223
<i>Reklamy hlavných partnerov / Main partners advertisements</i>	227

ESTIMATION OF CORROSION CURRENT DENSITY TAKING INTO ACCOUNT THE UNCERTAINTY OF THE MODEL PARAMETERS

Faustyn RECHA^{1*}

¹ Faculty of Architecture, Civil Engineering and Applied Arts, Academy of Silesia, 40-555 Katowice, Rolna Street 43, Poland

* corresponding author: faustyn.recha@wst.pl

Abstract

This article presents problems related to the diagnosis of reinforced concrete structures exposed to reinforcement corrosion. Based on the analysis of inverse problems, the possibility of using the effects of structural deformation to estimate the basic corrosion parameter, i.e., the corrosion current density, is demonstrated. The main goal of the paper was to demonstrate the feasibility of applying the Monte Carlo method, which takes into account the uncertainty of model parameters, to estimate corrosion current based on structural deformation. This is a new, previously unpublished element of the proposed model. The presented approach provides an auxiliary problem in the corrosion diagnosis of reinforced concrete structures, which includes corrosion processes subject to high uncertainty. The obtained results confirm the validity of the model assumptions and the need to use methods that account for a 5-20% scatter in individual uncertain parameters. The results were verified based on actual results of corrosion current measurements under laboratory conditions performed as part of another research project. The paper concludes with a summary indicating directions for further development of the proposed methodology.

Keywords:

Deflections;
Reinforced concrete corrosion;
Corrosion current intensity;
Structural durability of RC;
Parameter uncertainties.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

ASSESSING THE BEHAVIOUR OF ENGINEERING STRUCTURES: APPLICATION TO THE DALLET STEEL BRIDGE

Julian RAEDERSDORFF^{1,2*}, David CLAIR², Alaa CHATEAUNEUF^{1,2}, Abdelhamid BOUCHAIR²

¹ CIDECO, 28 Place Henri Dunant, TSA 50400, F-63001 Clermont-Ferrand Cedex 1, France

² Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France

* corresponding author: julian.raedersdorff@cideco.tech

Abstract

Structural health monitoring is a fast-growing field, playing a key role in optimizing the service life of structures and maintaining reliable, safe service conditions. This multidisciplinary field has undergone extensive development over the last three decades, notably through advanced vibration-based methods. In this context, the Institut Pascal and CIDECO have jointly developed an acquisition system and a series of robust analysis algorithms, enabling the automated detection and localization of structural damage. The aim of this work is to present the experimental results obtained on metal structures. The Dallet bridge is a riveted steel structure dating back to 1899, which underwent major renovation work between 2023 and 2024. An initial, one-day acquisition campaign was carried out prior to the renovation work. This preliminary campaign enabled the updating of a simplified numerical model of the structure (stiffness of elements and elasticity of supports). Subsequently, a second campaign was carried out, monitoring the progressive demolition of the deck. A modal analysis and the updating procedure of a simplified finite element model allowed for tracking the evolution of the structural behaviour during these critical construction phases. In addition, a detailed numerical model enabled the comparison between mode shapes obtained from an advanced model and those derived from the updated simplified model.

Keywords:

Structural health;
Monitoring;
Instrumentation;
Modal Analysis;
Damage detection.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

ASSESSING SEISMIC RISK IN SAGAING CITY: A CASE STUDY OF INCREMENTAL DYNAMIC AND PUSHOVER ANALYSES ON MULTI-SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIER

Khin Thuzar HTAY¹, Masrilayanti MASRILAYANTI^{1*}, Jafril TANJUNG¹, Monita OLIVIA²

¹ Department of Civil Engineering, Andalas University, Padang, Indonesia.

² Department of Civil Engineering, Riau University, Riau, Indonesia

* corresponding author: masrilayanti@eng.unand.ac.id

Abstract

Sagaing City, situated along the highly active Sagaing Fault, faces significant seismic hazards, necessitating rigorous evaluation of its critical infrastructure. This study explores the seismic performance of a multi-span reinforced concrete bridge pier through a comparative analysis of Incremental Dynamic Analysis (IDA) and Pushover Analysis (POA). These methodologies are employed to capture both the dynamic and static responses of the structure, offering insights into its vulnerability under varying seismic intensities. IDA, leveraging real earthquake ground motion records, provides a detailed depiction of the bridge's nonlinear dynamic behavior, including elastic deformation, energy dissipation, and collapse thresholds. In contrast, POA highlights the structure's capacity limits under monotonically increasing lateral loads, identifying key parameters such as yield and ultimate displacements. Results from IDA reveal that seismic events induce steep drift escalations and collapse at peak ground accelerations ranging from 0.5g to 1.5g. This indicates significant energy input challenges the ductility and reserve capacity of the hollow pier. Meanwhile, POA establishes yield and maximum displacements of 0.135 meters and 0.255 meters, respectively, along the longitudinal axis, complemented by capacity curves that delineate the structure's load-bearing thresholds.

Keywords:

Incremental Dynamic Analysis;
Pushover Analysis;
Sagaing Fault.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

EXPERIMENTAL EVALUATION OF HFMI EFFECTIVENESS FOR WELD REPAIRS

Jakub ŠTĚPÁN^{1*}, Pavel RYJÁČEK¹, Miloslav KEPKA Jr.², Radovan MINICH²

¹ Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Thákurova 7, 166 29 Prague 6, Czech Republic

² Regional Technological Institute, University of West Bohemia, Univerzitní 2732/8, 301 00 Pilsen, Czech Republic

* corresponding author: jakub.stepan@fsv.cvut.cz

Abstract

One of the methods to increase the fatigue life of welds is the HFMI (High Frequency Mechanical Impact) treatment, which involves creating compressive stress in the weld surface and improving the notch geometry around the weld toe. In this study, fatigue tests were conducted on specimens loaded by four-point bending. The benefits of the HFMI method were compared to specimens without post-welding treatment (as welded). The loading was applied at several levels with constant stress range amplitude and stress ratio (parameter R). The impact of the HFMI method was also investigated for steels of different strengths, ranging from S355 to S960. After completing the fatigue tests and the initiation of fatigue cracks, the welds were repaired and the HFMI treatment was applied again. These repaired specimens were loaded with the same parameters as in the case of the previous specimens. Finally, the benefits of the HFMI method for both new and repaired welds were compared and evaluated, depending on the specific loading conditions and material strength. The results show an increase in cycles to failure when using the HFMI method for both new and repaired welds. This has significant potential for future repair and reconstruction of bridge structures damaged by fatigue.

Keywords:

Fatigue;
HFMI treatment;
Weld repair;
Steel bridge;
S-N curve.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

CABLE-STAYED BRIDGES, DIAGNOSTIC SURVEY OF STAYS

Ladislav KLUSÁČEK¹, Radim NEČAS¹, Jan KOLÁČEK¹, Kristína BEZRUCHOVÁ¹,
Martina VAŠINOVÁ^{1*}

¹ Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Veverí 331/95, 602 00 Brno, Česká Republika.

* corresponding author: martina.vasinova@vutbr.cz

Abstract

The safety and service life of cable-stayed bridges directly depend on the structural condition of individual stay cable. The diagnostics of the cables and their anchorage systems is an integral part of the complete bridge assessment. The paper summarizes the results of an extensive diagnostic survey carried out on three major bridge structures in the Czech Republic: the single-span bridge in Hrachovec, the single-span bridge in Židlochovice, and the three-span highway bridge over the Elbe River near Poděbrady. The basic diagnostic phase included visual inspection of the outer sheath, acoustic tracing, and moisture measurement of the prestressed reinforcement. The advanced phase employed dynamic testing of natural frequencies and strain gauge monitoring to verify tensile forces and prepare data for force rectification. Calibration of the dynamic methods using hydraulic post-tensioning confirmed the high accuracy of these non-invasive techniques. The results demonstrate that the combination of standard and advanced diagnostic methods provides an effective tool for predictive maintenance and enhanced reliability of cable-stayed bridge structures. Moreover, dynamic analysis offers new possibilities for long-term monitoring and targeted extension of the structural service life.

Keywords:

Cable-stayed bridge;
Stay cable diagnostics;
Dynamic analysis;
Structural service life;
Strain gauge monitoring.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

MONITORING AND DIAGNOSTICS OF BRIDGES USING OPERATIONAL MODAL ANALYSIS

Ladislav KLUSÁČEK¹, Radim NEČAS¹, Jan KOLÁČEK¹, Martina VAŠINOVÁ^{1*},
Kristína BEZRUCOVÁ¹

¹ Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká Republika.

* corresponding author: martina.vasinova@vutbr.cz

Abstract

The aging and progressive deterioration of prestressed concrete bridges in the Czech Republic highlight the need for advanced monitoring methods of key structural parameters. This study combines numerical modelling and operational modal analysis of bridge structures composed of precast prestressed beams with transverse connections. A numerical model was developed in Midas Civil with several damage variants and validated using measurements on a real bridge with simulated weakening. The results show that partial loss of prestressing caused only a minor reduction of the first natural frequency, while higher modes were more strongly affected and proved more sensitive to local stiffness changes. These findings confirm that higher and asymmetric modes are more suitable for detecting early stages of degradation. Incorporating the transverse stiffness of girder connections into the model significantly improved agreement with experimental data. It is further assumed that reducing the stiffness of the joints may lead to more significant changes in amplitudes within certain frequency bands, which could be verified through harmonic analysis.

Keywords:

Bridge structure;
Dynamic analysis;
Numerical modeling;
Modal analysis;
Harmonic analysis.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

MONITORING OF CRACK FLANK MOVEMENT IN A STEEL ORTHOTROPIC DECK

Rudolf ÁROCH^{1*}, Tomáš KLAS¹, Ján BRODNIANSKY¹

¹ Department of Steel and Timber Structures, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology, Radlinského 11, Bratislava, Slovakia.

* corresponding author: rudolf.aroach@stuba.sk

Abstract

Fatigue cracking is a common issue in steel orthotropic bridge decks subjected to long-term dynamic loading. When repairs are required, especially by welding, it is typically necessary to close the bridge to traffic to ensure proper weld quality. However, bridge closures can lead to significant societal and economic impacts, including traffic congestion, long detours, increased emissions, and loss of time. Therefore, the ability to carry out repair welding without full traffic closure is of considerable interest for infrastructure operators and public authorities. The first essential step in enabling such in-service repair is to assess the dynamic behaviour of existing fatigue cracks under traffic loads. Specifically, it is crucial to monitor the crack flank movements to determine whether they remain within acceptable limits during ongoing traffic, thereby permitting welding without compromising the repair quality. This paper presents the development and deployment of a specialized monitoring system designed to measure crack flank displacements in real time. Crack flank movement amplitudes and frequency responses were recorded and analysed. Measured data were compared with results from similar monitoring campaigns conducted in other countries.

Keywords:

Orthotropic decks;
Repair welding;
Crack flank movement;
Structural health monitoring;
Service traffic loading.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

REOPENING OF THE FOOTBRIDGE IN BRATISLAVA EXPOSED TO FIRE

Jaroslav HALVONIK^{1*}, Viktor BORZOVIČ¹, Peter PAULÍK¹

¹ Department of Concrete Structures and Bridges, Slovak University of Technology in Bratislava, Slovakia.

* corresponding author: jaroslav.halvonik@stuba.sk

Abstract

Bridge failures due to fire are very rare, and they are mostly caused by traffic accidents involving a tanker truck under or on the bridge. The article deals with a fire of the high voltage electric line attached to the main girders of the approach footbridge to the Harbour Bridge over the Danube that damaged some parts of the structure. Detailed diagnostic survey confirmed that fire adversely affected the mechanical properties of the concrete in the girder's webs and in the top reinforced concrete slab of the last span. Because their effect on the structural behaviour of the girders was very difficult to assess, the re-opening of the footbridge was conditioned by the favourable results of the load test. Due to restricted access to the cars on the footbridge, the structure was loaded with a set of water tanks that were filled with water pumped from the Danube River. Comparison of the deformations obtained on a damaged girder and a reference girder confirmed by fire caused defects when vertical displacement was 17.5% greater than in the reference girder; however, only 89 % compared with the theoretical value.

Keywords:

Footbridge;
Damage;
Fire;
Prestressed girders,
Proof load test.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

EXPERIENCE IN MONITORING THE STATE OF THE LOAD-BEARING STRUCTURE OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE TO EXTEND ITS OPERATION

Viktor BORZOVIČ^{1*}, Jaroslav HALVONIK¹, Peter PAULIK¹

¹ Department of Concrete Structures and Bridges, Slovak University of Technology in Bratislava, Slovakia.

* corresponding author: viktor.borzovic@stuba.sk

Abstract

The paper deals with assessing and monitoring the structural behaviour of the load-bearing structure of a road bridge over the railway in Bratislava. The prestressed concrete bridge is heavily damaged by corrosion of the prestressing tendons and steel reinforcement. The extensive damage was the reason why it was not effective to repair and strengthen the bridge. Because the bridge is the only link between the city and the industrial area, and the preparation of a new bridge project requires time, it is necessary to keep the bridge in operation for a while. The monitoring was designed based on the results of a detailed diagnostic survey, load tests, and assessment of the load-bearing capacity of the bridge. The monitoring includes long-term measurement of deformations with additional load test, measurement of the dynamic properties of the bridge, and detailed visual controls of the most damaged parts of the bridge at regular time intervals. The bridge has been under surveillance since 2020, with no further significant deterioration of the structural behaviour, which was achieved by several interventions in the bridge, i.e., repair of the bridge surfacing, including waterproof insulation, and creation of a single traffic lane with a pendulum traffic.

Keywords:

Existing Concrete Bridges;
Bridges Inspection;
Load test;
Bridge Monitoring;
Assessment.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

THE EFFECT OF CORROSION OF PRESTRESSING REINFORCEMENT ON THE BEHAVIOUR OF CONCRETE BRIDGES

Zuzana HAŠŠOVÁ^{1*}, Viktor BORZOVIČ¹, Matej JURGOŠ¹

¹ Department of Concrete Structures and Bridges, Slovak University of Technology, Bratislava, Slovakia.

* corresponding author: zuzana.hassova@stuba.sk

Abstract

Prestressed bridges have been a key element of transportation infrastructure for decades. Despite an expected service life of around 100 years under optimal design and maintenance, many structures exhibit damage that compromises their integrity or leads to failure. A common cause is material degradation resulting from inadequate design or environmental exposure, with corrosion being the most critical factor affecting the mechanical properties of prestressing reinforcement. This paper investigates the effect of corrosion on the nonlinear behaviour of standardised bridge girders and the overall capacity of the structure. To demonstrate the impact of reduced mechanical properties of the reinforcement, a nonlinear analysis was carried out using Atena software, in which degradation of material characteristics was simulated. The effect of corrosion was incorporated by modifying the stress–strain diagram of the prestressing reinforcement, up to complete elimination of its plastic region. This significantly affected both strain capacity and the ductility of failure of the load-bearing member. The results reveal a pronounced reduction in load-bearing capacity and a transition toward brittle failure in advanced stages of corrosion, underlining the critical importance of accurate diagnostics when making decisions related to maintenance and rehabilitation of existing bridges.

Keywords:

Prestress;
Ductility;
Corrosion;
Nonlinear analysis.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

EVALUATION OF DIAGNOSTICS AND RECALCULATIONS OF SEVERAL CZECH MASONRY ARCH RAILWAY BRIDGES

Milan HOLY^{1*}, Ales MEZERA¹, David CITEK¹, Stanislav REHACEK¹

¹ Klokner Institute, CTU in Prague, Prague, Czech Republic

* corresponding author: milan.holy@cvut.cz

Abstract

Masonry arch bridges on the railway in the Czech Republic are connected with the construction and development of the railway network in the second half of the 19th century. Many of them have been in service for about 150 years, some of them even for over 180 years. Nowadays, these historical types of bridge structures are not newly designed. Their durability is extraordinary compared to current structures. It can be assumed, that in case of proper maintenance, most of them can serve well for another tens or hundreds of years. Diagnostic surveys and structural recalculations of several masonry arch bridges were carried out between 2022 and 2024 as part of the project "Diagnostics and Recalculations of Strategic Bridges" organized by Czech Railway administration. In this paper, the investigated structures (generally monumental multi-span viaducts) are introduced, their typical failures and problems are presented, and their static reliability is evaluated. The specific approach to performing diagnostic surveys and recalculations of these historical structures is also discussed in detail. In the case of arched masonry structures, the structural analysis and determination of load-bearing capacity is complicated by the complex static behaviour of masonry arched structures combined with typical masonry properties characterised by non-linear behaviour.

Keywords:

Masonry arch bridges;
Recalculation;
Diagnostic;
Existing bridges;
Railway bridges.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

ASSESSMENT OF AN ORTHOTROPIC DECK DETAIL OF ROAD BRIDGES FOR FATIGUE ACCORDING TO THE 2ND GENERATION EUROCODES

Rudolf ÁROCH^{1*}, Kristína DOUBKOVÁ¹, Ján BRODNIANSKY¹, Tomáš KLAS¹

¹ Department of Steel and Timber Structures, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology, Radlinského 11, Bratislava, Slovakia

* corresponding author: rudolf.aroach@stuba.sk

Abstract

Fatigue cracks have been identified in key structural details of the orthotropic deck on the SNP Bridge - the bridge with the longest span in Slovakia – crossing the Danube River in Bratislava. These cracks were observed at welds connecting the closed stiffeners to the deck plate, the discontinuous stiffeners to the crossbeam web, and at the stiffener splices. This paper evaluates one of these critical fatigue-prone details (stiffener to deck plate) using various fatigue assessment methods outlined in the draft of the forthcoming EN 1993-1-9 standard on fatigue. The nominal stress, hot-spot stress, and effective notch stress approaches were applied for verification. The traffic loading history over the bridge's service life was approximated using current traffic data, primarily municipal bus transport. Fatigue life estimates derived from the three design approaches are presented and compared, with an in-depth discussion of the differences and implications for fatigue assessment and design.

Keywords:

Orthotropic decks;
Fatigue assessment;
Nominal stress method;
Hot-spot stress method;
Effective notch stress method.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

DIAGNOSTIC SURVEY OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES IN PRAGUE

Stanislav REHACEK¹, David CITEK^{1*}, Milan HOLY¹, Martin KRYSTOV¹, Adam CITEK¹, Ales MEZERA¹

¹ Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Solinova 7, 166 08, Prague 6

* corresponding author: david.citek@cvut.cz

Abstract

The article focuses on a comprehensive analysis of prestressed road bridges in the administration of the Technical Administration of Communications of the Capital City of Prague. Prague (TSK) in the Czech Republic. Most of the structures were mainly built between the 1960s and 1980s, mainly various types of prefabricated structures. The project evaluated the diagnostic surveys and load capacity calculations carried out so far on several dozen constructions. Detailed diagnostic surveys, which are carried out according to methodological standards and include visual inspections, laboratory and chemical analyses of the concrete, carbonation measurements, chloride concentration determinations, as well as direct inspection of the condition of the prestressing reinforcement, including endoscopy of the tendon ducts, play an essential role in the evaluation process. The paper summarizes and statistically evaluates the findings obtained from the analysis of superstructure made of I-73 Girders and gives an overall view of the condition of these bridges, with emphasis on the estimation of the residual service life and possible rehabilitation measures to increase their reliability and extend their service life.

Keywords:

Concrete;
Bridge;
Prestressed;
Girders I-73;
Diagnostic survey.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

EFFECT OF UNBONDED PRESTRESSING STEEL IN TERMS OF SERVICEABILITY

Vlastimil MURON^{1*}, Ladislav KLUSÁČEK¹, Adam SVOBODA¹

¹ Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Concrete and Masonry Structures, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Czech Republic.

* corresponding author: vlastimil.muron@vutbr.cz

Abstract

One of the methods of strengthening bridges is strengthening using unbonded post-tensioned prestressing steel e.g. strands type monostrand. The individual strands, protected with grease and HDPE coating, are routed polygonally. Trajectory changes take place in deviators, where the smallest possible radii of curvature are often chosen for layout reasons. Due to the lack of bond between prestressing steel and concrete, unbonded prestressing steel requires different procedures and approaches compared to bonded prestressing steel. During its service life, the structures is subjected to various types of loads, including unsymmetrical or dynamic loads, which may affect the ultimate behaviour of unbonded prestressing steel, as these affects may result in, among other things, a redistribution of stresses in prestressing steel. This may be caused by the friction of the prestressing steel in the deviators being overcome and the displacement in the HDPE coating, which may also lead to the penetration of the HDPE coating itself and the loss of primary corrosion protection. All of these factors can have a major impact on the service life of the structure, not only in terms of ultimate limit states but also serviceability limit states. This article aims to highlight the possible risks of using unbonded prestressing steel to strengthen bridges and to give examples of thinning of HDPE coating.

Keywords:

Unbonded tendon;
Strengthening structures;
Primary protection;
Stress redistribution;
Friction loss.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

DAMAGE DETECTION OF POWER TRANSMISSION TOWERS

Jakub STEJSKAL^{1*}, Pavel RYJÁČEK¹, Tomáš PLACHÝ¹, Milan TALICH²

¹ Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Thákurova 7/2077, 166 29 Prague 6 – Dejvice, Czech Republic.

² Institute of Information Theory and Automation of the CAS, public research institution, Pod Vodárenskou věží 1143/4, 182 00 Prague 8, Czech Republic.

* corresponding author: jakub.stejskal@fsv.cvut.cz

Abstract

The article focuses on a methodology for detecting damage in steel lattice transmission towers based on measurements of their dynamic characteristics. As part of the research, field experiments were conducted on selected towers using accelerometers and ground-based radar interferometry. The collected data were analyzed using modal analysis and compared with the results of validated FEM models. These models were further used to simulate damage, and the resulting changes in modal parameters served to identify structural damage. Methods such as CAMOSUC (Change of Mode Surface Curvature) and techniques based on changes in the diagonal elements of the modal flexibility matrix were tested. The results show that radar interferometry is suitable for fast, contactless measurement of fundamental frequencies. The study provides recommendations for the practical application of these methods in monitoring critical infrastructure.

Keywords:

Steel lattice towers;
Damage detection;
Dynamic analysis;
Radar interferometry;
Modal characteristics.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

CURRENT STATE AND CHALLENGES OF ROAD BRIDGES IN ITALY, PORTUGAL, AND SLOVAKIA

José C. MATOS¹, Vanni NICOLETTI², Jakub KRALOVANEC^{3*}, Hélder S. SOUSA¹, Maria J. MORAIS¹, Fabrizio GARA², Martin MORAVČÍK³

¹ University of Minho, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Guimarães, Portugal.

² Department of Construction, Civil Engineering, and Architecture, DICEA, Università Politecnica delle Marche, 60131 Ancona, Italy.

³ Department of Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, Slovakia.

* corresponding author: jakub.kralovanec@uniza.sk

Abstract

In Europe, many countries are struggling with the condition of their infrastructure, particularly bridges. A significant number of bridges were constructed during the post-war era, and as a result, many are approaching the end of their service life. Another critical factor contributing to this issue is the lack of regular inspections and insufficient data for informed decision-making based on strategic planning. The approaches to condition rating systems vary across European countries, which can lead to differing final decisions on bridge maintenance and repairs. This paper focuses on the state of road bridges in Italy, Portugal, and Slovakia (Southern, Western, and Central Europe). It provides a summary of differences in rating systems, the number of bridges constructed from different materials, the distribution of bridges across various road types, and their geographical locations. Additionally, the paper discusses the principles behind these rating systems, including the COST Action TU1406, and outlines future challenges. This summary serves as a foundation for further research aimed at evaluating the application of various condition rating systems for road bridges and proposing a suitable, common European rating system, taking into account the possibilities offered by COST Action TU1406.

Keywords:

Road bridges;
Maintenance;
Administration;
Bridge collapses;
Management.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

ANALYSIS OF BEHAVIOUR OF STEEL SLEEPERS ON A RAILWAY BRIDGE WITH MEMBER DECK

Jozef GOCÁL^{1*}, Josef VIČAN¹, Jaroslav ODROBIŇÁK¹, Richard HLINKA¹, František BAHLEDA¹

¹ Department of Structures and Bridges, University of Žilina, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, Slovakia.

* corresponding author: jozef.gocal@uniza.sk

Abstract

The article presents the results of experimental and numerical analyses of the behaviour of steel bridge sleepers on the steel railway bridge with member deck at km 5.230 of the A2 track in the Žilina – Teplička, marshalling yard section. The results of in-situ measurements during static and dynamic proof-load tests are presented, which are confronted with the outputs of numerical analyses using a computational model of the bridge superstructure created in the SCIA Engineer software. The stringers of the member deck directly supporting the sleepers were also investigated. Experimental analysis revealed significantly higher dynamic effects of the traffic test load on the stringers compared to the expected theoretical dynamic effects given by the standard regulations. On the contrary, in the case of steel sleepers, the experimentally determined dynamic effects of the traffic test load were very low. The results of the analyses pointed out the need to pay increased attention to the correct seating of the steel sleepers on the support strip in order to avoid unfavourable effects due to eccentric support of the sleepers. Another recommendation for the using steel sleepers presented in conclusion is to pay increased attention to the bridge deck members during regular inspections with regard to the possible occurrence of fatigue damage due to their higher dynamic response on actual traffic load.

Keywords:

Steel railway bridge;
Steel sleepers;
Experimental analysis;
Static analysis;
Dynamic analysis.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

REVÍZNA A DOHLIADACIA ČINNOSŤ NA MOSTNÝCH OBJEKTOCH ŽSR

Patrik KOTULA^{1*}, Štefan VRAVEC², Ján POVEC²

¹ ŽSR – VVÚŽ Žilina, ul. 1. mája 34, 010 02 Žilina.

² ŽSR – VVÚŽ Žilina, Radlinského 10, 080 01 Prešov.

* korešpondenčný autor: Kotula.Patrik@zsr.sk

Abstrakt

Údržba a kontrola železničných mostných objektov sú zásadnými aspektmi zabezpečenia bezpečnosti železničnej infraštruktúry. Skúsenosti z revíznej a dohliadacej činnosti naznačujú, že technický stav existujúcich mostov v sieti Železníc Slovenskej republiky (ŽSR) je výsledkom kombinácie pôvodného návrhu, údržby a vplyvu prevádzkových podmienok. Na systematické posudzovanie mostných objektov podľa predpisu ŽSR TS 5 [1] sa využíva komplexný prístup, zahŕňajúci hodnotenie technického stavu, identifikáciu potreby zásahov, ako aj monitoring aktivity trhlín na sledovaných mostoch. Od roku 2024 má Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina akreditovanú zaťažovaciu skúšku, ktorá slúži na kontrolu spôsobilosti mostov v prevádzke ŽSR, čím sa rozširujú možnosti objektívneho hodnotenia ich stavebného stavu. Tento príspevok sumarizuje poznatky získané z kontrolnej a monitorovacej činnosti, identifikuje hlavné faktory ovplyvňujúce životnosť mostov a poukazuje na potrebné opatrenia v oblasti revíznych postupov a údržby.

Kľúčové slová:

Revízia mostov;
Dohliadacia činnosť;
Technický stav mostov;
Údržba a hodnotenie;
Diagnostika mostov.

1 Úvod

Železničné mosty predstavujú strategické objekty infraštruktúry, ktorých spoľahlivá funkčnosť je kľúčová pre plynulosť a bezpečnosť železničnej dopravy. Železnice Slovenskej republiky (ŽSR) spravujú rozsiahlu sieť železničných mostov (2326 mostov v celkovej dĺžke 52 244 metrov), ktoré sú nevyhnutné pre plynulú a bezpečnú železničnú dopravu. Priemerný vek mostov je 60 - 80 rokov. Vzhľadom na svoju dôležitosť a vystavenie rôznym prevádzkovým, klimatickým a mechanickým zaťaženiam, si vyžadujú systematickú a odbornú revíziu a dohliadacu činnosť.

Revízna činnosť predstavuje komplex odborných prehliadok a meraní, zameraných na hodnotenie technického stavu mostných objektov.

Cieľom príspevku je predstaviť komplexný prístup k hodnoteniu a kontrole železničných mostov v správe ŽSR podľa predpisu ŽSR TS 5 [1], vrátane využitia akreditovanej zaťažovacej skúšky, ako novej metódy overovania ich prevádzkovej spôsobilosti. Príspevok sa zameriava na zhodnotenie poznatkov z revíznej a dohliadacej činnosti, identifikáciu faktorov ovplyvňujúcich technický stav a životnosť mostov a na návrh opatrení na zefektívnenie revíznych a údržbových procesov s cieľom zabezpečiť dlhodobú bezpečnosť železničnej infraštruktúry.

2 Stručný prehľad predpisu ŽSR TS 5 Správa mostných objektov

Predpis ŽSR TS 5 „Správa mostných objektov“ [1] stanovuje základné pravidlá pre správu mostných konštrukcií, ktoré sú vo vlastníctve a správe ŽSR. Jeho cieľom je zabezpečiť efektívnu evidenciu, dohľad, údržbu a hospodárenie s týmito objektmi, čím sa garantuje ich bezpečná a spoľahlivá prevádzka.

Do pôsobnosti predpisu patria železničné mosty (trvalé aj provízórne), podchody pre cestujúcich, cestné mostné objekty na pozemných komunikáciách spravovaných ŽSR, železničné priepusty, lávky, mostné provizóriá na úložisku, ako aj konštrukcie podobné mostom, ktoré slúžia komunikačným alebo technickým účelom – napríklad točne, presuvne, koľajové váhy, zdvíhadlá či výsypníky. Predpis zahŕňa

aj zariadenia železničnej infraštruktúry ako obrysnice pre obrys vozidla a autorampy ocelevej konštrukcie.

Dôležitou súčasťou správy je dohliadacia činnosť, ktorá sa člení na: stály dohľad, bežné prehliadky, podrobné revízie, kontrolné a mimoriadne prehliadky. V prípade potreby sa dopĺňa o prevádzkové merania, diagnostiku a kontrolné zaťažovacie skúšky (Tab. 1).

Technický stav mostných objektov sa hodnotí slovné v piatich stupňoch: výborný, dobrý, vyhovujúci, obmedzujúci a nevyhovujúci. Cieľom preventívnej a plánovanej údržby je včasné odstraňovanie porúch a predchádzanie ich rozšíreniu, čím sa znižujú náklady a zabezpečuje trvalá prevádzkyschopnosť objektov. Za údržbu zodpovedá správca.

Predpis je záväzný pre zamestnancov ŽSR v rozsahu uvedenom v časti „Rozsah znalosti“. V prípade nájomných vzťahov sa záväznosť ustanovení predpisu upravuje v príslušnej zmluve. Účinnosť predpisu ŽSR TS5 [1] je od 1.7. 2020, ktorý tak nahradil dovtedy platný predpis ŽSR S5 [2] z roku 2009, kde zásadnou zmenou bolo prechod z trojstupňového hodnotenia technického stavu mostných objektov na päťstupňové hodnotenie.

Tab. 1: ŽSR TS 5 – Správa mostných objektov: Prehľad dohliadacej činnosti [1]

Typ dohliadacej činnosti	Účel	Kedy sa vykonáva	Poznámky/Rozšírenie
Stály dohľad	Priebežné sledovanie stavu objektu a bezpečnosti prevádzky	Pravidelne pri bežných pochôdzkach poverenou osobou	Sleduje sa uloženie koľaje, upevnenie konštrukcií, stav zábradlí, bezpečnosť lávok a pod.
Bežná prehliadka	Základná vizuálna kontrola celkového stavu objektu	1× ročne (železničných mostov (trvalých aj dočasných), lávok pre chodcov a cestných mostov) 2× ročne	U mostov, lávok, priepustov, váh, MP a vybraných zariadení; vedie sa písomný záznam
Podrobná prehliadka – revízia	Kompletné zistenie stavu všetkých častí mostného objektu	Štandardne 1× za 3 roky, koľajové váhy hodnotené stupňom 4 - 1× za 2 roky, objekty v ohrozených územiach (napríklad banskou činnosťou) a všetky objekty hodnotené stupňom 4 - 1× ročne	Obsahuje merania, popisy porúch, hodnotenie a odporúčania pre správcovi vykonať také opatrenia, ktoré zabráni ďalšiemu zhoršovaniu technického stavu mosta, vykonávať na moste kontrolné prehliadky v zmysle predpisu ŽSR TS 5, kde periodicitu určí správca
Kontrolná prehliadka	Overenie stavu mostného objektu z konkrétneho dôvodu, resp.	Pri zistení závažných porúch, pred opravami alebo po nich, pred zmenou prevádzkových podmienok, ak bol pri podrobnej prehliadke hodnotený stupňom 4	Obsahuje zápis s dôvodom, závermi a návrhom opatrení
Mimoriadna prehliadka	Zisťovanie stavu po mimoriadnej udalosti	Po nehode, živelné pohrome, poklese podlažia a pod.	Cieľom je okamžité posúdenie bezpečnosti prevádzky
Prevádzkové merania a diagnostika	Detailné sledovanie správania sa mostnej konštrukcie	Pri nových stavbách, pri poruchách, pri potrebe overenia životnosti	Môže ísť o krátkodobé alebo dlhodobé monitorovanie
Kontrolná zaťažovacia skúška	Overenie statickej a dynamickej spôsobilosti mostného objektu	Pred spustením novej stavby, po zásadných úpravách, alebo na overenie zaťažiteľnosti	Vykonáva oprávnený odborný subjekt

3 Metodika revíznej a dohliadacej činnosti

3.1 Základné východiská revíznej a dohliadacej činnosti

Efektívna správa mostných objektov je založená na systematickej revíznej a dohliadacej činnosti, ktorá zabezpečuje ich dlhodobú funkčnosť a bezpečnosť. Táto metodika zahŕňa jednotný prístup k plánovaniu, realizácii a vyhodnocovaniu kontrolných procesov.

Postupy pri revíziách mostov:

- Prípravná fáza – zhromaždenie projektovej dokumentácie, historických záznamov o údržbe a predchádzajúcich revíziách.
- Vizuálna kontrola – identifikácia zjavného poškodenia, trhlin, korózie či deformácií.

- Detailná inšpekcia – použitie meracích prístrojov, nedeštruktívnych skúšok a sondovania kritických častí.
- Zaťažovacie skúšky – overenie únosnosti a správania sa konštrukcie v simulovaných prevádzkových podmienkach.

Hodnotenie stavu sa vykonáva podľa vopred definovaných ukazovateľov:

- Stavebno-technický stav – miera poškodenia konštrukčných prvkov, únosnosť, stabilita.
- Prevádzková bezpečnosť – možnosť bezpečného užívania mosta bez obmedzení.
- Životnosť – odhad zostávajúcej životnosti jednotlivých prvkov a celej konštrukcie.
- Vplyv prostredia – účinky klimatických podmienok, chemických látok či dopravného zaťaženia

Spôsob dokumentácie zistených skutočností:

- Vypracovanie protokolu z revízie, ktorý obsahuje presný popis zistení, fotodokumentáciu a návrh opatrení.
- Kategorizácia porúch podľa závažnosti a naliehavosti zásahu do mostného objektu.
- Archivácia výsledkov v elektronickej databáze pre možnosť dlhodobého sledovania trendov.
- Prepojenie so systémami plánovania údržby, aby bolo možné efektívne riadiť investície a zásahy do mostného objektu.

3.2 Hodnotenie mostov v zmysle TS 5

V kapitole 2 bol predstavený stručný prehľad predpisu ŽSR TS 5 [1]. Na všetkých železničných mostoch v správe ŽSR (trvalých aj dočasných – t. j. aj na MP zabudovaných v trati ako dočasné mosty), sa vykonávajú podrobné prehliadky – revízie raz za tri roky (s výnimkou mostov, ktoré boli ohodnotené stupňom štyri, tam sa perióda skracuje na interval raz ročne – interval najviac 12 mesiacov) pokiaľ odbor GR s kompetenciou metodického riadenia správy ŽTS nestanoví kratšiu lehotu. V prílohe č. 17 tohto predpisu sú stanovené pokyny na vykonávanie podrobných prehliadok – revízií.

Pri mostoch sa hodnotí (5- stupňové hodnotenie) zvlášť: nosná konštrukcia (K), spodná stavba (S), mostnice (M) a priestorová priechodnosť (PP). Ak posudzovaný mostný objekt pozostáva z viacerých samostatne oddelených nosných konštrukcií (K_1 až K_n), každá sa ohodnotí samostatným stupňom a výsledný stupeň hodnotenia nosnej konštrukcie ako celku bude najnepriaznivejšie hodnotenie z hodnotenia jednotlivých nosných konštrukcií. Ten istý postup sa uplatňuje pri stanovení hodnotenia ostatných častí mostného objektu. V praxi sa osvedčilo uvádzať v revízijských správach všetky samostatné hodnotenia jednotlivých častí mostného objektu.

Výsledkom revízijskej správy je celkové hodnotenie objektu a návrh opatrení. Na základe zisteného technického stavu mostného objektu sú navrhnuté odporúčania pre správcu. Ak u niektorej z častí mostného objektu je hodnotenie stupňom 4 – stav obmedzujúci, do doby realizovania opravy sa navrhujú vykonávať kontrolné prehliadky v zmysle predpisu ŽSR TS5, ktorých periodicitu určí správca.

4 Výsledky a skúsenosti z prevádzky železničných mostov

Dlhodobá prevádzka železničných mostov v sieti ŽSR prináša cenné informácie o technickom stave, odolnosti voči zaťaženiu a vplyvoch prostredia na jednotlivé konštrukcie. Systém pravidelných revízií a monitoringu vytvára základ pre rozhodovanie o údržbe, opravách a modernizácii. Na základe dostupných údajov možno zhrnúť aktuálne poznatky do nasledujúcich oblastí.

Analýza aktuálneho stavu železničných mostov v sieti ŽSR:

- Rozmanitosť mostných konštrukcií – v prevádzke sa nachádzajú oceľové, betónové, predpäté a aj kombinované mosty, vrátane historických objektov s vysokou kultúrnou hodnotou (niektoré presahujú vek 100 rokov).
- Priemerný vek mostov – značná časť mostných objektov presahuje 50 rokov prevádzky, čo zvyšuje nároky na ich údržbu a obnovu.
- Technický stav – väčšina mostov spĺňa základné prevádzkové požiadavky, no časť z nich vykazuje zníženú únosnosť alebo lokálne poškodenia vyžadujúce opravy alebo rekonštrukcie.

- Zaťažovacie podmienky – rastúce nároky železničnej dopravy, vrátane ťažších súprav a vyššej rýchlosti, kladú väčší dôraz na únosnosť a stabilitu mostných konštrukcií.

Hlavné problémy identifikované pri revíziách na nosnej konštrukcii mostov:

- Korózia ocelových prvkov – najmä na nosníkoch a styčníkoch, ak je nedostatočná protikorózna ochrana alebo údržba.
- Degradácia betónu – vplyvom mrazu, karbonatizácie povrchových vrstiev, prieniku vody agresívnych molekúl plynu, čo vedie k odhaleniu a korózii výstuže.
- Poškodenie ložísk – znížená funkčnosť alebo zablokovanie ložísk spôsobuje prenos nežiaducich napätí do konštrukcie.
- Únava materiálu – najmä pri starších ocelových mostoch, kde sa prejavujú opakované dynamické zaťaženia.
- Nedostatočné odvodnenie – hromadenie vody urýchľuje korózne procesy a degradáciu povrchov.

Spodná stavba mosta – opory, medziľahlé piliere, základy a krídla – tvorí nosný prvok pre celú konštrukciu a zabezpečuje prenos zaťaženia do podlažia. Jej poškodenie môže mať zásadný vplyv na statickú aj prevádzkovú bezpečnosť mosta.

Dlhodobé pozorovania a revízne kontroly v sieti ŽSR ukazujú najčastejšie poruchy v tejto oblasti:

- Erozná a abrazná degradácia – postupné odplavovanie materiálu okolo základov, opôr a pilierov v dôsledku prúdenia vody, splavenín alebo ľadu. → Typickým prejavom sú podmytia, výmole a odkrytie základov.
- Poruchy spôsobené mrazom a cyklami zamrznutia/rozmrazenia – zväčšenie objemu zamrzajúcej vody v kapilárach materiálu vedie k tvorbe trhlín a postupnému rozpadu betónu alebo muriva.
- Chemická degradácia materiálu – najmä karbonatizácia betónu, síranová korózia alebo účinok agresívnych látok z posypov a priemyselných splaschkov.
- Statické poruchy – prejavujú sa trhlinami, deformáciami alebo vychýlením piliera/opory v dôsledku nerovnomerného sadania základov (najmä vo vodných tokoch), seizmických otrasov či zvýšeného zaťaženia.
- Korózia výstuže – ak dôjde k odkrytiu výstuže v betónových pilieroch alebo oporách, nastupuje postupná korózia, ktorá znižuje únosnosť prvku.
- Poškodenie škár a ložísk v styku s nosnou konštrukciou – opotrebovanie, vytlačenie škárových hmôt alebo mechanické poškodenie ložísk prenáša nežiaduce sily do spodnej stavby.
- Biologické vplyvy – zarastanie vegetáciou, ktoré urýchľuje zadržiavanie vlhkosti a degradáciu povrchu, prípadne narušenie muriva koreňmi.

Faktory ovplyvňujúce životnosť mostov:

- Kvalita pôvodného návrhu a realizácie – mosty navrhnuté s dostatočnou rezervou únosnosti a kvalitne postavené vykazujú dlhšiu životnosť.
- Údržba a opravy – pravidelná a včasná údržba, vrátane obnovy ochranných vrstiev a výmeny poškodených prvkov, významne predlžuje prevádzku, resp. životnosť mostného objektu.
- Prevádzkové zaťaženie – intenzita dopravy, hmotnosť vlakových súprav a rýchlosť jazdy priamo vplyvajú na únavu materiálov.
- Klimatické podmienky – mráz, teplotné výkyvy, vlhkosť a použitie chemických posypov (v správe ŽSR je aj niekoľko mostov pozemných komunikácií) majú zásadný vplyv na konštrukčné materiály.
- Technologický pokrok – modernizácia tratí, zmena prevádzkových parametrov či zavedenie nových bezpečnostných predpisov môžu vyžadovať úpravy mostov.

5 Vybrané príklady mostov a iných objektov, akreditovaná zaťažovacia skúška

5.1 Monitoring a diagnostika železničného mosta v km 82,589 Trate Margecany - Červená skala

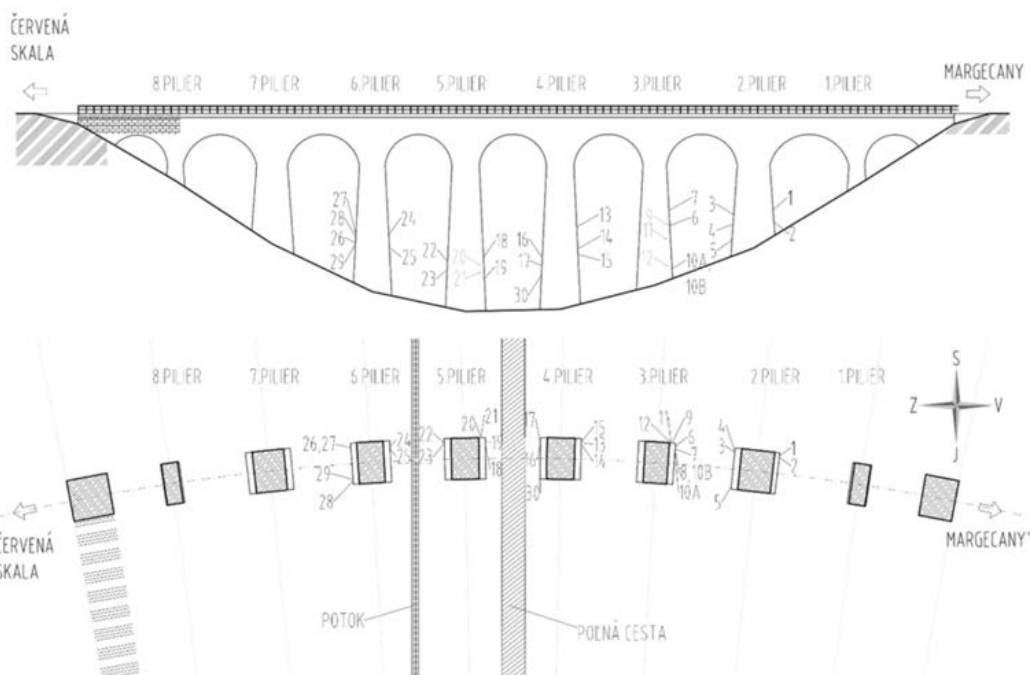
Most sa nachádza v km 82,589 a je časťou jednokolejnej neelektrifikovanej železničnej trate č. 173 Červená Skala – Margecany [3]. Situovaný je v náročnom horskom teréne Spišsko – Gemerského Rudohoria, v Banskobystrickom kraji, v k. ú. Telgárt. Vybudovaný bol v roku 1933. Je súčasťou prepojenia Zvolen – Banská Bystrica – Margecany – Košice a je zložkou tzv. stredoslovenskej

transverzály. Zároveň trať prepojila dopravný uzol Zvolen údolím Hnilca s Košicko – Bohumínskou železnicou. Smerovo je most vedený v oblúku s polomerom 300 m. Most je časťou tzv. Telgártskej slučky tvorenej špirálovým tunelom o polomere 400 m s dĺžkou 1 239 m. Prekonáva veľký výškový rozdiel 31 m so stúpaním 12,5 ‰ v zložitom teréne. Tunnel bol razený tzv. modifikovanou rakúskou tunelovacou metódou.



Obr. 1: Chmárošský viadukt.

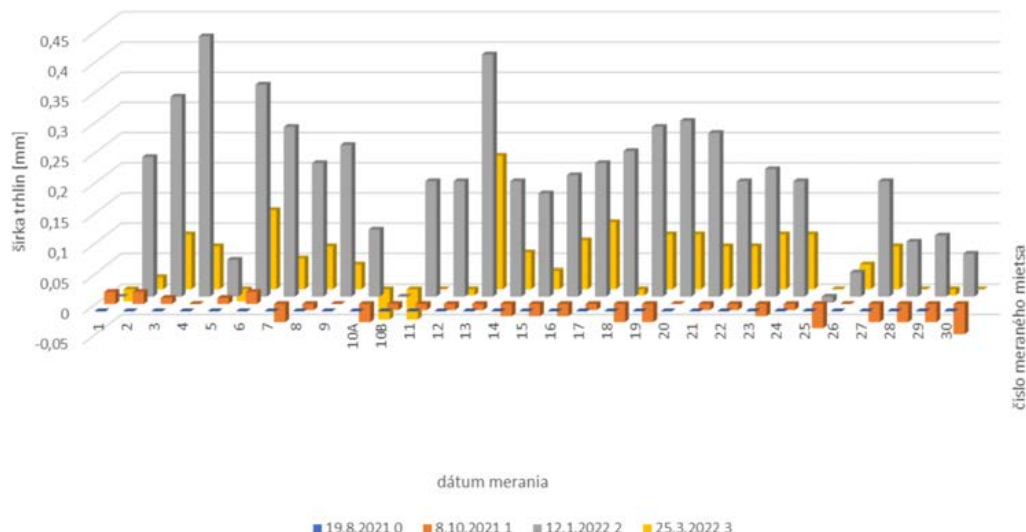
Na mostnom objekte sa opakovane od augusta 2021 merajú poruchy tvorené zvislými trhlinami a prasklinami v pilieroch stavby. Pre ich komplexnú analýzu boli v obkladovom kamenive osadené meracie body (Obr. 2). Na týchto bodoch sa uskutočnilo meranie šírky trhlín pomocou príložného deformetra SDM 250/10. Presnosť merania je určená hodnotou 1/100 mm.



Obr. 2: Poloha monitorovacích miest.

Na moste je dlhodobé nefunkčné odvodnenie, čo spôsobuje zatekanie vody nosnou konštrukciou mosta do maltových škár a kameniva, v ktorých sa následne objavujú lokálne trhliny a inkrustácie vápnika. Zaznamenané trhliny sa nachádzajú na severnej strane mosta, ktorá je celoročne v tieni. Južná strana je naopak celoročne vystavená slnečnému svetlu a tak dochádza k jej vysušaniu aj v zimnom období. Trhliny sa vplyvom klesajúcej teploty a zamŕznutia vody v konštrukcii mosta v zime rozširujú. Pri náraste teplôt bolo naopak zaznamenané zatváranie trhlín. Či sa trhliny preukázateľne dlhodob

rozširujú ukáže až dlhodobjšie meranie, pri ktorom sa porovnajú hodnoty šírky trhlín počas celého roka. Na obr. 3 je zobrazený vývoj šírky trhlín v krátkom časovom úseku v rokoch 2021 až 2022.

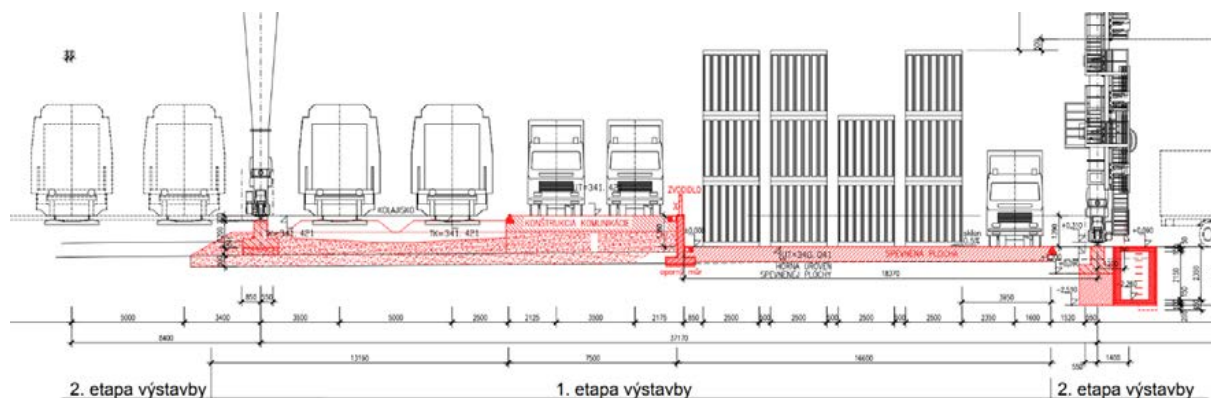


Obr. 3: Vývoj šírky trhlín na pilieroch od nulového merania dňa 19.8.2021 [3] – upravené podľa BP „Historické stavebné technológie a materiály“, Paláčíková, L. UNIZA, SvF, KSKM, Žilina, 2022

Z dlhodobého hľadiska, pri podcenení nefunkčného odvodnenia, bude dochádzať k ďalšiemu rozrušovaniu kamenného obkladu pilierov, zatekaniu klenieb a postupnému ubúdaniu malty v škárach, čo môže viesť k zmenšovaniu aktívnej plochy na prenos normálových napätí a tým pádom až k znižovaniu zaťažiteľnosti mostného objektu. Posúdenie stavu Chmáročského viaduktu so zohľadnením porúch a degradácie materiálov musí preukázať prepočet mostného objektu, resp. overiť kontrolná zaťažovacia skúška.

5.2 Diagnostika žeriavovej dráhy TIP Žilina

V rámci pracovných činností „mostárov“ VVÚŽ, kde dominantným je hlavne hodnotenie mostných objektov, vykonávajú sa aj ďalšie činnosti na objektoch železničnej infraštruktúry. Jednou z nich je diagnostika žeriavovej dráhy TIP Žilina [5], kde na obr. 4 je schematicky zobrazený jej priečny rez.



Obr. 4: Žeriavová dráha TIP Teplička

Žeriavová dráha pre mostový žeriav PS 2301 je situovaná v areáli TIP Žilina v k. ú. Teplička nad Váhom. Dĺžka žeriavovej dráhy je 750 m, rozpätie (rozchod) dráhy je 37,170 m. Koľajnicové pásy sú vo vzájomnom nominálnom prevýšení 1,070 m. Terminál má zrealizované dve koľaje, ktoré sú obsluhované dvoma portálovými, koľajovými žeriavmi s nosnosťou 45 t. [5]

Žeriavová dráha mostových žeriavov, je založená na železobetónových základových pásoch tvaru T rozmerov 1600x1200 mm z betónu STN EN 206-1-C25/30-XC2/SK/CI 0,1-Dmax.16-S3, kde telo pásu má šírku 600mm. Oba základové pásy sú voči sebe výškovo posunuté o 1070 mm tzn. jedná

noha žeriavu je vyššie a druhá nižšie. Celková dĺžka základového pásu je 750 m, pričom pás je dilatovaný každých 30 m vloženie pásu polystyrénu hr. 20 mm. Celý základový pás klesá v sklone 1 ‰ smerom ku Žiline.

Stavba bola dokončená a skolaudovaná v roku 2015. Žeriavová dráha bola uvedená do prevádzky spoločnosťou ŽSR v roku 2015, ktorá následne vykonávala len servisné jazdy mostovým žeriavom po dráhe. V roku 2019 bola daná do prevádzky spoločnosti TIP Žilina, s.r.o.

V dňoch 21.10. a 22.10.2024 bola vykonaná prehliadka obidvoch pásov žeriavovej dráhy pracovníkmi VVÚŽ Žilina, Skúšobné laboratórium a zástupcu TIP Žilina, s.r.o.



Obr. 5. Trhlina v betóne – južná strana



Obr. 6. Odlúpenie rohu zrekonštruovaného soklíka – južná strana

Na južnej strane sú novovybudované soklíky (úložná podlievaná päťka), ktoré sú v osovej vzdialenosti 700 mm a slúžia na uchytenie koľajnice žeriavovej dráhy a nastavenie koľaje do projektovanej výšky. Počas vizuálnej prehliadky boli pozorované na niektorých soklíkoch (úložných pätičkách) poškodenia rohov a praskliny v „stojine“ základu tvaru obráteného „T“ v hornej časti. Nakoľko je úprava terénu po hornú hranu základu, nie je možné stanoviť, do akej hĺbky prebiehajú trhliny.

Na severnej strane žeriavovej dráhy vizuálnou prehliadkou boli zistené výrazné poškodenie (až rozpad) pôvodných betónových soklíkov slúžiacich na upevnenie koľajnice žeriavovej dráhy. Ďalej boli pozorované trhliny v „stojine“ základu tvaru obráteného „T“ po celej jeho výške 800 mm. Prechod trhliny cez základový pás nebol preukázaný, nakoľko nebol prístupný. Trhliny sú v každom dilatačnom celku (dl. 30 m). Dilatačné škáry sú vyplnené polystyrénom a v hornej časti pružnou zálievkovou hmotou.

Na základe vizuálnej prehliadky a po preštudovaní poskytnutých podkladov, boli navrhnuté následné opatrenia:

- Na vybraných miestach južnej a severnej strany vykonať kopané sondy za účelom zistenia, či trhliny prechádzajú aj cez základový pás (merania uskutočniť min. 1 x mesačne počas celého roka a dodatočne pri extrémnych teplotách).
- Zamedziť v zimnom období prenikaniu dažďovej a povrchovej vody do vzniknutých trhlín. Zabrániť tak ďalšiemu zväčšovaniu už vzniknutých trhlín.
- Dôvodom výskytu trhlín môže byť viacero príčin, podľa tvaru trhliny a dĺžky dilatačného celku základov žeriavovej nemôžeme vylúčiť aj príčinu vzniku zo zmrašťovania a dotvarovania betónu základových pásov (trhliny zo sadania zvyknú mať šikmý tvar - zostupný alebo vzostupný).

- Dlhodobý geodetický monitoring (min. 1 rok) zameraný na sadanie základových pásov žeriavovej dráhy (odporúčame merať každý dilatačný celok minimálne na koncoch a v strede)
- Na základe záverov z geodetických meraní zvolať pracovnú poradu, kde sa určí ďalší postup na odstránenie existujúcich porúch na železobetónovej konštrukcii žeriavovej dráhy.
- Realizovať opakované geodetické zameranie polohy koľajnicových pásov strediskom železničnej geodézie a následne vyhodnotiť meranie v zmysle platnej normy.



Obr. 7. Trhlina v betóne – severná strana



Obr. 8. Trhliny a odpadnutie častí v pôvodných betónových soklíkoch – severná strana

Na severnom a južnom základovom páse bolo vybraných 10 trhlín, tak, aby sme dostali celkový obraz o správaní sa žeriavovej dráhy. Zmena šírky trhliny sa meria na mesačnej báze a vo vybraných termínoch podľa teplotných extrémov. Výsledky celoročného monitoringu budú prezentované v budúcom období, nakoľko ukončenie sledovania aktivity trhlín je naplánované na október 2025.

5.3 Akreditovaná zaťažovacia skúška

V rámci rozširovania portfólia akreditovaných skúšok skúšobného laboratória VVÚŽ, bola v roku 2024 získaná akreditácia pre zaťažovacie skúšky mostov. V rámci procesu akreditácie bola realizovaná zaťažovacia skúška (23.07.2024) v obmedzenej forme na železničnom moste v koľaji č.1 cez rieku Varínka (Obr. 9 a 10) v km 327,632 trate Košice - Žilina TU 2601 v úseku žst. Vrútky os. st. - žst. Varín, DU 52.

Proces akreditácie úspešne prebehol a v súčasnej dobe VVÚŽ má oprávnenie na vykonávanie akreditovaných zaťažovacích skúšok mostov.

V auguste 2025 sú naplánované kontrolné zaťažovacie skúšky na mostoch na ozubnicovej trati TU 2684 Štrba - Štrbské Pleso. Konkrétne sú to mostné objekty v km 0,435; 1,674 a 3,283, ktoré boli zosilňované externe lepenou predpínanou kompozitnou výstužou (CFRP pásy). O výsledkoch kontrolných zaťažovacích skúšok budeme informovať na konferencii a na ďalších odborných podujatiach.



Obr. 9. Pohľad na most



Obr. 10. Merania počas zaťažovacej skúšky

6 Návrhy na skvalitnenie revíznej činnosti

Ak chceme, aby mosty boli bezpečné z hľadiska ich prevádzkyschopnosti, potrebujeme revízny systém, ktorý vidí včas, rozhoduje rýchlo a koná cieľavedome. Nižšie sú ciele návrhy, ktoré nadväzujú na aktuálnu prax ŽSR, európske trendy, vývoj monitoringu a realistické použitie umelej inteligencie.

Východiská a terajší stav:

- Diagnostika a NDT kapacity: V rámci ŽSR funguje špecializované oddelenie revíznej činnosti, ktoré vykonáva NDT, vedie evidenciu revízií, dlhodobo sleduje vybrané stavby a realizuje mimoriadne revízie; činnosti sú upravené príslušnými predpismi a vyhláškami (pozri kap. 3, 4).
- Poznatky z diagnostiky: Prax ukazuje potrebu kvalitnej prvej obhliadky, cielenej diagnostiky (vrátane prístupu k ťažko dostupným miestam) a kvantifikácie vplyvu porúch na únosnosť, čo často vyžaduje kombináciu terénnych skúšok a prepočtov.
- Vývoj monitorovacích sústav: Na Slovensku prebiehajú „piloty online monitoringu“ s viacerými snímačmi na kritických mostoch (napr. „Nimnické mosty“ – dva predpäté železničné mosty v úseku Púchov – Považská Bystrica); ich ambíciou je včasné varovanie pre správcu, avšak je potrebné stanovenie kritických hodnôt sledovaných (monitorovaných) veličín, ktoré sú signálom, že s mostom sa niečo deje nad rámec prípustnosti rozsahu sledovaných veličín.
- Systémový rámec: Mostné hospodárstvo zahŕňa evidenciu, dohliadacu činnosť, diagnostiku, monitoring a zaťažovacie skúšky; dôraz na životnosť a spoľahlivosť je pevnou súčasťou univerzitnej aj odbornej praxe.

Návrhy na optimalizáciu kontrolných postupov:

- Rizikovo orientované plánovanie (RBI - Risk-Based Inspection): Nastaviť periodicitu a hĺbku prehliadok podľa rizika (vek, materiál, únava, prostredie, kritickosť pre dopravu). Pri vysokom riziku zhrustiť intervaly, pridať ciele NDT (Non-Destructive Testing – nedeštruktívne skúšanie) a dočasné SHM (Structural Health Monitoring – monitorovanie technického stavu konštrukcie).
- Štandardizovaný kód závad (porúch) a závažnosti: Zaviesť jednotný slovník porúch a stupnicu naliehavosti pre všetky mosty (vrátane spodnej stavby), aby bolo možné porovnávať naprieč regiónmi a jednoznačne prioritizovať zásahy.
- „First response“ protokoly: Pre definované spúšťače (trhlina > X mm, posun ložiska > Y mm, prudké zhoršenie odtokov) zaviesť okamžité opatrenia (dočasné obmedzenia, lokálne odľahčenie, provizórne spevnenie) a následnú hĺbkovú diagnostiku.
- Integrované výjazdové sety: Štandardný balík pre terén (endoskop, kryo sprej na „markery trhlín“, vlhkometer, kapacitný hrúbkometer náterov, ultrazvuk pre betón, magnetická prášková skúška, dron so záznamom 4K) s jasným „check listom“ použitia.
- Dynamická revízna matica: Pri každej revízii aktualizovať profil rizika objektu a naviazať ho na plán údržby, rozpočet a kapacity — aby sa z revízie stal hybný bod plánovania, nie len „kontrolný výkaz“.
- Krátke spätné slučky: Do 10 dní od revízie potvrdiť vykonanie urgentných opatrení a do 60 dní schváliť projektové riešenie pre vážne závady.

Návrhy na optimalizáciu kontrolných postupov:

- Rozšírená NDT paleta a kalibrácia:
 - Betón: ultrazvuk, impulzné rády, karbonatácia, odber jadier; sulfátová expozícia.
 - Oceľ: UT hrúbkomer, TOFD (Time-of-Flight Diffraction – difrakcia doby preletu)/PAUT (Phased Array Ultrasonic Testing – fázované ultrazvukové testovanie) pre zvary, magnetická prášková a vírivoprúdová skúška.
 - Murivo: endoskopia škár, ploché jadrá, lokálne penetračné testy.
 - Vytvoriť kalibračné protokoly, aby výsledky z rôznych tímov boli porovnateľné.
- Zaťažovacie skúšky „light“ a „proof load“: Zaviesť ľahké dynamické skúšky (akcelerometre, modálne parametre) pre trendovanie tuhosti a vybrané „proof load“ testy pri podozrení na sníženú únosnosť.
- Digitálne dvojča mosta: Spája geometriu, materiálové parametre, výsledky NDT, monitoring a prevádzkové dáta. Umožní prepočet rezervo únosnosti po zohľadnení reálneho poškodenia.
- Jednotná databáza a scoring: Centralizovať dáta (prehliadky, NDT, SHM, zásahy) do jedného systému; zaviesť jednotný „health index“ s váhami podľa rizika, využiteľný pre prioritizáciu investícií.
- Kvalita prvotnej obhliadky: Zachovať dôraz na fyzický prístup k kritickým miestam a plánovanie odberov; prax potvrdzuje, že práve prvá obhliadka často rozhodne o efektívnosti celej diagnostiky. [6, 7]

Kam sa priblížiť podľa vízií UIC [8]:

- Jednotné štandardy a benchmarking (systematický proces porovnávania výkonnosti procesov, alebo produktov vlastnej organizácie): Zladiť terminológiu, kategorizáciu závad a KPI (Key Performance Indicators – kľúčové ukazovatele výkonnosti) s európskymi odporúčaniami, aby boli výsledky porovnateľné naprieč správcami.
- Rizikové riadenie portfólia: Zapracovať prístup, kde prehliadka je nástrojom pre investičné rozhodovanie, nie cieľ samotný.
- Spoločné dáta a učenie: Zdieľať anonymizované datasety (foto, SHM, zásahy vs. výsledky) pre rýchlejší progres modelov AI a lepšiu prenositeľnosť „know how“.

7 Závery

Systematická revízna a dohliadacia činnosť na železničných mostoch v správe ŽSR predstavuje kľúčový nástroj pre ich dlhodobú funkčnosť a bezpečnosť. Včasný odhaľovanie nedostatkov, odborné posudzovanie technického stavu a okamžitá reakcia na vzniknuté problémy sú neoddeliteľnou súčasťou zodpovednej správy železničnej infraštruktúry, a aj z ohľadom na uvedené skutočnosti a zachytenie aktuálnych trendov, sa v roku 2025 aktualizuje predpis ŽSR TS 5. Investícia do kvalitného dohľadu sa vždy vracia v podobe spoľahlivej a plynulej prevádzky železničnej dopravy.

Podakovanie

Príspevok vznikol za výraznej podpory pracovníkov revíznych čiat VVÚŽ, kde sa v plnej miere opierali o skúsenosti s revíznou činnosťou a najmä o súhrny revíznych správ mostných objektov prevádzkovaných v sieti ŽSR.

Literatúra

- [1] ŽSR TS 5: Správa mostných objektov, 2020, 154 str.
- [2] ŽSR S 5: Správa železničných mostných objektov, 2020, 97 str.
- [3] KOTULA, P. – KRIDLA, O. – VAVÁK, B.: Monitoring a diagnostika železničného mosta v km 82,589 Trate Margecany - Červená skala, Betonárske dni 2022, Bratislava, 335-340 s.
- [4] KOTULA, P. KOTEŠ, P. – KRIDLA, O. – VAVÁK, B.: Diagnostic and analysis of selected masonry railway bridges on Slovak Railways, Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series, 2022, Volume 22, Issue 2, 12-15 p., Doi: 10.35181/tces-2022-0008
- [5] KOTULA, P. – KRIDLA, O. – VAVÁK, B.: Správa k aktuálnemu stavu žeriovovej dráhy TIP Žilina, VVÚŽ, SL, 2024, 9 str.
- [6] <https://digital-strategy.ec.europa.eu/sk/policies/european-ai-research>
- [7] <https://www.finreport.sk/agenturne-spravy/skontrolovali-vsetky-mosty-v-sprave-statnych-zeleznic-hodnotili-nielen-technicke-kriteria/>
- [8] <https://uic.org/>

RIEŠENIE IZOLÁCIE MOSTOV NA BÁZE POLYUREA

Martin HALMO ^{1*}

¹ MAPEI, Nádražná 39, 90028 Ivanka pri Dunaji, Slovensko

* korešpondenčný autor: halmo@mapei.sk

Abstrakt

Hydroizolačné systémy mostov zohrávajú kľúčovú úlohu pri zabezpečení ich funkčnej spoľahlivosti a životnosti. Dlhodobé pôsobenie vody, mrazu, solí a cyklického zaťaženia vedie k degradácii materiálov, najmä v kontaktných zónach medzi nosnou konštrukciou a vozovkou a kritických miestach ako sú vpuste, odvodnenie a mostné uzávery. V posledných rokoch sa v technickej praxi začína uplatňovať striekaná polyurea – aplikovaný vo forme kontinuálnej vrstvy bez spojov za horúca. Polyurea vykazuje vysokú mieru adhézie na cementové aj oceleové podklady, krátky čas vytvrdnutia (v rozsahu sekúnd), a výraznú odolnosť voči vode, chemikáliám a mechanickému opotrebeniu. Vďaka týmto parametrom sa javí ako vhodná alternatíva ku konvenčným izolačným systémom, najmä v kontexte rekonštrukcií mostov, kde je nevyhnutná rýchla a spoľahlivá aplikácia.

Cieľom príspevku je posúdiť aplikačné a materiálové charakteristiky polyurey z pohľadu jej použitia na mostných konštrukciách, so zameraním na jej interakciu s podkladom, riešenie kritických detailov a potenciálny prínos pre inžinierske stavby

Kľúčové slová:

Polyurea;
Hydroizolácia;
Životnosť;
Detaily;
Rekonštrukcie.

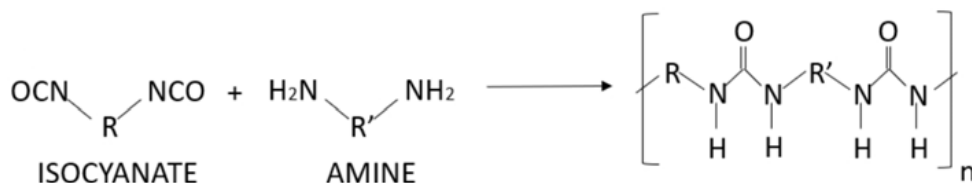
1 Úvod

Trvácnosť a spoľahlivosť hydroizolačných systémov predstavujú jednu z kľúčových požiadaviek pri navrhovaní a realizácii dopravných a inžinierskych stavieb. Mostné konštrukcie, tunely a iné dopravné objekty sú dlhodobo vystavené kombinácii mechanického, chemického a klimatického zaťaženia. Medzi najkritickejšie faktory patrí prenikanie vody a solí do nosných konštrukcií, čo vedie k degradačným procesom, akými sú karbonatácia betónu či korózia výstuže [1]. V tomto kontexte sa hydroizolácia stáva nielen ochranným, ale aj konštrukčne rozhodujúcim prvkom, ktorý zásadne ovplyvňuje životnosť a hospodárnosť celého diela.

Tradičné izolačné systémy, ako napríklad asfaltové pásy, majú v praxi svoje obmedzenia – či už z hľadiska mechanických parametrov, trvácnosti alebo riešenia kritických detailov. Vývoj polymérnych materiálov však v posledných desaťročiach priniesol nové riešenia, medzi ktoré patrí aj polyurea. Tento materiál má v porovnaní s tradičnými systémami jedinečné vlastnosti a pre stavebný priemysel predstavuje potenciál výrazne zvýšiť odolnosť a životnosť mnohých typov konštrukcií. Jej využitie presahuje rámec bežných hydroizolačných povlakov – nachádza uplatnenie pri sanáciách mostov, ochrane tunelových konštrukcií, nádrží, ale aj pri špeciálnych aplikáciách v priemysle.

2 Chemická reakcia polyurei a jej materiálové vlastnosti

Polyurea patrí medzi vysokovýkonné polymérne materiály, ktoré vznikajú polyadičnou reakciou polyfunkčných izokyanátov s polyfunkčnými amínmi. Táto reakcia je mimoriadne rýchla a prebieha už pri izbovej teplote bez potreby katalyzátora [2,3]. Všeobecný mechanizmus možno vyjadriť rovnicou:



Obr. 1: Reakcia polyurei

Výsledkom je tvorba močovínových skupín, ktoré sú schopné vytvárať hustú sieť medzimolekulových vodíkových väzieb. Vďaka nim získava polyurea kombináciu vysokej elasticity, pevnosti a chemickej stability. Na rozdiel od reakcie izokyanátov s vodou, pri ktorej vzniká oxid uhličitý spôsobujúci penenie, reakcia izokyanátu s amínom neprodukuje žiadne prchavé vedľajšie produkty. Tým sa eliminuje riziko pórov a dutín, ktoré znižujú integritu povlaku pri alternatívnych technológiách, ako sú napríklad polyuretánové systémy [4].

Jednou z kľúčových výhod polyureových povlakov je extrémne rýchle tuhnutie. Gelácia nastáva v priebehu niekoľkých sekúnd a pochôdnosť povrchu možno dosiahnuť už po 2–5 minútach. V porovnaní s bežnými epoxidovými alebo polyuretánovými živícami, ktoré dosahujú plné vlastnosti často až po 7 dňoch, predstavuje polyurea výrazné technologické zrýchlenie.

Mechanické vlastnosti polyureových systémov patria medzi najlepšie v triede polymérnych náterov. Typické hodnoty ťahovej pevnosti sa pohybujú v rozmedzí 15–25 MPa, pričom špecializované formulácie môžu prekročiť hranicu 30 MPa. Predĺženie pri pretrhnutí dosahuje 300–500 %, čo je dvojnásobok bežných polyuretánov a niekoľkonásobne viac ako pri epoxidových povlakoch, ktoré sú zvyčajne krehké (predĺženie < 5 %) [5]. Odolnosť proti roztrhnutiu môže presiahnuť 80–100 N/mm. Modul pružnosti polyureí sa bežne pohybuje medzi 10–70 MPa, čo umožňuje povlakom kombinovať vysokú pevnosť s dostatočnou flexibilitou na preklopenie trhlin podkladu [6].

Polyurea vykazuje taktiež vynikajúce chemické a fyzikálne vlastnosti. Vďaka hustej sieti močovínových väzieb je odolná voči kyselinám a zásadám v rozsahu pH 3–11, a tiež voči väčšine ropných produktov a solí. Teplota skleného prechodu (T_g) sa pohybuje v intervale $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ až $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$, čo vysvetľuje, prečo si materiál zachováva flexibilitu aj pri extrémne nízkych teplotách [7].

3 Štruktúra polyurei a materiálové vlastnosti v mostnom staviteľstve

Polyurea je robustný polymérny systém, ktorého vlastnosti sú odvodené od špecifickej štruktúry močovínových väzieb a hustej siete medzimolekulových interakcií. Kombinácia tvrdých segmentov s vysokou polaritou a flexibilných mäkkých reťazcov vedie k mikrofázovej segregácii, ktorá materiál poskytuje jedinečný kompromis medzi pevnosťou a elasticitou [2,3].

Pre železničné mosty je nevyhnutné, aby hydroizolačný systém znášal dynamické a cyklické zaťaženie od kolies a vibrácií. Kľúčovým parametrom je preto predĺženie pri pretrhnutí, ktoré u polyureí dosahuje 300–500 %. Táto hodnota umožňuje preklenúť dilatačné pohyby a zabráňuje vzniku trhlín v hydroizolácii. Pre cestné mosty, kde je povrch následne prekrytý asfaltovou vrstvou, je rovnako dôležitá vysoká odolnosť proti roztrhnutiu (80–100 N/mm a viac), pretože izolácia musí dlhodobo odolávať šmykovému napätiu spôsobenému dopravnou prevádzkou.

Ďalším zásadným parametrom je prídržnosť k podkladu, ktorá sa pri správnej príprave a penetrácii pohybuje u polyurei na úrovni > 2,0 MPa (podľa skúšok ťahovej prídržnosti EN 1542). Táto hodnota je niekoľkonásobne vyššia než pri asfaltových pásoch. Pri kovových podkladoch dosahuje prídržnosť štandardne > 5,0 MPa. V praxi to znamená, že polyurea zabezpečuje dlhodobú kontinuitu hydroizolačnej vrstvy aj pri lokálnych poruchách podkladu.

V praxi tieto parametre zabezpečujú vysokú durabilitu – životnosť polyureových hydroizolácií na mostoch sa hodnotí na viac ako 25 rokov [8]. Tento aspekt je kritický najmä pri železničných mostoch, kde odstávka prevádzky znamená výrazné ekonomické straty.

4 Aplikácia polyurei

Aplikácia polyurey je vysoko technologický proces, ktorý si vyžaduje profesionálne vybavenie a skúsený realizačný personál. Materiál sa spravidla nanáša striekaním za horúca, pričom obidve zložky – izokyanátová a aminová – musia byť počas spracovania udržiavané pri teplote $+65$ až $+85\text{ }^{\circ}\text{C}$ a dávkované pod vysokým tlakom 160 až 200 bar. K miešaniu dochádza v špeciálnej aplikačnej tryske, kde sa komponenty spoja a okamžite zreagujú.

Na stavbách sa využívajú dvojzložkové vysokotlakové zariadenia, ktoré sú často mobilne integrované do vozidiel spolu so sudmi materiálu. Od miešacej jednotky vedú k aplikačnej pištoľi hadice, ktoré môžu mať dĺžku až 100 metrov. To umožňuje rýchlu a flexibilnú prácu aj na horšie prístupných miestach mostov, tunelov či veľkých betónových plôch.

Povrch je po niekoľkých sekundách odolný proti dažďu a po niekoľkých minútach pochôdzny. Do 24 hodín je možné povrch plne zaťažiť aj ťažkými mechanizmami, čo je rozhodujúce pri rekonštrukciách mostov, kde odstávka prevádzky musí byť minimálna. Tento aspekt predstavuje jednu z najväčších technologických výhod polyurey oproti tradičným hydroizolačným systémom [9].



Obr. 2: Príklad aplikačného zariadenia od spoločnosti Graco



Obr. 3: Príklad integrácie striekacieho zariadenia materiálu do vozidla

5 Možnosti využitia polyureovej hydroizolácie na mostoch a dopravných stavbách

Parametre polyurey sú známe už niekoľko desaťročí a aj na Slovensku sa používa približne 20 rokov. K dispozícii je viacero kvalitných aplikačných firiem a úspešných referencií. Štandardné využívanie materiálu je najmä na cestných mostoch pod ochrannú asfaltovú vrstvu, cyklolávkach ako finálna povrchová úprava, ale aj na železničných mostoch, kde sa na izoláciu priamo ukladá balast – či už pri rekonštrukciách alebo na nových konštrukciách.

V roku 2019 začala certifikácia produktu PURTOP 1000 spolu so správcom talianskych železníc RFI (Rete Ferroviaria Italiana) s požiadavkou na kvalitný a dĺtrvácny izolačný systém na nových mostoch a zároveň efektívny spôsob izolovania starých mostov, ktorý dokáže ušetriť čas opravy vďaka minimalizácii výluk železničnej dopravy.

5.1 Hydroizolácia železničných mostov

Práve použitie pri renováciách starých mostov ťaží z rýchlosti aplikácie a mechanických vlastností.



Obr. 4: Aplikácia PURTOP 1000 na železničnom moste – postup prác

Počas rekonštrukčných prác je vždy ťažké jasne vedieť, v akých podmienkach bude železničná mostovka vystavená opätovnej hydroizolácii. Preto systém, ktorý používa geotextíliu, mechanicky fixovanú, ako debnenie pre striekanú membránu, predchádza problémom súvisiacim s podmienkami podkladu, ako sú nepravidelnosti alebo prítomnosť vlhkosti. Okrem toho je možné takýto systém správne ukotviť aj na vrstvu kamennej drviny, čím sa obmedzia výkopové práce, najmä po stranách mosta. Zároveň takýto „detašovaný“ systém vyžaduje vysokovýkonný hydroizolačný výrobok, ktorý odolá mechanickému namáhaniu, ktoré súvisí s nerovnomerným podkladom.

Druhou dôležitou výhodou je absencia spojov a/alebo upevňovacích otvorov na hydroizolačnej membráne: striekaný hydroizolačný produkt vo výsledku zaručuje bezšvové spoje.

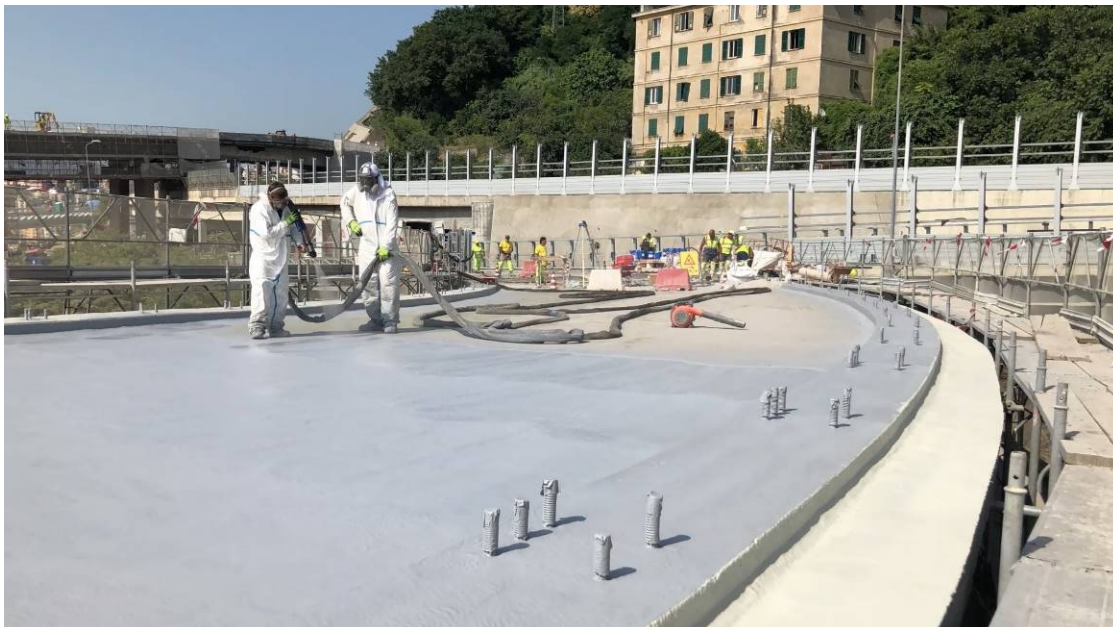
Aplikácia nástrekom kopíruje geometriu mostovky a môže sa ľahko prispôbiť detailom, ktoré sa typicky vyskytujú na tomto druhu konštrukcií. Najväčšou výhodou takéhoto systému však ostáva rýchla aplikácia. Ako už bolo spomenuté, použitie geotextílie ako debnenia predchádza všetkým problémom súvisiacim s prípravou podkladu a zároveň použitie rýchlo tvrdnúceho materiálu výrazne skracuje čas spojený s aplikáciou hydroizolačnej fólie. Kombinácia týchto dvoch faktorov umožňuje pracovať v noci bez toho, aby došlo k prerušeniu prevádzky počas dňa so všetkými súvisiacimi nákladmi a nepríjemnosťami. Tento pohľad na opravu mostov sa ukázal ako vysoko efektívny a značne zrýchlil práce na rekonštrukcii mostov v mnohých fázach.

Okrem toho je PURTOP 1000 certifikovaný aj na použitie ako hydroizolácia železničných mostov v hrúbke 3 mm, kde ostatné konkurenčné systémy vyžadujú pre dosiahnutia požadovaných parametrov 5 mm a viac. PURTOP je možné aplikovať na kovové aj betónové mostovky použitím príslušného základného náteru. Optimalizácia v hrúbke pomáha znova zrýchliť aj cenovo zefektívniť výstavbu nových mostov, čo robí túto technológiu dostupnejšou a trh má možnosť budovať trvácnejšie konštrukcie.

5.2 Hydroizolácia cestných mostov

Jedným z najčastejších využití polyurei je na hydroizoláciu mostoviek pod ochrannú asfaltovú vrstvu. Systém možno použiť pod asfaltový betón ale aj liaty asfalt. Systém pozostáva z penetrácie, resp. základného náteru, samotnej izolácie PURTOP 400M a základným náterom PURTOP PRIMER NERO presypaným kremičitým pieskom, ktorý súži ako podklad na následne aplikovanú asfaltovú vrstvu za horúca. Výhodou týchto systémov je, že napr. pri systéme FT (Fast track), kde je použitý veľmi rýchly základný náter, je možné objekt zaizolovať jedným výjazdom aplikátora, a nie je nutné čakanie na

vyzretie epoxidovej pečate ako pri bežne používaných asfaltových pásoch. Tento skrátený čas znova dokáže ovplyvniť niekoľko fáz výstavby alebo rekonštrukcie mosta.



Obr. 5: Aplikácia PURTOP 400M na mostovke

Medzi hlavné benefity pri izolovaní cestných mostoch sú však detaily a ich riešenie. Najčastejšie chyby pri asfaltových systémoch sa vyskytujú pri mostných uzáveroch a odvodňovačoch. Nakoľko je polyurea striekaný materiál ktorý dokáže kopírovať aj rôzne tvary podkladu a má excelentnú prídržnosť ku kovu aj betónu, tieto detaily je možné urobiť ďaleko kvalitnejšie ako pri konvenčných asfaltových systémoch. Iný je pri tomto systéme aj prístup ku kotveniu rímsy. Kde pri asfaltových systémoch dodatočne membránu prepichujeme a ošetrujeme, pri nástrekom polyureou sa závitové tyče osadia pred izolovaním a následne sa prestriekajú spolu s izolovaním plochy mostovky.

5.3 Hydroizolácia na cyklochodníkoch a ako finálna povrchová úprava parkovísk

Veľmi zložitými okrajovými podmienkami pre akúkoľvek hydroizoláciu sú lávky a povrchy vystavené priamemu pojazdu automobilov a iných mechanizmov. Napríklad pri lávkach, ktoré sú poväčšine z kovovej nosnej konštrukcie a aj finálny podklad na aplikáciu pojazdnej hydroizolácie je z kovových plechov, si vyžaduje materiál nielen odolný voči oderu a mechanickému poškodeniu, ale aj vonkajším vplyvom spojeným s klimatickými zmenami – dážď, neustále vystavenie UV žiareniu, ale tiež tvárnosť ocelej podkladovej konštrukcie vplyvom zmeny teplôt počas roka. Na takéto konštrukcie sa najčastejšie používa čistá polyurea PURTOP 1000/1000N, ktorá má napríklad schopnosť premostenia dynamických trhlin aj pri teplotách -40°C a viac ako 300% schopnosť predĺženia. Väčšinou výrobky na báze polyurea nie sú UV stabilné (Aromatické) a preto pri použití kde chceme hydroizoláciu aplikovať ako finálnu povrchovú úpravu je nutný dodatočný alifatický náter. Ten má za úlohu zabezpečiť nie len UV ochranu, ale vo väčšine prípadov aj protišmykovú povrchovú úpravu ktorá je na lávkach, parkoviskách a iných pojazdových plochách nevyhnutná. V rámci portfólia MAPEI sa dajú použiť napr. polyuretánové nátery alebo nátery na báze akrylu z rady MAPECOAT TNS, ktoré sú predplnené protišmykovým plnivom. Produkty z rady TNS sa používajú aj ako finálne nátery na športoviská, pretekárske dráhy, tribúny a iné mechanicky namáhané stavby.



Obr. 6: Aplikácia PURTOP 1000N na
cyklochodníku, Most Hlohovec



Obr. 7: Aplikácia protišmykového a UV stabilného
finálneho náteru Mapecoat TNS Race Track

6 Záver

Na Slovensku máme k dispozícii hydroizolačný systém, ktorý svojimi parametrami patrí medzi špičku v oblasti ochrany mostných a inžinierskych konštrukcií. Polyurea, zastúpená v systémoch PURTOP od spoločnosti MAPEI, je materiál, ktorého vlastnosti už boli nespočetnekrát overené v praxi na rôznych typoch konštrukcií doma aj v zahraničí. Mechanická odolnosť, vysoká elasticita, rýchlosť aplikácie a dlhodobá trvácnosť sú vlastnosti, ktoré sú v mostnom staviteľstve nepochybniteľné a ktoré riešia množstvo problémových detailov, s ktorými sa tradičné systémy vyrovnávajú len s ťažkosťami.

Napriek tomu je potenciál tohto materiálu na Slovensku stále využívaný len veľmi obmedzene. V prostredí, kde mosty čelia zrýchlenej degradácii spôsobenej klimatickými zmenami, soliacimi látkami a intenzívnou dopravou, predstavuje polyurea možnosť, ako predĺžiť životnosť a znížiť nároky na údržbu našich mostov. Polyurea je dnes už dostatočne preskúšaný a časom overený systém, aby mohol byť plnohodnotne nasadený aj v našej mostnej praxi.

Otvorením priestoru pre širšie využitie polyurey dokážeme nielen zlepšiť kvalitu a životnosť mostných konštrukcií, ale aj priblížiť naše riešenia k moderným trendom vo svete, kde sa tento materiál stal štandardom pri stavbách a rekonštrukciách strategických dopravných objektov.

Literatúra

- [1] Neville, A. M.: *Properties of Concrete*. Pearson, 2011.
- [2] Wicks, Z. W. et al.: *Organic Coatings: Science and Technology*. Wiley, 2007.
- [3] Horie, K.: *Polyurethane and Polyurea Chemistry*. Springer, 2019.
- [4] Oertel, G.: *Polyurethane Handbook*. Hanser, 1994.
- [5] ISO 527-2: Plastics – Tensile testing.
- [6] EN 1542: Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Test methods.
- [7] Szycher, M.: *Szycher's Handbook of Polyurethanes*. CRC Press, 2013.
- [8] Technické podklady MAPEI PURTOP.
- [9] Ciardelli, F., et al.: *Advances in Polyurea for Construction*. Journal of Applied Polymer Science, 2017.

MOŽNOSTI SLEDOVÁNÍ DEGRADACE KONSTRUKCÍ ŽELEZNIČNÍ INFRASTRUKTURY

Vojtěch DYNBYL^{1*}, Vít LOJDA², Pavel RYJÁČEK¹, Leoš HORNÍČEK², Daniel VÍCH³, Petr KLOKOČNÍK³

¹ Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulta stavební ČVUT v Praze, Praha, Česká republika

² Katedra železničních staveb, Fakulta stavební ČVUT v Praze, Praha, Česká republika

³ STATOTEST s.r.o., Liberec, Česká republika

* korespondenční autor: vojtech.dynbyl@fsv.cvut.cz

Abstrakt

Předmětem příspěvku jsou aktuální zjištění a poznatky projektu SRIMS - TM05000045 Smart Railway Infrastructure Monitoring System. Jsou popsány analýzy potřeb železničních správ, představeny možnosti dlouhodobého sledování degradace, či poškození některých konstrukcí na železniční infrastruktuře. V první části je popsána navržená koncepce cenově dostupného a široce využitelného měření posunů nosné konstrukce v oblasti ložisek pracující s možností korelace průhybů a rozkmitů napětí uprostřed rozpětí s posunem v ložisku. Jsou ukázány poznatky z provedených experimentů s cílem možnosti sestavování spekter napětí a sledování kumulace poškození různých typů mostních konstrukcí pomocí tohoto měření. V druhé části jsou shrnuty možnosti měření polohy a deformací kolejnic pro detekci poškození koleje pomocí magnetických a inklinometrických snímačů.

Klíčové slova:

Dlouhodobý monitoring
Sledování degradace
Magnetické snímače a
inklinometry
Mosty
Kolejnice

1 Úvod

Sledování mostní železniční infrastruktury je oblastí, která se v současné době postupně rozvíjí. Nicméně, instalace sledovacího zařízení v širším měřítku je u nás v zásadě minimální, mosty jsou sledovány buď z důvodu závažného poškození, nebo pro sledování interakce most – kolej jako zadání projektanta mostu. Jedním z důvodů je i to, že systém monitoringu je poměrně nákladná záležitost a složitě je i jeho průběžné vyhodnocování. Cílem tohoto projektu je vyvinout systém sledování, který bude ekonomicky přijatelný a dostatečně jednoduchý, aby bylo možné jej nasazovat v širším měřítku a zároveň aby splnil potřeby správců infrastruktury.

2 Identifikace cílů projektu

V úvodu řešení projektu byly zjištěny potřeby a problémy správců infrastruktury. Z tohoto důvodu byl sestaven dotazník a rozeslán správcům kolejové infrastruktury v Česku a Německu. Na základě dotazníků bylo možné shrnout následující potřeby správců pro mosty:

- získat data pro kontrolu mostů a optimalizaci údržbových prací,
- získat operativní informaci a výzvu v případě závady a poruchy,
- hledání vzniku a vývoje poruch a jejich průběžné monitorování,
- sledování funkčnosti mostního vybavení, jako ložiska, dilatační spáry, odvodnění, sledování vlhkosti uvnitř dutin nebo pod závěrem jako indikaci zatékání, sledování svislého průhybu,
- zajistit bezdrátový přenos dat a online přístup k datům,
- získat data pro posouzení únosnosti mostu nebo únavy materiálu, sčítání kumulace zatěžovacích cyklů,
- monitorování přetížení mostu, protože skutečné zatížení může být vyšší než povolená zatěžovací třída, to může vést k únavovým poruchám.

Na základě těchto potřeb byla v projektu zvolena cesta, která umožní sledování řady z těchto požadavků, ale zároveň by mělo jít o snadno instalovatelné řešení za nízké náklady. Z tohoto důvodu byla namísto instalace tenzometrů (tenzometry jsou citlivé, musí být přilepeny uprostřed rozpětí, což může být obtížné, a existují problémy s jejich nulovou stabilitou) nebo metod snímání deformací v poli, kde bývá náročný přístup (přístup pod mostem je obvykle vyloučen, metody jako DIC, laser atd. nejsou

vhodné pro dlouhodobé monitorování), a kde i tyto měřicí systémy jsou obvykle komplikované, navržena a vyvíjena koncepce cenově dostupného a široce využitelného měření posunů nosné konstrukce v oblasti ložisek. Tento systém využívá korelaci průhybů a rozkmitů napětí uprostřed rozpětí s vodorovným posunem v ložisku.

Vyvinutá jednotka je vybavena následujícími snímači:

- potenciometrický snímač dráhy – detekující podélný posun v ložisku, korelující s průhybem, napětím a hmotností vlaku, a do omezené míry i s nápravovým zatížením, zejména pro malá rozpětí, tento i sleduje volnou dilataci mostu a její korelaci s teplotou,
- potenciometrický snímač dráhy – detekující příčný posun v ložisku, signalizující havárii mostu jako důsledek povodně nebo nárazu vozidla,
- snímač zrychlení, který kontroluje natočení NK korelující s průhybem, nebo umístěný na spodní stavbu a sledující natočení opěr v důsledku sedání a podemletí,
- snímač vlhkosti, uložený do dutých prostor mostu a sledující jejich naplnění vodou,
- snímač teploty pro sledování teploty mostu a prostředí.

V oblasti železničního svršku a spodku byly vyvíjeny snímače založené na snímání 3D zrychlení, a tedy detekující natočení. Ty jsou sestaveny do formy „svislého hada“, který po umístění do vrtu detekuje pohyb, sedání a sesuvy zemních těles, nebo „vodorovného hada“, který po doplnění magnetickým snímačem zjišťuje půdorysné natočení. Tato technologie byla testována v laboratoři s cílem zjištění možné přesnosti.

2 Experimentální kampaň

Experimenty byly provedeny na třech mostech, na jednom zkušebním úseku trati v oblouku s velmi malým poloměrem a v jednom úseku s aktivním plíživým sesuvem přilehlého svahu.

2.1 Výběr mostů

Pro experimenty byly vybrány celkem 3 mosty, šlo o konstrukce:

- Otradovice – ocelová komorová konstrukce, starší most, řetězec prostých polí,
- Havířov – ocelová ortotropní konstrukce, 1 pole, novostavba,
- Příbyslav – spřažená ocelobetonová konstrukce, 1 pole, novostavba.

Tato volba pokrývá obvyklé typy mostů. U novostaveb bylo možné využít i výsledky zatěžovacích zkoušek, statických a v Havířově i dynamických.



Obr. 1: Most v Příbyslavi



Obr. 2: Most v Havířově

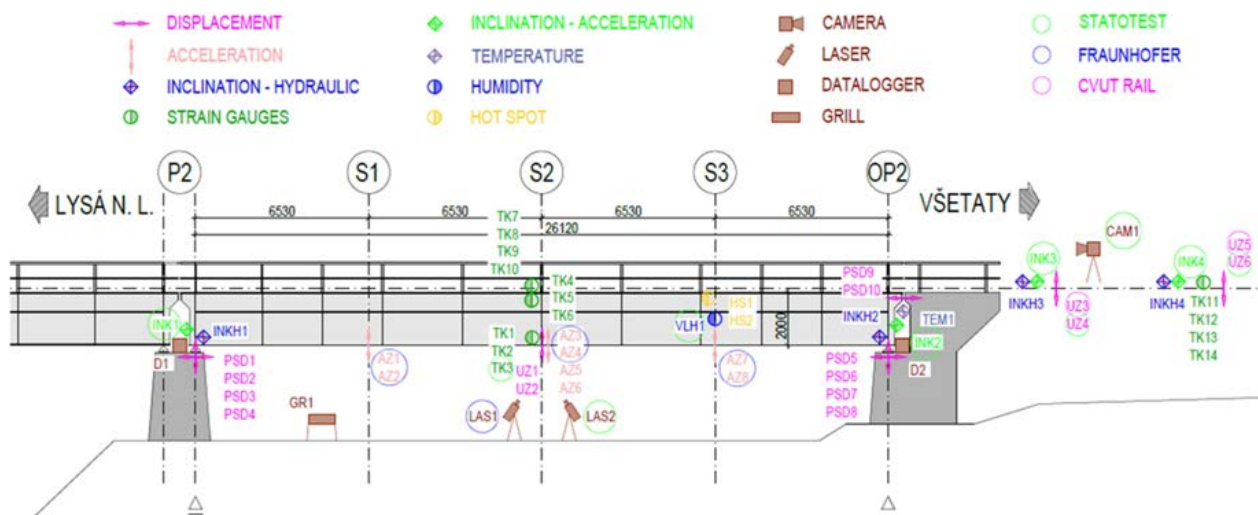
2.2 Výsledky měření na mostech

V současné době jsou dokončeny všechny experimenty a probíhá jejich vyhodnocování. S ohledem na rozsah je zde podrobněji ukázáno měření na mostě v Otradovicích.



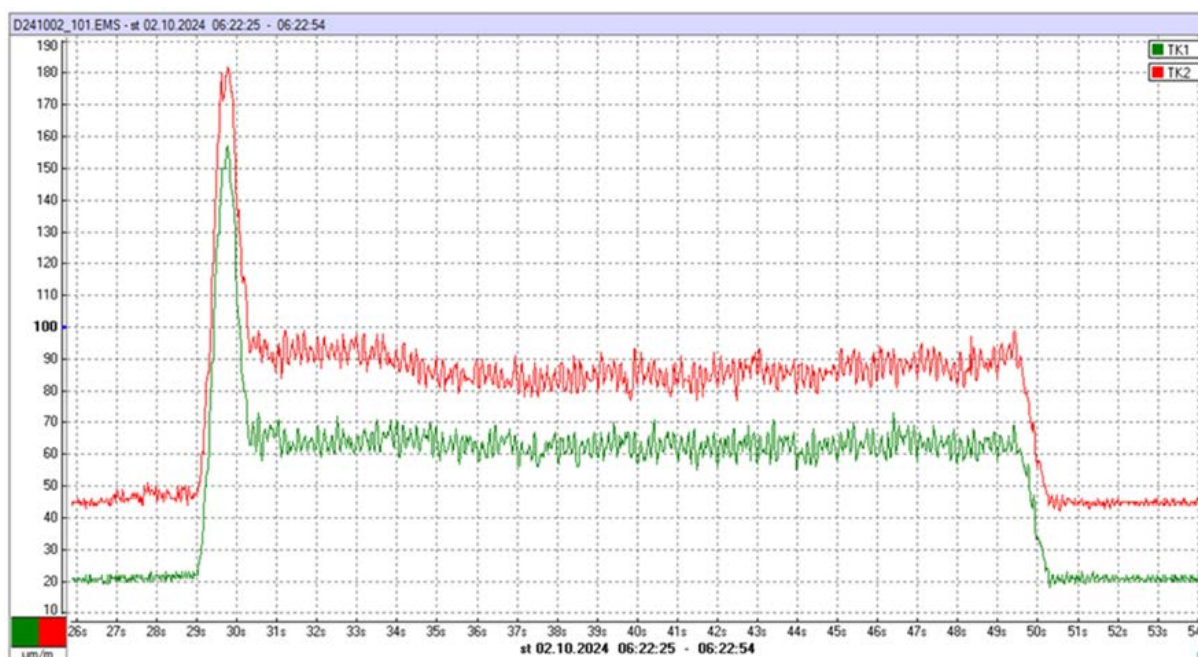
Obr. 3: Instalace měření na mostě v Otradovicích

Měření bylo provedeno 30.9.-2.10.2024 na mostě v km 344.001 trati Lysá nad Labem - Všetaty. Byla měřena jedna nosná konstrukce z celkem šesti. Mimo výše uvedené snímače bylo měřeno poměrné přetvoření v koleji a na nosné konstrukci. Dále byly použity snímače zrychlení klasické a laserové. Kromě mostu byla sledována i přechodová oblast mezi mostem a návaznou tratí.



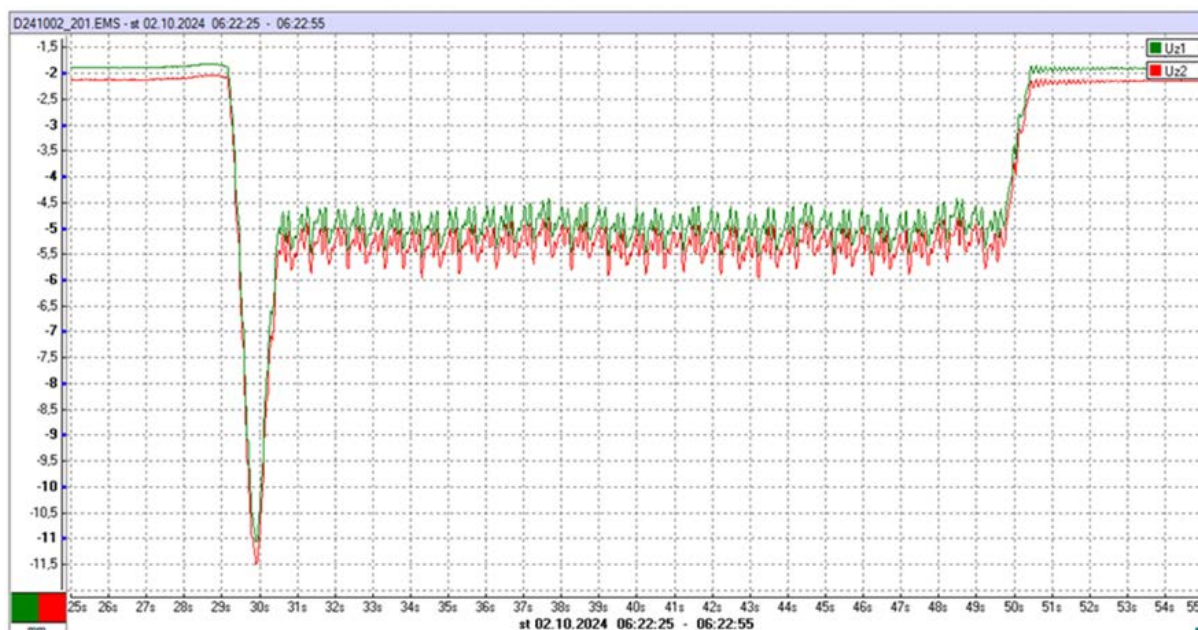
Obr. 4: Schéma měření na mostě v Otradovicích

Pro zatěžování bylo využito skutečné zatížení dopravou a údaje o jejich parametrech (typ, hmotnost, rozměry) ze systému COMPOST. Na dalších obrázcích je zobrazeno poměrné přetvoření uprostřed rozpětí, kde je patrná lokomotiva a následné přejezdy náprav vagonů.



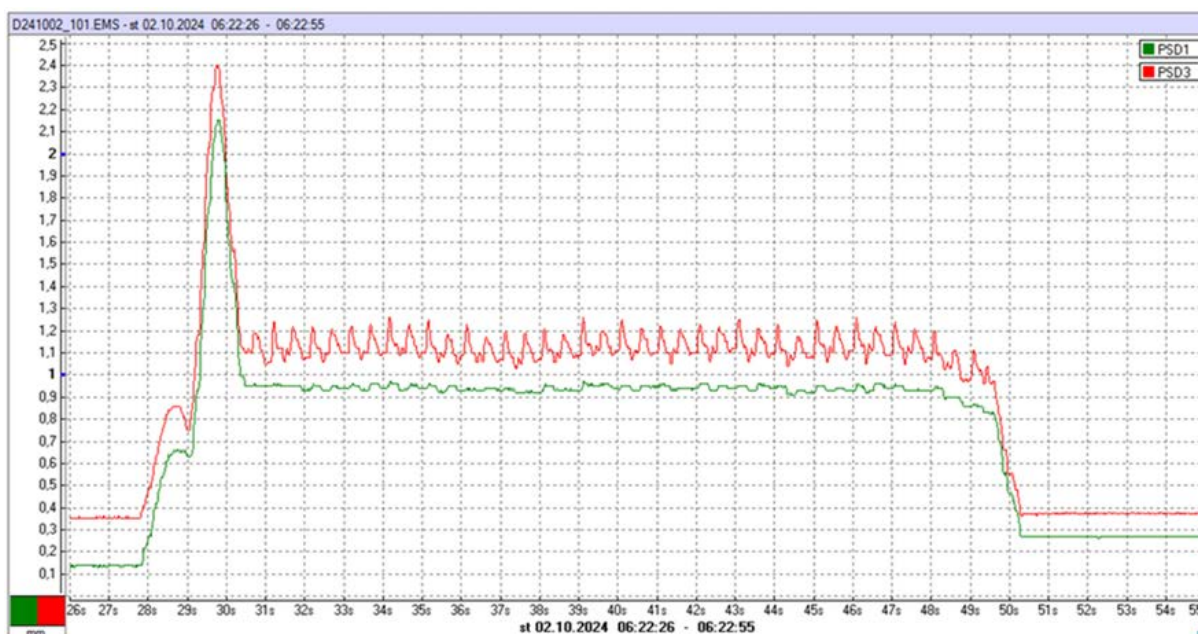
Obr. 5: Poměrné přetvoření – NK uprostřed rozpětí

Další obrázek ukazuje naměřený průhyb, který velmi dobře odpovídá poměrnému přetvoření.



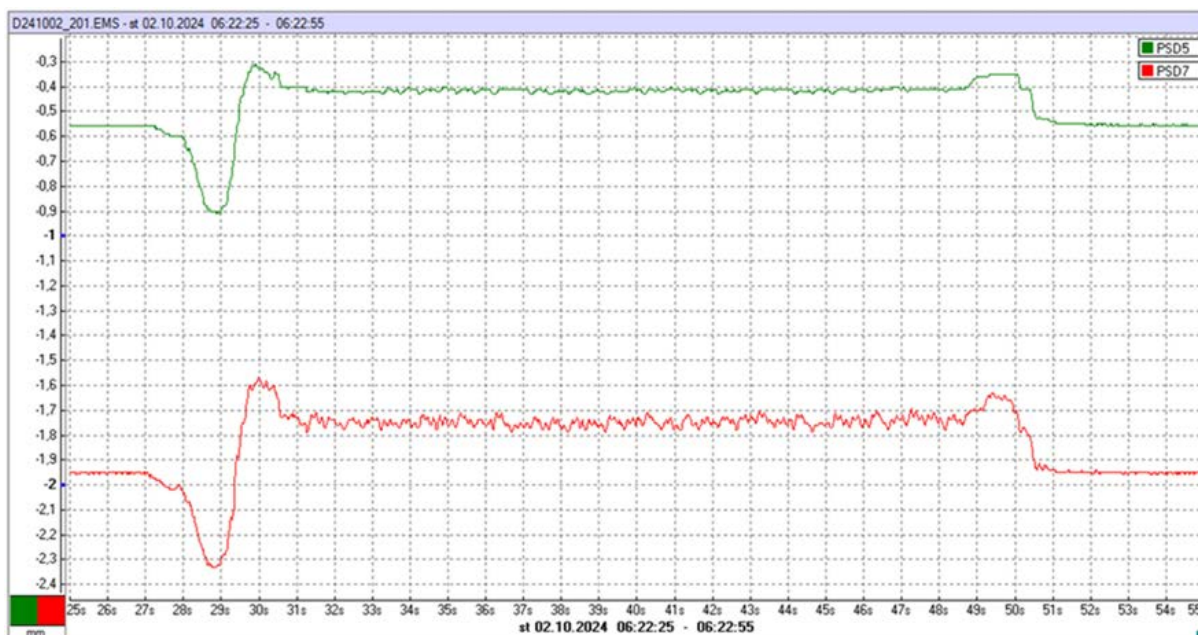
Obr. 6: Svislý průhyb mostu uprostřed rozpětí

V ložiskové oblasti je pro porovnání vidět podélný posun v ložisku. Je zde patrný velmi podobný tvar jako v případně napětí a průhybu.



Obr. 7: Podélný posun v posuvném ložisku

V případě takto starého mostu jsou použita ložiska ocelová vahadlová, která mají větší konstrukční vůle. Proto je podélný posun měřitelný i na ložisku pevném, kde se pohybuje okolo 0,3-0,4 mm, oproti cca 2 mm na ložisku pohyblivém.



Obr. 8: Podélný posun v pevném ložisku.

Obdobná měření proběhla s podobnými výsledky i na dalších dvou mostech. V současné době probíhá analýza výsledků a tvorba metodiky sledování a vyhodnocení těchto údajů pro sledování průhybů, napětí a zatížení.

2.3 Sledování koleje

Jedním z tradičních problémů, s nimiž se setkáváme na železničních tratích, je stabilita koleje v obloucích s malým poloměrem při vysokých teplotách v letním období, nízkých teplotách v zimním období nebo velkých teplotních změnách během krátkého časového období. S tím souvisí také riziko závažných vad (vybočení nebo lom kolejnice).

Měření bylo zaměřeno na dlouhodobé testování funkčnosti technologie měření příčného pohybu a teploty kolejnice prostřednictvím sítě bodů rozmístěných po oblouku s malým poloměrem v bezстыkové koleji. Ve spolupráci se Správou železnic, s.o., Správou tratí Liberec byla pro měření vybrána jednokolejná trať v km 1,6 trati Liberec – Tanvald. Specifickými rysy tohoto místa jsou: použití ocelových pražců tvaru Y v oblouku o poloměru 150 m a délce 200 m a současně dobré světelné poměry (nestíněný osvit trati).

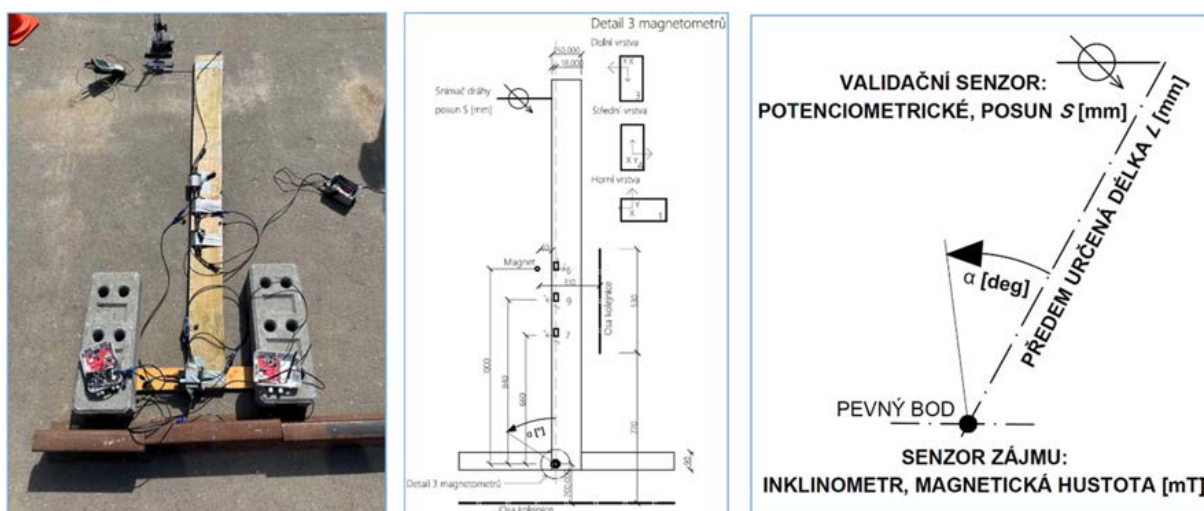


Obr. 9: Instalace snímačů a měřicí jednotky

Senzory byly nainstalovány 4. prosince 2024. Na vnitřní kolejnici byly nainstalovány dvě sestavy, každá s 5 senzory. Jedná se o systém zahrnující velmi přesné inklinometry propojené kabelem, které monitorují naklonění ve 3 osách a jejich změnu, magnetometry, které monitorují změny polohy vzhledem ke světovým stranám, a teplotní senzory. Obě sestavy jsou propojeny do jedné vyhodnocovací a komunikační jednotky. Celý systém je navržen tak, aby fungoval zcela nezávisle a autonomně. Senzory jsou přilepeny k patě kolejnice v mezerách mezi pražci. Kabley jsou uloženy v plastových chráničcích, zakrytých kamenivem kolejového lože. Sběr dat probíhá s frekvencí 1 hodina. Pro validaci nových senzorů byl v jednom příčném profilu uprostřed měřeného úseku umístěn přesný laser, který monitoruje vzdálenost stojiny kolejnice od pevného bodu se stejnou frekvencí záznamu dat.

Zmiňovaná in situ aplikace inklinometrů byla paralelně modelována v laboratoři Fakulty stavební, ČVUT v Praze. Dílčí cíle laboratorního porovnání s podmínkami v koleji bylo:

- sledování deformací laboratorního modelu kolejového roštu (Obr. XX), tj. posun a natočení, použitím inklinometrů za současného přímého měření snímači dráhy a úhlu,
- ověření opakovatelnosti měření s ohledem na charakter zatížení, jeho nahodilost a přerušování vlivem provozu v koleji,
- prověření rušivých vlivů, a tím selekce úseků železniční trati, ve kterých může dojít k omezení funkce inklinometrů (např. elektrifikace trati)



Obr. 10: Model kolejového roštu a měření natočení inklinometry a validačním snímačem

V laboratorním prostředí bylo především validováno, že natočení a posunutí pomocí magnetometrů odpovídá tvarem a polaritou fyzicky provedeným posunům a natočením, avšak s jiným škálováním a určitou nepřesností, kterou lze snížit kalibrací na základě přímé metody měření dráhy a natočení. Data z inklinometrů jsou vždy vztažena na podmínky v měřené lokalitě (magnetické pole Země, rušení kovovými předměty, elektromagnetickým polem přístrojů v okolí). Vzhledem k možným rušivým vlivům je výhodné aplikovat v prostoru měřeném inklinometrem magnet, který vybudí inklinometr a naladí hodnoty signálu o několik řádů výše, čímž dojde k umenšení jiných rušivých vlivů v okolí.

2.4 Sledování zemního tělesa

V některých lokalitách se složitou geologií nebo pohyby svahů dochází k narušení svahů a geometrie koleje, což následně představuje velmi nákladné opravy. Výzkum byl zaměřen na měření pohybu svahu v nepříznivých geologických podmínkách pomocí soustavy senzorů umístěných ve svislém vrtu s možností monitorování pohybu v různých hloubkách. Cílem je nepřetržité monitorování pohybů s možností předpovědi rizika sesuvů půdy a včasného varování v důsledku náhlých změn.

Ve spolupráci se Správou železnic, s.o., Správou tratí Liberec bylo jako nejvhodnější místo pro monitorování pohybu svahu vybrán svah zářezu v lokalitě „Šporka“, nacházející se v km 48,16 železniční trati Česká Lípa – Jedlová. V této lokalitě se vyskytuje problém s plíživým, v závislosti na čase nelineárním sesuvem svahů. Od roku 1968 zde již bylo provedeno pět nákladných renovací železniční trati i jejího okolí. Geologické i hydrologické podmínky jsou dobře zdokumentovány. Podle průzkumu se stabilní podloží nachází v hloubce cca 11 m.

V současné době je připravováno provedení svislého vrtu o průměru cca 70 mm na bázi stabilního podloží. Do dokončeného vrtu bude instalován snímač geosnake s měřicími body vzdálenými cca 1 m. Případný i dlouhodobý kontakt snímače s podzemní vodou je předpokládán a neměl by být problémem z hlediska funkčnosti. Předpokládaná frekvence sběru dat je 1 hodina. Vyhodnocovací a komunikační jednotka bude umístěna v bezprostřední blízkosti měřeného vrtu. Půjde o autonomní jednotku s vlastním napájením s automatizovaným ukládáním dat do vzdáleného datového cloudu.

Paralelně budou sledovány geometrické parametry přilehlé koleje a prováděno hodnocení jejich změn v relaci k údajům zjištěným ze snímače geosnake ve svislém vrtu.

3 Vývoj měřících jednotek a jejich koncepce

3.1 Snímače Geosnake a Magnetsnake

Měřicí zařízení s názvem Geosnake umožňuje vytvářet skupiny měřících bodů, které jsou řízeny společně a zároveň mohou fungovat autonomně, nezávisle na ostatních. Celé zařízení je navrženo tak, aby bylo samo o sobě levné a umožňovalo vytvoření velkých skupin. Jednotka obsahuje integrované senzory – MEMS snímač zrychlení a magnetického pole a teplotní senzor. Konektivita zařízení je volitelná dle potřeb instalace (WiFi, BT, Thread, RS485 – Modbus). Zařízení má k dispozici také velice energeticky úsporné režimy provozu pro energeticky kritické aplikace. Dále lze připojit externí senzory – analogové rozhraní (teplota, vlhkost, půda, ...) a RS485 rozhraní.

Mechanické provedení těla sensoru je modulární, díky malým rozměrům elektronické jednotky. Je tedy možné celé toto zařízení uložit do různých typů pouzder např. do geodetických vrtů jako navlečené na ocelovém laně se speciální nerezovou tyčí s modulární délkou segmentu nebo jako tzv. lineární sensor s rovnou plochou pro lepení nebo montážními otvory pro připevnění například na opěrné zdi.



Obr. 11: Geosnake v provedení pro vrtu



Obr. 12: Geosnake v provedení pro umístění na opěrné zdi, dole varianta 3 sensorů v jednom pouzdře

3.2 Jednotky SRIMS

Měřicí ústředny Dynasense jsou modulární měřicí ústředny pro měření různých typů a množství veličin. Tyto ústředny mohou být mezi sebou vzájemně propojeny (dle potřebných parametrů aplikace bezdrátově (WiFi,BT,Thread), drátově (LAN) a v tzv. MESH režimu (WiFi,BT)) nebo mohou fungovat jako samostatné jednotky. Tyto ústředny mohou být v případě připojení do cloudu ovládány odkudkoliv pomocí webového portálu nebo lokálně. Celý měřicí systém Dynasense se vyznačuje svoji jednoduchostí montáže měření a vysokou modularitou konfigurace. Celý systém může být sestaven ze samostatných jednotek, měřících hnízd nebo MESH sítí.



Obr. 13: Dynasense s externím akcelerometrem, pro měření napětí pomocí tenzometrů a pro měření deformace koleje

Měřicí ústředny Dynasense a i Geosnake mohou doplňovat nebo kooperovat s ústřednami pro dlouhodobý monitoring Statobox (s velmi dlouhou výdrží na bateriový provoz v řádu let).

3 Závěr

Předložený příspěvek ukazuje nově vyvíjené možnosti pro sledování železničních mostů jak z hlediska metodiky, tak z hlediska měřících jednotek. Podrobnější informace a výsledky se předpokládají v době ukončení projektu.

Poděkování

Příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu TM05000045 Smart Railway Infrastructure Monitoring System, podporovaném Technologickou agenturou ČR.

AKTÍVNA PROTİKORÓZNA OCHRANA (APKO) ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV

František STEJSKAL^{1*}

¹ emeritný expert, býv. súdny znalec, 058 01 Poprad, ul. L. Svobodu 2357/2, Slovensko

* korešpondenčný autor: fstejskal48@gmail.com

Abstrakt

Prvé náznaky, že korozívne narušenie ocelevej výstuže železobetónu má i elektrochemický charakter, sa prezentovali v USA ešte pred r. 1980. V Československu, kde sú elektrifikované železničné trate i jednosmerným prúdom, sa po úspešnom zavádzaní ochrany úložných kovových konštrukcií proti bludným prúdom (BP) objavovali obdobné náznaky/pokyny chrániť aj železobetónové konštrukcie. Spoločnou pre oba typy korózie železobetónu je možná elektrochemická (drenážna, katódová) ochrana. Asi prvou normou, ktorá sa pokúšala riešiť túto problematiku, bola NACE RP 0290 z r. 1990. Prvou európskou normou bola EN 12 696 z r. 1999. Postupne sa táto EN (už aj ako STN) a na ňu nadväzujúce normy dopĺňali a inovovali, čo však v SR nemalo adekvátnejšiu odozvu v praxi. Zlá údržba – najmä mostov - bola o.i. zapríčinená aj z dôvodu neznámeho majiteľa/správcu, nedostatku financií či nedostatku vplyvných odborníkov v tejto oblasti. Bolo logické, že sa spočiatku elektrochemickej korózii železobetónu venovali najmä špecialisti so skúsenosťami s ochranou kovových úložných zariadení (potrubí - aj tie prechádzali aj po mostoch) a ku nim sa postupne pridávali i „železobetónári“. Bohužiaľ, po konferencii TUKE v Herľanoch sa táto snaha „zabetónovala“ a výsledkom je aj katastrofálny stav mnohých železobetónových mostov na Slovensku.

Kľúčové slová:

Aktívna protikorózna ochrana;
Katódová ochrana;
Bludné prúdy;
Železobetón;
Korózia.

1. Úvod

Ako pamätník a iniciátor aplikácií vyššie spomenutých noriem (preklady, zverejňovanie, prednášky, certifikačné skriptá a skúšky, medzinárodná spolupráca) by som chcel v tomto príspevku spomenúť aspoň na podstatné skutočnosti, ktoré prebiehali v priebehu času. Prvé upozornenie na zlý stav železobetónových mostných konštrukcií som predniesol s kolegyňou ing. Belákovou kolegom „korozárom“ na pražskom 10. Workshope v r. 2001. Ani tu sa príspevok a možné riešenia nestretli s výraznejším ohlasom, ale onedlho spadla pražská Trojská lávka a boli aj obeť... Snáď aj preto v ČR dodnes existujú špecialisti, ktorí sa tejto problematike venujú (a to aj pre SR) a nezrušila sa príslušná certifikácia podľa EN 15 257 pre oblasť železobetónu ako v SR... Podľa rôznych zdrojov je v SR v zlom až veľmi zlom stave 2400 až 2800 mostov, čo môže celkom v blízkej budúcnosti celkom zablockovať cestnú dopravu, najmä kamiónovú. Príspevok zachytuje priebežnú situáciu asi do r. 2015.

2. Ochrana železobetónových stavieb pred bludnými prúdmi (BP)

Po prvýkrát som sa stretol s potrebou chrániť ŽB stavbu pred jednosmernými (DC) BP, keď sa na nás obrátil pražský projektant s otázkou, ako chrániť základy novobudovanej popradskej železničnej stanice pred BP od neďalekej meniarne, pri ktorej sa ich účinky koncentrujú (zbiehajúce sa BP). V tomto prípade bolo riešenie jednoduché a už realizované: základy stanice sa totiž robili vo vani vytvorenej štetovnicami (larsenkami), ktoré už dodávateľ nemienil vyťahovať. Po ich vzájomnom zokruhovaní prevarením spolu s uzemňovacím vodičom tak bola vlastne vytvorená elektrovodivá vaňa, ktorú BP obtekali. Obdobné riešenie, ale cielené, bolo navrhnuté VŠD Žilina (doc. Paleček) pri ochrane Centrálného tankovišťa PHM pri Hornom Hričove, štetovnice ale boli umiestnené nariedko a slúžili vlastne ako určité tienenie. Pri návrhu základov obchodného strediska za žilinskou stanicou (tiež blízko meniarne) sa zasa použili cca 50 m dlhé koľajnice, ktorými BP vytekali. Súčasne slúžili ako prizemnenie základového uzemňovača a čiastočne i ako galvanická anóda k ocelevej výstuži základov. Takéto riešenia sa ale u ŽB mostov prakticky využiť nedajú. Ale na estakáde E 18 pri Bytči boli proti BP použité

Dopravoprojektom Bratislava (Páleš) aspoň skratovacie a prepájacie vodiče, bohužiaľ boli uložené na povrchu a po necelom roku boli odcudzené. Všeobecne sa pri ŽB konštrukciách uprednostňuje pasívna ochrana pred koróznymi vplyvmi, ale tá nemusí byť /nie je/ urobená kvalitne a trvácne. Poznáte pojmy ako čierna vaňa/biela vaňa, základový uzemňovač, ale i korózne merania. Tie sa majú špecialistami vykonávať jednak pred projektom stavby, ale aj po pláne/ výstavbe električkových tratí či elektrifikácii železníc. Svoj vplyv môžu mať aj priemyselné zvarovne či žeriavové dráhy. BP môžu dotiahnuť aj iné líniové stavby: elektrické linky VVN a ZVN, vedenie verejného osvetlenia, zvodidlá, kovové ploty, ale i kovové potrubia v zemi (tie okrem prenosu BP môžu byť aj zdrojom (–síce slabších, ale stálych) interferenčných prúdov (najmä v blízkosti staníc katódovej ochrany) alebo galvanických prúdov (vplyvom použitia rôznych materiálov) a pod. Slabší vplyv na koróziu ŽB môžu mať aj telurické prúdy, striedavé (AC) zemné a indukované prúdy (uvádza sa asi 10 – 30 % podiel oproti DC BP), či prúdy od zmien geomagnetického poľa. Okrem BP má silný korózný vplyv na ŽB agresívne znečistenie (chloridové posypy, hnojivá, pozor na slaniská, rašeliniská, prímorský vzduch, minerálne vody či kyslé zrážky), pričom sa ich vplyv s pôsobením BP vzájomne násobí. Nebezpečné sú všetky tieto vplyvy na nedokonale uložené predpínacie drôty, kedy zvyčajne konštrukcia zlyhá náhle – bez „upozornenia“ (poschodové parkoviská, visuté schodiská, oporné steny, pilóty, mosty). Treba pamätať, že 1 A DC prúdu rozpustí za 1 deň 3 cm³ železa!

3.1. Identifikácia bludných prúdov

Ako poznáme, že sa v okolí stavby a v stavebnej konštrukcii nachádzajú bludné či iné prúdy? Samozrejme prvotným predprojektovým koróznym prieskumom, na existujúcich konštrukciách porealizačným prieskumom. Bludné, /teda v čase sa meniace/ prúdy sa nachádzajú v blízkosti električkových a jednosmerným prúdom elektrifikovaných železníc, najmä v blízkosti meniarňí či (modrých) skríň spätných káblov. Trocha iné je to na tratiach s „opačnou“ polaritou (mínus v troleji – električka Košice, TEŽ), kde sa anódové /korózne/ pôsobenie presúva s pohybom vozidla.

Tieto merania musia vykonávať iba špecializované pracoviská s certifikovanými pracovníkmi. Dosah bludných prúdov je rôzny, pri meraniach pre plánovaný most cez rieku Poprad medzi Veľkou Lomnicou a Huncovcami boli merateľné BP až od mesta Poprad (9 km). Naopak, pri meraniach pre premostenie ŠR a NR železníc pri Haniske u Košíc pre vtedy plánovanú R4 v tesnej blízkosti meniarňí bol nameraný až 100 V rozdiel medzi mínus pólmi oddelených meniarňí, čo je až 1 V/m medzi koľajnicami ŠRT a NRT. Ako sa s touto skutočnosťou vysporiadal projektant? V Košiciach pri meraniach vo svahu v smere na Košickú Novú Ves sme zistili únik BP i z prechádzajúceho trolejbusu (zimná zasolená asfaltka). V Bratislave sa cirkulácia BP čiastočne obmedzila tým, že meniarne majú vejár spätných káblov „naladených“ na rovnaký el. odpor. Neslávny nedávno podopretý popradský most na E 18-ke v tesnej blízkosti (400m) meniarne je o.i. priamo uzemnený (bez prierazky či bleskoistky), svojho času bol dokonca ukoľajnený!!! BP tak mali pri svojom pôsobení voľnú cestu.

Okrem meniarňí sa môžu bludné/interferenčné prúdy objavovať aj v blízkosti TNS (trakčných napájacích staníc z 3.fázového systému 110 kV na 1.fázový 25 kV s DC mostíkom alebo v blízkosti veľkých solárnych elektrární protiprepäťovo chránených prvkami s varistormi –vedú trvalý pracovný prúd).

Pri predprojektových meraniach na mostoch z dôvodu elektrifikácie železnice Čadca – Zwardoň neboli na nich zistené nepriaznivé vplyvy. Ale prejavili sa extrémne na kotvenom opornom múra a na paralelných gabiónoch. Tie boli osádzané na dlhých úsekoch z dôvodu zmierňovania ostrých zákrut pôvodnej trate, a to v tesnej blízkosti koľají. Podľa projektu mali byť vyrobené z plastom povlakovaného drôtu, v skutočnosti boli iba z obyčajného pozinkovaného a pretekali nimi BP. Na oporný múr bola preto navrhovaná malá stanica KAO a na gabiónové steny smerom ku najbližšej meniarňi ochrana horčíkovými galvanickými anódami spolu s drenážovaním cez Schottkyho diódy s žiarovkovým obmedzovačom, čo vtedy vyhovovalo i pre prúdy od ťažkých nákladných vlakov vo veľkom stúpaní trate.

Podobná situácia môže nastať aj na dvoch mostoch rekonštruovanej ozubnicovej železnice (zubačky) na Štrbské pleso, kde sa nedodrжала pôvodná požiadavka izolovania ocelových podvalov.

Na niektorých miestach elektrifikovaných železníc sú osadené priepuste/mostíky so systémom TUBOSIDER (zakrúžený pozinkovaný vlnitý plech so špeciálnym obložením), kde sa ale BP pre veľkú plochu prejavujú len minimálne. Naopak, pomerne silná korózia tohto systému bola zaznamenaná v

„tuneli“ (rádioaktívneho) potoka Manivier popri areáli Atómových elektrární v Jaslovských Bohuniciach, bola tu navrhovaná KAO...

3. Špecifiká ŽB mostných konštrukcií

Mostné konštrukcie majú tú „smolu“, že sa na nich zvyčajne stretávajú všetky vyššie uvedené korózne vplyvy a existuje pri nich to nebezpečenstvo, že pri zlyhaní padajú zvyška - aj s vozidlami a s ľuďmi (Miláno). Pričom o koróznom napadnutí dávajú vedieť i vizuálne, ale len „kozmetická“ úprava povrchu určite nie je to pravé orechové, keď už je zasiahnuté aj jadro. Udržiavané a kvalitne vyprojektované i vyhotovené mosty by mali vydržať určite viac ako 100 rokov. Ale nie je tomu tak. Po päťdesiatke už končia, aj skôr. Prvotný vplyv má správne projektové riešenie poučeným projektantom.

Práve preto sa v USA začalo uvažovať aj s možnosťou predĺženia ich životnosti s pomocou elektrochemických metód. Tie môžu zaceliť mikrotrhlínky, stabilizovať výstuž, čiastočne odsoliť styk železo/betón a betón sanovať aj riadeným prienikom inhibítorov k výstuži. Bohužiaľ na Slovensku to ukončia veta v Herľanoch: „Do betónu mi nikto elektriku ťahať nebude“. Ale ona tam už je a pôsobí zatiaľ len negatívne.

Naše pracovisko sa s týmto problémom stretlo prvýkrát, keď sme prevádzkovateľom plynovodných a iných potrubí pod (existujúcou aj plánovanou) katódovou ochranou vtedy bežne ukladaných na cestných mostoch mali dať odporúčanie na ich elektrické oddelenie od mostnej konštrukcie a samozrejme aj ochrany proti úderu blesku. Pozorovali sme aj poškodenia betónu pri závesných konzolách, čo je logické (katódová ochrana značí nabíjanie potrubia záporným potenciálom okolo 1 V, pričom sa prúd [kladný-iónový s prenosom hmôt] odčerpáva z vlhkého betónu, čím ho v okolí konzoly narúša). Túto potrubársku problematiku sme vyriešili, ale zistili sme, že sa dá katódovo chrániť aj železobetón. No a chránené mosty už v blízkom zahraničí to roky potvrdzujú.

Počiatky výskumov korózie železobetónu a jeho možnej aktívnej ochrany sa datujú okolo r. 1980. I náš VÚIS Bratislava na zadanie FMD vypracoval prvý orientačný predpis o ochrane betónu v agresívnom prostredí už v r. 1985. Empirické metódy boli aj súčasťou americkej normy-predpisu NACE RP 0290-90 (kritériá ako polarizačný diagram, zvyškový posun potenciálu 100 mV, analýza E na log I), norma obsahovala konštrukčné úvahy, možné materiály anód (titán, hliníkový nástrek) požiadavky na usmerňovače a základné požiadavky na vlastnú chránenú konštrukciu. Ďalej táto norma obsahovala pokyny pre projekty a postupy pri inštalácii. Podstatná časť sa týkala prevádzky a údržby, vrátane nutnosti časozberných záznamov. Predpis sa dotkol aj špecifickej agresivity pri styku s morskou vodou. Obsahoval aj odporúčanie pre meracie prístroje a techniku a prehľad vysvetlení elektrotechnických pojmov pre „betonárov“. Pokiaľ viem, boli problémy s prevádzkovaním usmerňovacej techniky, lebo bola dosť často poškodzovaná atmosférickým prepätím (4). Pravdepodobne táto norma vyvolala odozvu aj v Európe pri zostavovaní normy EN 12 696, ktorá sa postupne upravovala a a dopĺňala o celosvetové požiadavky a riešenia až do ostatnej podoby z r. 2022 ako STN ISO EN 12 696. Pre projektantov i prevádzkovateľov pomerne podrobný predpis MDVRR SR TP 03/2014, ktorý obsahuje takmer všetko potrebné, min. v náznakoch. Tento predpis obsahuje aj veľmi podrobnú súpisu súvisiacich zákonov, predpisov a noriem (je to 140 položiek!).

3.1. Rozbor platnej normy STN EN ISO 12 696 „Katódová ochrana ocele v betóne“

Zásady tejto normy sa prenesene vzťahujú aj na mostné konštrukcie. Nie je striktným predpisom, ale je dobrou pomôckou pre špecialistov pri rozhodovaní o použiteľnosti katódovej ochrany aj vzhľadom na celkovú ekonomiku (konštrukčné a prevádzkové náklady na KAO verzus nová konštrukcia pri celkovej rekonštrukcii). Obsahuje pokyny pri aplikácii na celkom novej stavbe alebo pri čiastočnej rekonštrukcii.

Táto nadradená rozsiahla norma (76 strán) sa odvoláva aj na ďalších 14 príbuzných noriem, ktoré musia zodpovedné osoby tiež ovládať, teda zodpovední pracovníci musia mať primeranú kvalifikáciu a skúsenosti, a to aj interdisciplinárne (elektrotechnika, elektrochémia, technológia betónovania a stavebníctvo vôbec, katódová ochrana). Samotný projekt je završením prípravy a analýz, musí byť ucelený (analýza vstupných meraní a perspektív, výpočty, podrobné montážne výkresy a špecifikácie použitých materiálov, podrobné postupy vrátane údržby, všetko musí byť patrične zdôvodnené). Špeciálne sa treba venovať postupom, ak konštrukcia obsahuje predpätú výstuž (nebezpečné vodíkové

krehtutie). Toto všetko vzťahujem na nové konštrukcie, staré vynechávam, nakoľko vo väčšine prípadoch už sú za zenitom, už im asi nie je pomoci s APKO.

Pre APKO potrebujeme najmä kvalitné (odolné a trvácne) anódy. Tie sú jednoduchšie a lacnejšie pre uloženie ŽB konštrukcie vo vode či pôde (základy, pilóty, podpery, opory, stĺpy) ako pri ochrane v atmosfére.

Ako anódy pre vonkajšie zdroje prúdu (el. prípojka, solárny zdroj s batériou) sú na výber vodivé povlaky (uhlíkové vlákna, elektrovodivý betón s pletencom zberných vodičov, žiarovo striekané anódy (Zn, Zn/Al, Al/Zn/In alebo Ti), aktivovaný Ti (metaloxidy MMO), keramický Ti, vodivé cementové anódy. Dôležité sú aj spojky (niób).

Ak je vhodné použitie anód bez vonkajšieho zdroja prúdu tak sú to anódy galvanické, napr. adhézne Zn fólie. Tu hrá svoju rolu aj pohľad architekta a cena riešenia.

Pre ŽB uložený v pôde so zdrojom prúdu sú vhodné ferosilitové anódy (liatina s vysokým obsahom kremíka), Ti/MMO či poplatinovaný niób s Cu jadrom. Ako galvanické anódy sú vhodné (podľa prostredia) Mg alebo Mg/Al pre slanšie okolie.

Snímače potenciálov výstuže musia byť kalibrované a osadené v reprezentačných bodoch ŽB konštrukcie (môžu byť typu Ag/AgCl, príp. KCl, Mn/MnO₂, Cu/CuSO₄), treba dať pozor na prepočet elektródového potenciálu pri ich kombinácii. Ako prenosná sa môže použiť aj Lugginova elektróda so špongičkou pre dobrý kontakt.

Skúšobné korózne vzorky (sú trvalo zabudované a sú z rovnakého materiálu ako výstuž) sa taktiež zabetónovávajú v uzlových referenčných bodoch.

Meracie prístroje sú dnes už bežne digitálne s vysokým vstupným merným odporom. Digitálne záznamníky sú potrebné pre dlhodobejšie merania (tam kde sú BP).

Elektrické káble a krabice musia byť zlučiteľné s celkovou inštaláciou (Ti, Cu) a tak osadené, aby nelákali nenechavcov (vo výške, zabetónované, s kovovým bezpečnostným krytom). Pre aplikáciu KAO sú potrebné vodiče s izoláciou z HDPE, HMPE /vysokohustotného/vysokomolekulárneho polyetylénu s prípadnou teflónovou vložkou, nakoľko sú extrémne elektrochemicky namáhané,

Usmerňovače – zdroje DC (s el. prípojkou či solárom) musia byť obdobne zabezpečené a navyše chránené aj prepäťovou a protibleskovou ochranou. Sú regulovateľné, s pulzným riadením.

Pri uvádzaní do prevádzky sa zariadenie pripája v postupných krokoch (nakoľko sa jednotlivé časti aj vzájomne ovplyvňujú) až do vypočítanej veľkosti ochranného prúdu, pričom sa sleduje výška ochranného potenciálu a posudzuje sa celková funkčnosť, a to aj v detailoch. Výsledkom je Záverečná správa o spúšťaní.

Výsledkom predchádzajúcich prác je potom príručka pre prevádzku a údržbu (zrozumiteľne napísaná) spolu s časovými rozpismi - sledovacími intervalmi a návodom, ako postupovať pri nezrovnalostiach...

Kritériá ochrany vychádzajú z predpokladov životnosti, použitých materiálov a technológií ako aj s negatívnymi vplyvov prostredia (najmä chloridov). Spotreba prúdu sa uvažuje okolo 2 – 20 mA/m² celkovej plochy výstuže.

Pripojenie k výstuži musí byť prostredníctvom meracích/kontaktných plôch privarených k výstuži a vyvedených na povrch betónu.

Prvým uceleným projektom katódovej ochrany v SR, vytvoreným na základe korózných meraní, bol na moste cesty I/50 pri Pereši pod Košicami s nosníkmi I a T, ale asi k realizácii už nedošlo.

3.2. Najčastejšie nedostatky

Budem sa tu snažiť vypichnúť len tie najkritickejšie problémy z hľadiska korózie a ochrany proti nej vrátane možných riešení. Najčastejšie sú to práve bežne viditeľné chyby:

Pri pochôdzkach po starých aj novších mostoch sa pozrieme na kovové zábradlie, ktoré je nad cestným uzáverom teleskopicky vsunuté do seba bez izolačnej spojky (malo by byť odizolované a chránené plynovou bleskoistkou 50 V, 100 kA /nemá trvalý prietokový prúd ako varistor/ proti prípadnému nebezpečnému dotyku chodcom v čase búrky). To isté sa týka kovových cestných zvodidiel, ktoré bývajú taktiež priebežné, buď šikmo zabetónované na koncoch mosta, alebo napojené na ostatné cestné zvodidlá (izolačná spojka s bleskoistkou).

Mostné uzávery nad dilatačnými škárami bývajú dokonale zanesené (slanými) nečistotami, sú roky neudržiavané a aj poničené (vyčistiť alebo vymeniť za nové, izolačné a preplachovateľné). Pri meraniach na bratislavskom Prístavnom moste v r. 2005 boli mostné uzávery pri prechode kamiónov tak namáhané, že sme počuli zvuky ako pri údere 5 kg kladiva na nákovu. To nemôže zostať bez následkov.

Mostné ložiská sú vodivo prepojené s podkladovým betónom (vymeniť za izolačné/s izolačnou podkladovou polymérovou maltou).

Trčiace preskokové elektródy medzi mostovkou a podperou, kde sa s dilatáciou mení aj preskokové napätie – cca 1,5 kV/cm (nahradiť plynovou bleskoistkou 50 – 100 V/100kA).

Kovové odvodňovacie rúry vedúce až do zeme (nahradiť plastovými, ak sa to nedá, príchytky spraviť ako izolačné/odizolované).

Iné elektrické zariadenie /snímače, kamery, hmlové či námrazové semaforey/, ktoré sú priamo uzemnené (kovové rozvádzače nahradiť plastovými, inštaláciu oddeliť od siete izolačným transformátorom s plynovou bleskoistkou, vodiče so zosilnenou izoláciou, vyžaduje si to aj špeciálne uzemnenie).

Distančné podložky/rozpierky sa v mnohých prípadoch používajú kovové, prípadne vyrobené priamo z výstuže (keď už sú obklopené zeminou, nie je riešenie; trvať na izolačných či betónových).

Výstuž nie je zváraná – v minulosti sa to zakazovalo (nie je riešenie, nedá sa aplikovať dodatočná KAO. Na nových mostoch sa požaduje zváraná výstuž, min, každý tretí kontakt tyčí polí).

Nosníky nemajú vyvedenú/konštrukčne pravdivo definovanú predpínáciu drôtovú výstuž (nesmie sa aplikovať KAO – hrozí náhle vodíkové korózne prasknutie drôtov. Podmienkou pre KAO nových mostov je izolačné uloženie predpätej sústavy. Postupovať veľmi citlivo, je to zložité).

Dlhé mosty nemajú špeciálnu ochranu proti úderu blesku alebo len bežnými tyčovými zvodičmi či cez stožiare VO (riešiť ochranu aktívnymi bleskozvodmi - ako na premostení Považskej Bystrice na D1, najlepšie s tienenými koaxiálnymi zvodovými vodičmi).

4. Záver

Nakoľko sa stav mnohých mostných konštrukcií na Slovensku už zväčša nedá spätne zlepšiť dodatočným osádzaním aktívnej protikoróznej/katódovej ochrany a podľa môjho názoru sa tento stav ani výrazne nezmení pri nových stavbách, aké sa ponúka riešenie? Takisto pokiaľ sa vo všeobecnosti nepriklonia slovenskí investori, projektanti a prevádzkovatelia ku naplňaniu vyššie uvedenej normy o aktívnej ochrane ŽB, navrhujem viacej využívať spriahnuté konštrukcie mostov. Takéto riešenie umožňuje aj stavbu mostov v oblúkoch (most na D1 za tunelom smerom na Svit, najnovší most na juhočeskej D3 – asi 900 metrov). Teda na novostavbách a celkových rekonštrukciách ŽB mostov uprednostňovať možnosť aplikovať spriahnuté konštrukcie (dole železné nosníky, ľahko sledovateľné a opraviteľné, životnosť min. 100 rokov (ako Eifflovka), potom 100% recyklovateľné, hore betónová nosná doska mostovky so životnosťou min. 50 rokov, potom sa dá ľahko vymeniť. V tom prípade nie je katódová ochrana potrebná. Taktiež sa celkom zjednodušuje aj inštalácia elektrických vedení a osvetlenia vrátane ochrany proti bludným prúdom a atmosférickým prepätiam. A protikorózna ochrana

prípadných ŽB podpíer je takisto jednoduchšia. Toto mi povedali slovenskí robotníci pri náhodnom stretnutí v Taliansku na stavbe mosta na obchvate Milána v r. 2008, keď som utrúsil, že „prečo nie ŽB“. A použili tu dokonca aj odolnou hrdzou chránenú oceľ, ktorá nepotrebuje náter (typ Corten/Atmofix, napr. je z nej nápis POPRAD pred OD FORUM v Poprade na námestí). To si ale mohli dovoliť v Taliansku, kde sa v zime nesolí, lebo takúto agresivitu tento povrch neznáša. Zlyhala tak kedysi konštrukcia OD v Liberci pre chemicky silne agresívne ovzdušie. Mimochodom, stále platí uznesenie Federálneho zhromaždenia ČSFSR, že normy sú nezáväzné.

Podakovanie

Rád by som sa poďakoval pracovníkom nižšie uvedených firiem za ústretový prístup pri návštevách ich vývojových pracovísk a na realizačných stavbách, ako aj za poskytnutú literatúru.

Literatúra

- [1] Firemná literatúra a články spoločností V&C Wien/Pressbaum, Haris Speciality Chemicals (THORO) Mol, Cyberdan A/S Holte, Vetek System Corporation Elkton, CMS GmbH Sistrans bei Innsbruck, JEKU Praha, AETRON/LEUTRON Košice / Wien/ Leinfelden (prepäťové ochrany)
- [2] Učebné texty „Katódová ochrana konštrukcií...“ VÚZ PI SR , Bratislava 2011.
- [3] STN EN a iné normy uvedené v texte.
- [4] Polák, Veleta: Rukovëť katodické protikorozi ochrany, ČPS Praha 2002 (o KAO všeobecne)
- [5] Články: napr. mesačník Poprad 02/23, SME 22.5.2025, 23-25.5.2025, 20-22.6.2025
- [6] Konzultácie so špecialistami (prof. Sokólski, ing. Sybila, prof. Ďurica, ing. Kapasný...)

PLASTIC DUCTS FOR SUSTAINABLE BRIDGE DESIGN: ENGINEERING TO EC2 AND FIB BULLETIN NO. 113

Klaus LANZINGER^{1*}, Larry KRAUSER¹

¹ General Technologies, Inc., 77477 Stafford TX, United States of America

* korešpondenčný autor: K.Lanzinger@gti-usa.net

Abstract

Polymer duct systems for internal bonded post-tensioning are increasingly popular as key components for corrosion-resistant, durable, and sustainable concrete bridges. The new version of Eurocode 2 "Design of Concrete Structures" [1] that has been released end of 2023 considers also the use of plastic ducts and gives some advantages in design that can be used to reduce the overall quantity of prestressing steel or rebars. The first bridge using polymer ducts was built 50 years ago already in Switzerland and in 2002 Florida Department of Transport (FDOT) released the document "New Directions for Florida Post-Tensioned Bridges" [2] and with subsequent specifications allowed only the use of polymer ducts in post-tensioned bridges. Despite this, metal ducts are still used for post-tensioned bridges in many countries, although they are susceptible to corrosion. fib Bulletin No. 113 "Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning" [3] was issued in 2024 as update of the famous fib bulletin no. 75 [4]. It provides information for the structural engineers regarding design and detailing of concrete structures containing tendons with polymer ducts. This article will highlight the requirements for durable post-tensioning structures with reference to fib bulletin no. 113 and EC2 and allow the designer to understand the benefits of plastic ducts according to EC2.

Keywords:

Post-tensioning;
fib bulletin 75/113;
Plastic ducts;
Corrosion protection;
Fatigue resistance.

1 Introduction

Polymer duct systems for internal bonded post-tensioning enjoy growing popularity as one of the key components for corrosion resistant, durable and therefore sustainable concrete bridges. fib Bulletin 75 "Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning" [4] was issued in 2014 and is considered a cornerstone for technical approval process of polymer or plastic ducts. It provides information for the structural engineer regarding design and detailing of concrete structures containing post-tensioning tendons with corrugated plastic ducts.

2 History of Plastic Ducts

The use of plastic ducts for internal bonded post-tensioning began in Switzerland. Between 1968 and 1974, around 300.000 m of corrugated black PE pipes were installed in highway bridges and overpasses [4].

One of the first major bridge projects to utilise plastic post-tensioning duct is the Chillon Viaduct (Fig. 1). This structure is located at the eastern end of Lake Geneva and is part of the Swiss A9 motorway. It was completed in 1969 and consists of 23 spans with a total length of 2.210 metres, with a maximum span of 104 metres. The bridge was originally designed for 10.000 vehicles per day; today it is currently used by 50.000 vehicles per day. During renovation work in 2012, the first signs of alkali-silica reaction (ASR) were discovered, which required bridge deck strengthening in 2014 and 2015 using rebars embedded in a thin layer of ultra-high performance fibre-reinforced cement composite (UHPFRC). No damage to the longitudinal tendons protected with post-tensioning plastic ducts was detected [5].



Fig. 1: Chillon Viaduct (© XBau AG)

Since the early 1990s, the use of plastic ducts has become increasingly important in Europe, the USA and India and, to a lesser extent, in Asia. At the end of the 1990s, fib published bulletin 7 [6], the first technical report with information, tests and performance specifications for corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning tendons. In 2006, fib bulletin 33 [7] presented the concept of protection levels (PL1-PL3) for tendons, which are included in the Swiss ASTRA 12010 "Measures to ensure the durability of tendons in civil engineering structures" [8] and in PTI/ASBI M50.3-19 "Specification for Multistrand and Grouted Post-Tensioning" [9]. The publication of fib bulletin 75 [4] can be considered a milestone. This comprehensive document provides detailed information for the design and the execution of prestressed post-tensioned concrete structures, a wide range of performance tests to be carried out in the approval phase, as well as periodic factory production control testing, and has system tests assessing the suitability of the anchorage in conjunction with the connection sleeves, which is of particular importance for electrically insulated tendons (EIT). Accordingly, EAD 160004-00-0301 "Post-tensioning kits for prestressing of structures" [10] refers to fib bulletin 75 for the evaluation of systems with plastic ducts and Eurocode 2 [1] refers to it for selection of the protection level.

Finally in 2024, fib bulletin No. 113 "Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning" [3]. Whereas the shift from fib bulletin No. 7 to fib bulletin No. 75 in 2014 marked a substantial evolution — reflected in the notably increased scope — the updates introduced with fib bulletin No. 113 are relatively modest. It is explicitly noted in this new document that fib bulletin No. 75 may continue to be used.

The use of plastic ducts in bridge construction is now standard not only in Switzerland, but also in other European countries such as the UK and Czech Republic and the US states Minnesota, Texas and Florida. But also other European countries such as Italy, France, Slovenia and Norway do have already bridge structures that are built with plastic ducts for internal post-tensioning.

3 Tendon Protection Levels

As per fib Bulletin 33 [7], the selection of the tendon protection level for a specific project requires that the aggressivity of the environment acting on the structure is assessed as low/medium/high. Then the structural protection offered by the structure for the tendons is determined and also rated as low/medium/high. Once these two tasks have been completed, the protection class (PL) for the tendons can be selected, see Fig. 2.

Aggressivity of Environment and Exposure. To obtain information on entry points for aggressivity and exposure, fib Bulletin 33 refers to EN 206-1 [11] and its definition of exposure classes. Six categories are used:

- X0: no risk of corrosion or attack
- XC1-XC4: corrosion induced by carbonation
- XD1-XD3: corrosion induced by chlorides other than from sea water
- XS1-XS3: corrosion induced by chlorides from sea water
- XF1-XF4: freeze/thaw attack with or without de-icing agents
- XA1-XA3: chemical attack

The aggressivity of common bridge structures in Central and Northern Europe should generally be categorised as "medium" or "high". For chloride exposure from de-icing salts (XF4) the classification is always "high" and for chlorides from sea air (XS1) the classification is "medium". In Germany, Railway bridges that are less than 10 m away from areas or roads exposed to de-icing salts (XF2) are also classified as "high" [12].

Protection provided by the structure. The structural protection of the tendon provided by the structure must now be determined or estimated and assessed as low/medium/high [13].

Many factors come into play, such as concept, detailing, material selection, and construction quality. It is important to always keep in mind that the corrosion of prestressing tendons occurs through the penetration of chlorides and other harmful substances at weak points, which can be found at the anchorages, tendon couplers, and sleeve connections of the ducts, as well as in concrete cracks or inadequate concrete cover.

The following factors are included in the assessment according to fib Bulletin 33:

- Concrete quality and cover
- Concrete cracking
- Construction joint details
- Expansion joint details
- Waterproofing Systems and other surface protection systems
- Drainage system details
- Segment joint details

The result is a rating in three levels from "high" for excellent constructive protection to "medium" and "low", although admittedly the categorisation here is not quite as clear as for the exposure classes.

Selecting the Protection Level. After determining the rating for the exposure in accordance with 3.1 and the structural protection in accordance with 3.2, the required protection level of the tendon can be determined using the corresponding fig.1. For example, if the exposure is rated as "medium" and the design protection as "high", this results in protection class PL2. According to fib bulletin 33, this means that the anchorage must be protected with a permanent tight cap and plastic post-tensioning ducts must be used. For PL3 the requirement is that the integrity of the envelope can be permanently tested, which results in the use of Electrically Isolated Tendons.

PL		Protection Provided by Structure (2)		
		High	Medium	Low
Aggressivity/Exposure (1)	Low	PL1	PL2	
	Medium			
	High	PL3		

Fig. 2: Selection of Protection Level (PL)

4 Design Considerations

4.1 General Considerations

Once the owner or designer of a structure concludes that corrugated plastic ducts shall be used, it is recommended to clearly specify compliance with fib bulletin 113 [3] to be included as part of the post-tensioning kit. This ensures that a state-of-the-art system will be used. To ensure the highest quality, the bulletin includes comprehensive inspections of the plastic ducts and connections to the entire post-tensioning kit, including anchoring. This involves specific approval tests that are conducted solely to verify that the entire post-tensioning kit will perform as specified, as well as a series of factory production control tests that are continually carried out to confirm that the manufactured components conform to those used in the approval process.

4.2 Radius of curvature

A critical aspect when using corrugated plastic duct is determining the allowable radius of curvature for a specific duct. The plastic duct will need to be sufficiently resistant to wear caused by the prestressing steel during tendon stressing when bent to a specified radius of curvature. Below is information to take in consideration when determining the allowable radius of curvature.

Plastic is softer than metal and thus the prestressing strands will wear into the plastic ducts during stressing of the tendon. This is not a problem as long as there is sufficient residual wall thickness of the plastic duct after stressing. There are two performance tests in fib bulletin 113 [3] to verify this, namely "Wear resistance of duct" (Annex A.8) and "Wear resistance of duct under sustained load" (Annex A.9). Figure 3 shows an apparatus used to clamp the duct during testing.

Test A.8 simulates stressing of a tendon with 125 m length and corresponding elongation of 750 mm while the clamping load Q pressing on the duct wall through the strand is increasing steadily. Test A.9 considers the creep of plastic under load and accordingly test duration is 14 days to simulate the time between stressing and grouting. The same clamping load Q is used in both A.8 and A.9 testing. The same specimens from test A.8 are used for test A.9. To pass the test a minimum residual wall thickness of 1,5 mm after test A.8 and 1,0 mm after test A.9 is required for Tendon Protection Level 2 and 3.

As the wear of plastic ducts depends also on the temperature, both tests are performed at ambient temperature (23°C) and high temperature (45°C). The clamping load Q may be different based on temperatures being evaluated.

4.3 Minimum radius of tendon curvature

The limitation of the radius of tendon curvature is essential to manage:

- a) The lateral pressure on the concrete
- b) The potential damage to prestressing steel within the tendon bundle
- c) The risk of damage to the duct due to lateral pressure between the prestressing steel and the duct.

Condition a) and b) is independent from the duct material whereas for condition c), wear testing of plastic ducts according to A.8 and A.9, as described above, needs to be performed. Based on the clamping load Q that is applied in the successful tests, the duct manufacturer can declare the minimum radius of tendon curvature R_{min} for field installation with equation (1).

$$R_{min} = 0,7 * F_{pk} * A_p * k * l / Q \quad (1)$$

where:

F_{pk} is specified strength of prestressing steel,

A_p is cross section of a single strand,

k is cable factor to consider the number of strands in the duct.

It is important to perform the wear resistance test A.8 and A.9 with as high a clamping load Q as possible to achieve a small bending radius R_{min} and thus a reasonable tendon geometry. The reachable clamping load Q depends on the characteristics of the material properties and blends which the duct manufacturer is using. For applications that require particularly small bending radii, the manufacturer General Technologies, Inc. (GTI) has developed a proprietary special "Tight Radius" blend. With this blend a R_{min} of 5,0 m for a 100 mm duct filled with 19 strands can be achieved [14].



Fig. 3: Wear testing of duct

4.4 Improved fatigue strength

Prestressing steel installed in plastic ducts has a significantly improved fatigue resistance over prestressing steel installed in metal ducts. According to Table 6.4N in Eurocode 2 [1], $\Delta\sigma_{Rsk}$ can be set at 150 N/mm² when using plastic post-tensioning ducts versus 120 N/mm² with metal ducts (see Fig. 4).

The outstanding properties of plastic post-tensioning ducts in terms of fatigue strength have been proven in several research reports. For example, Hegger and Abbel carried out tests on 14 prestressed concrete beams and found as early as 1999 that metal ducts exhibited the first cracks after 10.000 to 20.000 load cycles at crack amplitudes of 0,1 millimetres, whereas plastic ducts remained crack-free even at crack amplitudes of 0,2 to 0,3 millimetres over 2 million load cycles. The authors concluded: "As plastic ducts thus ensure corrosion protection for tendons even under dynamic stress, restrictive regulations on compliance with decompression can be omitted." [15]. Therefore, under certain conditions, Eurocode 2 [1] also allows a crack width of 0.3 mm for PL2 and PL3 whereas for PL1 the decompression limit is applied, i.e. all parts of the tendon lie at least 25 mm within concrete in compression. This means that the prestressing force can be reduced with PL2/PL3 compared to PL1 and consequently the amount of prestressing steel will be reduced.

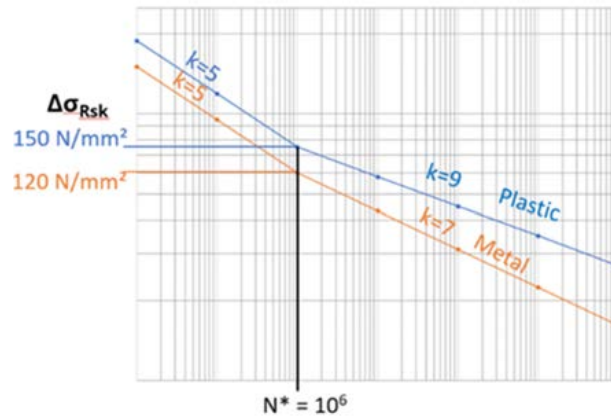


Fig. 4: Fatigue strength acc. to EC2:2023

4.5 Friction losses

The prestressing force in a post-tensioning tendon decreases steadily as a result of friction with the distance from the stressing-end and depends on both the geometry of the tendon (sum of the deflection angles) and the friction in the duct. The coefficient of friction μ depends on the selected duct type and can usually be taken from the approval or a manufacturer's data sheet. For metal ducts, a μ value of 0,19-0,20 is usually used, whereas the friction coefficient $\mu = 0,12$ is used for plastic post-tensioning duct [16], [17].

The positive effects of reduced friction are clearly illustrated by two examples. The friction losses in a 145 m long box girder bridge with a 3-span superstructure (end-spans of 2 x 40 m and centre-span of 65 m) are calculated with $\mu = 0,20$ for metal ducts and alternatively with $\mu = 0,12$ for plastic ducts; this results in 9% lower losses in the centre of the span. Thus, the amount of prestressing steel required can be significantly reduced.

As the possible reduction in friction losses due to reduced friction depends on both the length of the tendons and the sum of the deflection angles, significant reductions are therefore possible for round structures such as tanks and silos. In 2024, eight digester tanks were completed in Singapore for the TUAS Water Reclamation Plant project. The tanks are designed with horizontal tendons comprising 360° and ring anchorages as well as vertical tendons with loops at the bottom, see Figure 5. The tanks have an inner diameter of 25 m with wall thickness of 65 cm and a height of 45 m. The horizontal tendons with 12 nos. Ø 15,7 mm strands are 79,1 m long. The use of plastic ducts allowed the friction loss in the middle of the tendon to be reduced by 28% compared to metal ducts.



Fig. 5: Tank with GTI® plastic ducts for horizontal and vertical post-tensioning and GTI Tight Radius ducts for the loop tendons

4.6 Shear stress resistance

An important design consideration in the design of box girders is the reduction of the actual web width for the design of the shear load-bearing capacity, particularly where large-diameter ducts affect the web's capacity to resist shear and compressive stresses. According to Eurocode 2 [1], when the cumulative diameter of ducts at a given web cross-section exceeds one-eighth of the actual web width, a reduced nominal web width $b_{w,nom}$ must be applied for structural design verification:

$$b_{w,now} = b_w - k_{duct} \sum \emptyset_{duct} \quad (2)$$

where :

b_w is minimum width of the cross-section between tension and compression chords and neutral axis,

$b_{w,nom}$ is nominal web width due to the disturbance of ducts,

k_{duct} is coefficient for calculating the nominal web width due to the disturbance of ducts,

$\emptyset_{duct}$ is outer diameter of post-tensioning duct.

Here, $\sum \emptyset_{duct}$ refers to the total outer diameter of all ducts at the most critical cross-sectional level, and k_{duct} is depending on the duct material. For grouted plastic ducts, EC2 stipulates a reduction factor $k_{duct} = 0,8$, while for grouted metal ducts, a more favourable $k_{duct} = 0,5$ shall be considered. The higher coefficient for plastic ducts results in a slightly bigger reduction of the effective web width.

Interestingly, earlier versions of EC2, such as the 2004 edition, prescribed a considerably more conservative value of $k_{duct} = 1,2$ for plastic ducts. This led to an overestimated loss in web width and unnecessarily penalized design with plastic ducts. Current codes and recommendations reflect updated research and practical performance data. Further insight is provided in fib Bulletin No. 113 [3] chapter 3.2.8, which also includes a comparative table of reduction coefficients used in international standards like AASHTO and fib Model Code 2010.

4.7 Concrete cover

According to Eurocode 2 [1] clause 6.5.2.2 (4), the concrete cover for prestressing tendons should be increased by 10 mm, except when plastic ducts (PL2 or PL3) are used for internal bonded tendons. It should be noted that the required concrete cover can be a governing factor in the design of transverse tendons in bridge decks, which are often placed in the same layer as mild reinforcement to maximize tendon eccentricity. In such cases, the additional 10 mm of cover may lead to increased concrete volume in the structure. This increase can potentially be avoided by using plastic ducts.

4.8 Concrete cover

Structural monitoring, particularly of bridges, has been gaining importance for years, with ongoing development and implementation of new techniques and methodologies. One relatively simple and cost-effective approach to evaluating the corrosion protection of prestressing tendons during inspections—or even on demand—is the use of PL3 systems with electrically isolated tendons (EIT).

This method involves measuring the electrical resistance (impedance) between the internal tendon and the surrounding reinforcement outside the protective duct. To enable this, plastic ducts must be used and the anchorage system must also be designed to fully isolate the prestressing strands and wedges from the external reinforcement. Further information on electrically isolated tendons and extensive references can be found in fib Bulletin No. 113 [3].

5 Conclusion

ASTRA 12 010 [8] gives a good summary of why the use of high quality ducts is so important: "Tendons can be at risk from chloride exposure, fatigue or stray currents. Corrosion damage to tendons has been repeatedly observed. Bridge and building collapses have been reported abroad. The corrosion condition of prestressing steel within metal ducts cannot be assessed using non-destructive methods. For these reasons, plastic ducts have been used in Switzerland since the 1990s in addition to metal ducts, which only offer limited corrosion protection. This not only improves corrosion protection, but also increases the fatigue behaviour of the tendons. Tendons with complete electrical insulation offer additional advantages such as protection against stray currents and the possibility of monitoring corrosion protection over the entire service life by measuring electrical resistance."

Disclosure of Interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

All data generated or analysed during this study are included in this published article [and its supplementary information files].

References

- [1] 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
- [2] Report - New Directions for Florida Post-Tensioned Bridges, Vol. 1 of 10, Florida Department of Transportation, 2002
- [3] fib bulletin 113: Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning, Recommendation, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2024
- [4] fib bulletin 75: Polymer-duct systems for internal bonded post-tensioning, Recommendation, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2014
- [5] Brühwiler, E., Bastien-Masse M.: Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC. In: Proceedings of IABSE Conference: Structural Engineering, Providing Solutions to Global Changes, Geneva, Switzerland, 2015
- [6] fib bulletin 7: Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning, Technical report, Fédération Internationale du Béton Lausanne, 2000
- [7] fib bulletin 33: Durability of post-tensioning tendons, Recommendation, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, 2006
- [8] ASTRA 12 010 Ausgabe 2007: Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spannglieder in Kunstbauten. Richtlinie. Bundesamt für Strassen ASTRA, Bern, Schweiz
- [9] PTI/ASBI M50.3-19: Specification for Multistrand and Grouted Post-Tensioning. PTI Committee M-50/ASBI Joint Task Group, USA, 2019
- [10] European Organisation for Technical Assessment (EOTA): EAD 160004-00-0301 Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures, Brussels, 2016
- [11] EN 206-1 “Concrete-Part 1: Specification, performance, production and conformity”, CEN, Brussels, 2003
- [12] VDEI-Info, Konstruktiver Ingenieurbau Nr. 5: Expositions- und Feuchtigkeitsklassen von Betonbauteilen von Eisenbahnbrücken. Ausgabe 2021-02. www.vdei.de
- [13] Krauser L.: Selecting Post-Tensioning tendon protection levels. In: Proceedings of fib symposium Prague 2011
- [14] General Technologies, Inc.: GTI TR (Tight Radius) Corrugated Plastic Duct, Data sheet <http://gti-usa.net/post-tensioning/bonded-post-tensioning/gti-plastic-duct/gti-tight-radius-plastic-duct/>
- [15] Hegger J., Abel M.: Zur Dauerfestigkeit und Dauerhaftigkeit von Spannbeton mit nachträglichem Verbund bei Anwendung von Kunststoffhüllrohren. In: BETONBAU IN FORSCHUNG UND PRAXIS. FESTSCHRIFT ZUM 60. GEBURTSTAG VON GYÖRGY IVANYI. page 327-323
- [16] ETA-13/0815: Litzenspannverfahren mit 3 bis 55 Litzen für das Vorspannen von Tragwerken im Verbund. DYWIDAG-Systems International GmbH, München, 2013
- [17] ETA-06/0147: BBR VT CONA CMI-Bonded Post-tensioning Systems with 04 to 31 Strands. BBR VT International Ltd., Schweiz, 2017

STRENGTHENING THE BEARING AREAS OF STEEL BRIDGES USING UHPC

Yasmina BOUTAR¹ *, Pavel RYJÁČEK¹, Martina STARÝCHFOJTŮ¹, Vojtěch STANČÍK¹, Ludvík KOLPASKÝ²

¹ Department of Steel and Timber Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University in Prague, Prague, Czech Republic.

² Contruss Spol. s.r.o., Prague, Czech Republic.

* Corresponding author: yasmina.boutar@fsv.cvut.cz

Abstract

Steel railway bridges are critical components of transportation infrastructure but often suffer from degradation due to long-term exposure to environmental factors such as corrosion and the ageing of protective systems. Over time, legacy design features, including inadequate moisture drainage and poor detailing at key joints, contribute to localised deterioration, further compromising the structural integrity of these bridges. In light of these challenges, this study investigates the potential of ultra-high-performance concrete (UHPC) as a reinforcing material to improve the performance of steel bridge structures. The focus of this research is on the role of shear connectors in facilitating the composite action between the steel structure and UHPC. By improving the bond between these materials, shear connectors help optimise the overall performance of the reinforced system. The study examines various shear connector configurations, aiming to identify the most effective solutions for different types of steel bridge designs. The findings provide valuable insights into the behaviour of shear connectors, including their role in enhancing shear resistance and minimising slip, which are critical factors in the long-term stability and safety of retrofitted bridges.

Keywords:

Steel structure;
Corrosion;
Ultra-high-performance concrete (UHPC);
Shear Connectors;
Steel-concrete joints.

1 Introduction

Steel railway bridges are essential elements of transportation infrastructure, carrying heavy axle loads and ensuring reliable connectivity across vast networks. However, many of these bridges are ageing and were originally designed according to standards and load assumptions that differ markedly from today's requirements [1, 2]. Over decades of service, they are subjected to harsh environmental conditions such as moisture, freeze–thaw cycles, de-icing salts, and airborne pollutants, which lead to corrosion and degradation of protective coatings [3]. Legacy design practices, including inadequate drainage detailing and poor joint configurations, further exacerbate localised deterioration [4]. These issues compromise the structural integrity and serviceability of bridges, posing risks to both safety and operational efficiency.

In this context, there is a growing demand for effective strengthening techniques that can prolong service life, enhance load-carrying capacity, and minimise maintenance costs [5]. Among various methods, ultra-high-performance concrete (UHPC) has attracted significant attention for bridge rehabilitation projects. UHPC combines extremely high compressive strength (>150 MPa), high tensile ductility, and exceptional durability with a dense microstructure that resists chloride ingress and freeze–thaw damage [6–8]. Applications of UHPC in bridge infrastructure have included deck overlays, precast deck panels, and encasement of deteriorated steel members, all of which have demonstrated improvements in stiffness, durability, and fatigue performance [9–11].

The effectiveness of UHPC in retrofitting steel bridges depends heavily on achieving robust composite action between the steel and UHPC components. This interaction is primarily facilitated by shear connectors, which transfer longitudinal shear forces and prevent relative slip at the interface [12,

13]. Traditional connectors such as headed studs, perfobond ribs, and bolted connectors have been extensively studied in conventional steel–concrete composite bridges [13–15]. However, UHPC's distinct mechanical and bond characteristics necessitate a re-evaluation of these connectors' suitability and efficiency for steel–UHPC systems. Recent studies have highlighted that the brittle fracture behaviour and superior tensile capacity of UHPC can alter failure modes, stress transfer mechanisms, and connector performance compared to normal-strength concrete [16, 17]. Nevertheless, systematic investigations into optimal shear connector configurations—particularly in the context of strengthening existing steel bridges using UHPC—remain limited. In many aged, riveted railway bridges, rivets are already present and could potentially contribute to composite action when encased in UHPC. However, their role as functional shear connectors in such retrofitting applications has not been clearly established.

To address this knowledge gap, this study investigates the load–slip behavior of different connector systems in steel–UHPC composites through push-out testing. Three specimen types were examined: specimens with only rivets (Type A), specimens with only Perfobond rib (PBL) connectors (Type B), and specimens combining both PBL connectors and rivets (Type C). Relative slip at the steel–UHPC interface was measured using Digital Image Correlation (DIC) to capture high-resolution displacement fields. Load–slip curves were compared across all connector configurations to evaluate their influence on composite action. The findings provide valuable insights for the development of UHPC-based retrofitting strategies for aging steel railway bridges.

2 Experimental Program

2.1. Specimen Configuration

In order to best simulate the properties of the bridge structure object of this study, verify the behavior and determine the load-bearing capacity of the designed shear connection, samples for modified push-out tests were created from the old structure (Fig.1) of an already dismantled historical bridge. This bridge spanned the Střela River in the Pilsen Region since 1872 and was replaced by a new bridge in 2019 [18].



Fig. 1: Lower flange of dismantled truss structure [18].

Three types of push-out specimens were designed to investigate the influence of shear connector type and steel web configuration on the load–slip behavior of steel–UHPC composite joints. All specimens had identical dimensions and materials but differed in connector design and web configuration, which are critical to shear transfer.

Type A specimens used rivet connectors with a three-plate steel web joined by eight symmetrically arranged rivets. This configuration, typical in bridge construction, enhances out-of-plane stiffness and promotes uniform shear distribution. Figures 2a–c show the specimen geometry, post-sandblasting steel assembly, and stirrup placement for confinement around connectors.

Type B specimens employed a single steel plate with three Perfobond Leiste (PBL) connectors, omitting rivets. Shear transfer relied solely on the PBL system. Figures 3a–c detail the web geometry, surface treatment, and reinforcement layout.

Type C specimens combined rivets and PBL connectors, using the Type A web configuration with added PBL perforations and bars. This hybrid approach aimed to optimize shear performance by leveraging

Figure 5 shows a 3D model and front view of a fully cast Type B push-out specimen, representative of all specimen types in terms of UHPC block geometry and reinforcement layout. Each UHPC block measured $300 \times 350 \times 300$ mm and was cast symmetrically on both sides of the central steel web. A reinforcement cage consisting of longitudinal bars and closed stirrups was embedded to provide confinement and control cracking. During casting, a 50×32.5 mm gap was maintained beneath the steel plate using a polystyrene spacer, ensuring uniform UHPC flow and simulating realistic slip conditions by preventing full steel embedment. This setup enabled accurate measurement of relative displacement during testing.

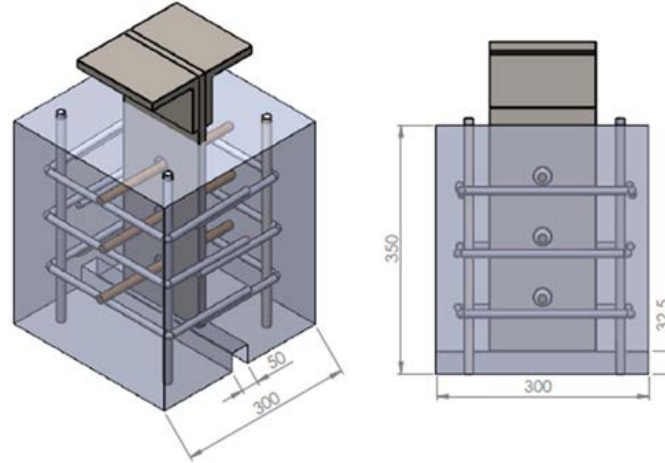


Fig. 5: 3D schematic (left) and front view (left) of a complete push-out specimen (Type B) with UHPC slabs and internal reinforcement. All dimensions are in mm.

2.2. Material Properties

The test specimens comprised a combination of structural steel elements, reinforcing components, and Ultra-High-Performance Concrete (UHPC). To ensure compatibility with existing infrastructure, the main steel elements were fabricated from aged mild steel, while modern reinforcing steel was used for the stirrups and PBL connectors. The UHPC matrix was designed to provide high compressive and tensile performance. A summary of the material types, key mechanical properties, and preparation details is presented in Table 1.

Table 1: Material types, key properties, and preparation details of the test specimens.

Component	Material Type	Key Properties	Notes
Main steel components	Mild aged steel	Yield strength ≈ 250 MPa Elastic modulus = 210 GPa	Common in existing structures [19]. Sandblasted before use to improve bond with UHPC
Stirrups ($\phi 10$ mm) & PBL connectors ($\phi 12$ mm)	B500B reinforcing steel	Yield strength ≈ 500 MPa Tensile strength = 550–650 MPa Elastic modulus = 210 GPa	[20]
Ultra-High-Performance Concrete (UHPC)	Cementitious composite with steel fibers	Compressive strength ≈ 135 MPa (28 days) Elastic modulus = 36.5 GPa	Water-to-binder ratio = 0.2% steel fiber by volume = 1.5% Cured at 20 °C, 95% RH [21]

2.3. Test setup and loading procedure

The prepared specimens were loaded using an electro-hydraulic servo pressure testing machine with a load capacity of 2500 kN. Fig.6 shows the test loading process and the layout of the test. The DIC (digital image correlation) system is used to monitor the UHPC surface, including crack development, and relative displacement. As illustrated in Fig. 7, the loading protocol followed Eurocode 4 [22] and consisted of two phases: pre-loading and formal loading. In the pre-loading phase, the load P was increased from 0 to 40% of the estimated ultimate load capacity (P_u) at a constant rate of 1.0 kN/s. This was followed by 25 cycles of load variation between 5% and 40% P_u , intended to reduce the initial interfacial bond between the UHPC and the steel section. The formal loading phase was subsequently applied under displacement control at a constant rate of 0.2 mm/min. The test was terminated when either the vertical displacement reached 20.0 mm or the applied load dropped by more than 20% from the peak value, whichever occurred first.

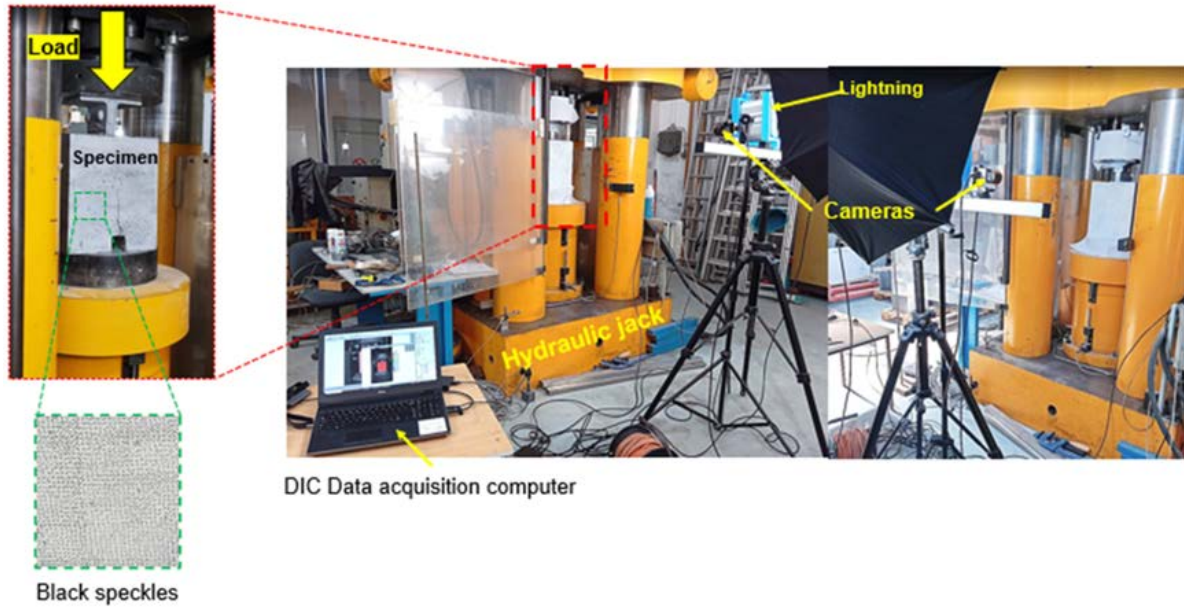


Fig. 6: Loading test and measuring system.

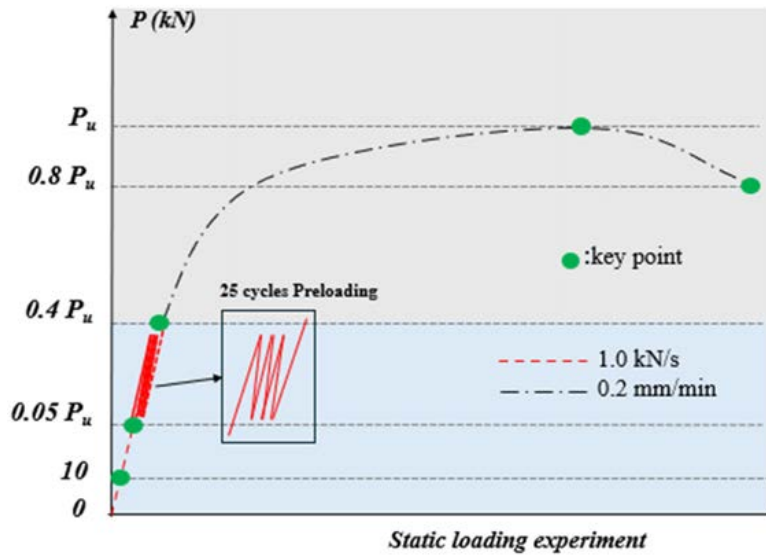


Fig. 7: Loading protocol used in the push-out tests.

3 Results and Discussion

A total of nine push-out specimens were fabricated, three per connector type. One specimen in each group experienced premature buckling of the steel web, deviating from the intended shear failure mode. Therefore, only the two most representative specimens per type were considered in the final analysis. To mitigate early buckling, a fabrication modification was introduced: the upper connection between the steel web and horizontal angle sections was fully welded in all subsequent specimens to improve out-of-plane stiffness and ensure consistent shear behavior (Fig.8).

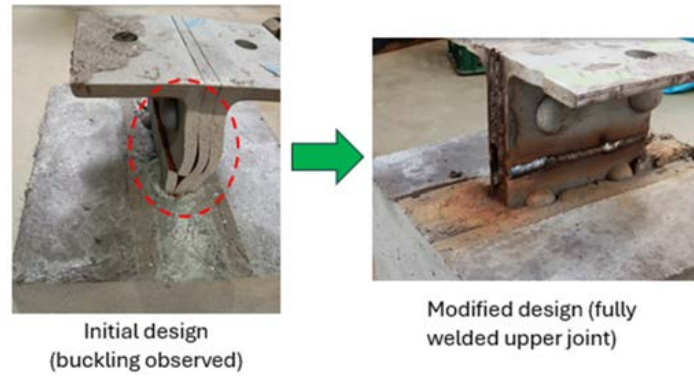


Fig. 8: Modified specimen with fully welded upper joint to prevent premature buckling of the steel web.

3.1. Load–Relative Slip Behavior: Type A–Rivet Connectors

Fig.9 presents the load–relative slip curves of the two representative Type A specimens tested after welding, demonstrating consistent mechanical behavior and the reliable performance of the rivet-only connector system. Both curves exhibit a short initial slip phase with a nearly linear load increase, reflecting the high initial stiffness provided by the rivets. The rapid engagement of the rivet connectors restricts early relative movement between the steel web and UHPC, ensuring effective load transfer from the onset. Peak load occurs at approximately 2048 kN near 4 mm of slip, followed by a gradual post-peak phase extending to around 8 mm. This behavior highlights the ductile response of the rivet connections, allowing controlled slip and energy dissipation without sudden failure. Slight load reductions beyond the peak suggest localized yielding or micro-slip, while the overall deformation remains stable. The close agreement between the two curves confirms the effectiveness of the symmetrical rivet arrangement in uniformly distributing shear stresses. The welded web plates successfully prevented buckling, ensuring that the deformation captured reflects the shear transfer capacity of the rivet system.

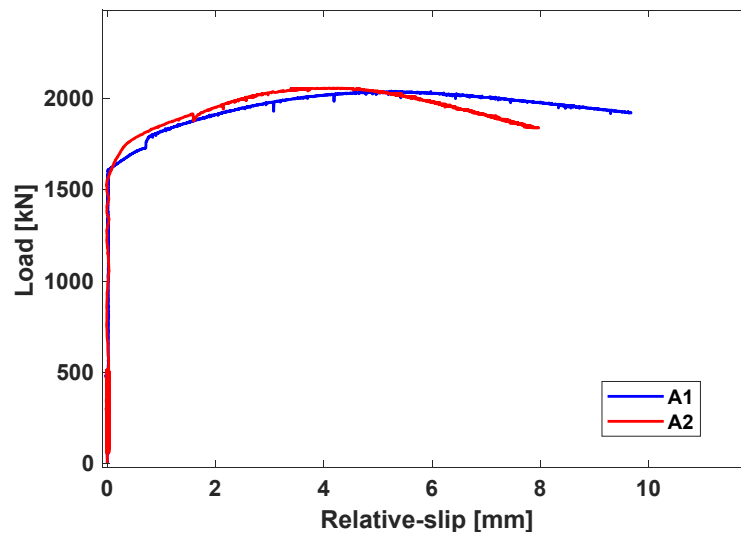


Fig. 9: Load–relative slip curves of two Type A specimens (rivet connectors).

Crack initiation and propagation were examined via visual inspection and DIC (Figs. 10–11). Cracks consistently formed near rivet zones and stress concentration areas in the steel web, driven by geometric discontinuities. They progressed toward the steel–UHPC interface, following the load path. DIC revealed peak strain regions aligned with maximum load points, confirming a strong correlation between stress and cracking. This indicates the mechanical reliability of the rivet-only connection under shear and validates DIC for strain monitoring. The gradual crack growth reflects ductile failure behavior, supporting the joint's structural integrity and effective stress distribution.

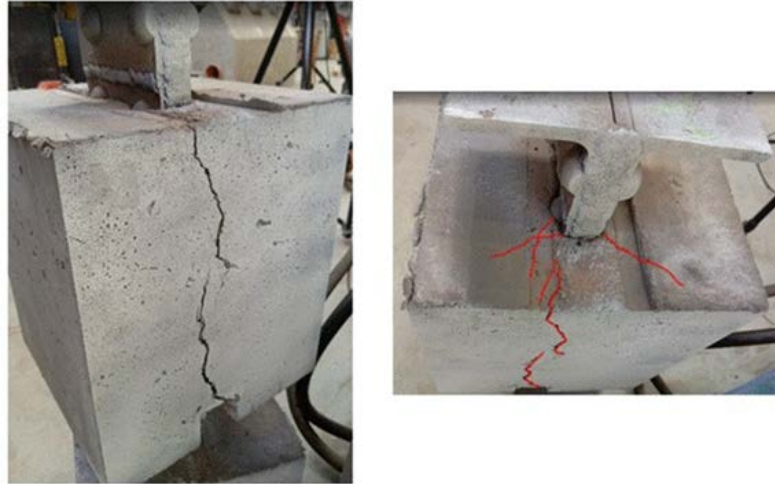


Fig. 10: Visual crack development near rivet zones and steel web under increasing shear load.

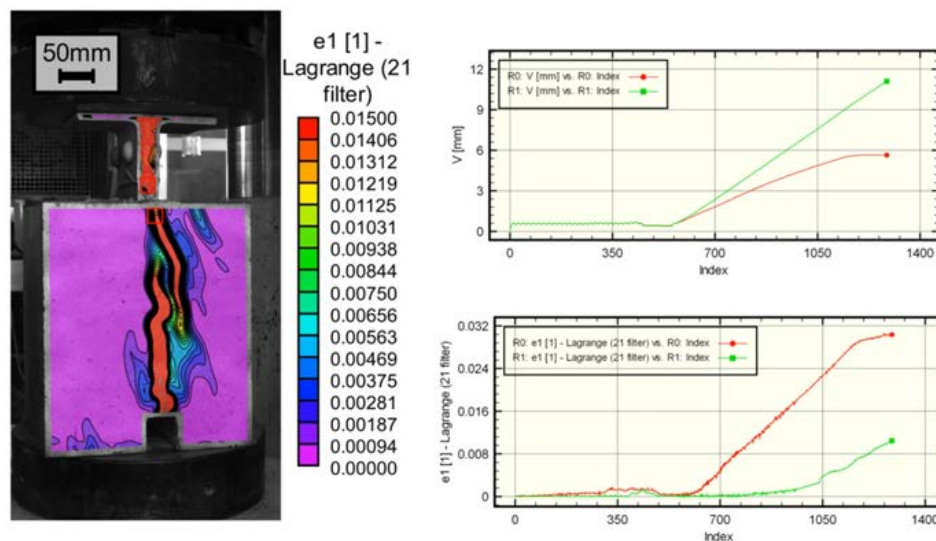


Fig. 11: DIC-based strain maps showing correlation between peak strain and crack propagation path.

3.2. Load–Relative Slip Behavior: Type B–PBL Connectors

The two remaining Type B specimens, tested after the application of welded reinforcement, demonstrated highly consistent structural performance. Their load–slip responses were nearly identical, as shown in Fig. 12. The first specimen reached a peak load of approximately 2081 kN at a relative slip of 8.5 mm, continuing to a total slip of 12.5 mm, while the second specimen reached around 2000 kN at a slip of 12 mm, with testing extended to approximately 15 mm of total slip.

Post-test visual inspection revealed the formation of surface cracks initiating from the central part of the steel web, specifically at the stress concentration near the geometric discontinuity at the web edge (Fig.13). These cracks propagated toward the steel–UHPC interface along paths consistent with zones of high shear demand. Digital Image Correlation (DIC) analysis further revealed that this cracking was not isolated: in both specimens, a bifurcation pattern was observed along the interface, indicating distributed damage and strain localisation across the specimen width (Fig.14). The peak surface strain coincided with the moment of maximum load, suggesting that substantial shear mobilisation occurred prior to damage, with all connectors actively engaged. Despite crack propagation, no sudden or global slip failure occurred. The welded reinforcement and connector distribution provided a stabilising effect, enabling a gradual and ductile failure process. These observations confirm the robustness of the reinforced connection system under high loading and severe local deformation.

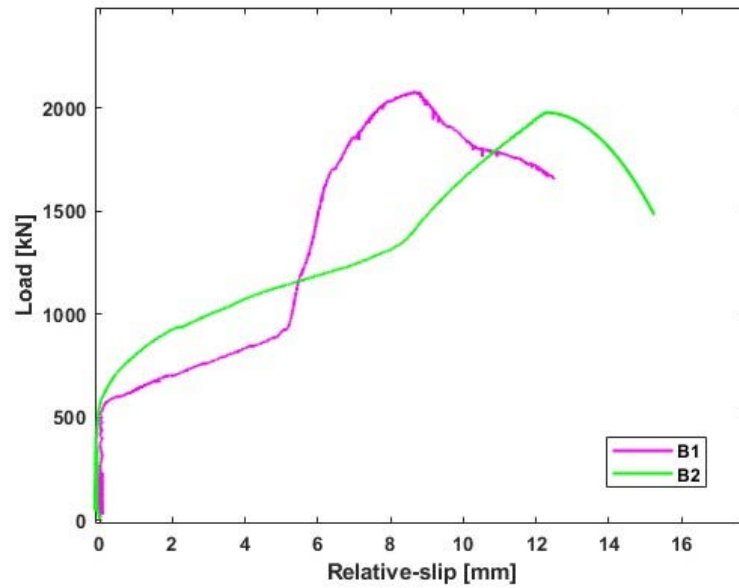


Fig. 12: Load-slip responses of the two reinforced Type B specimens.

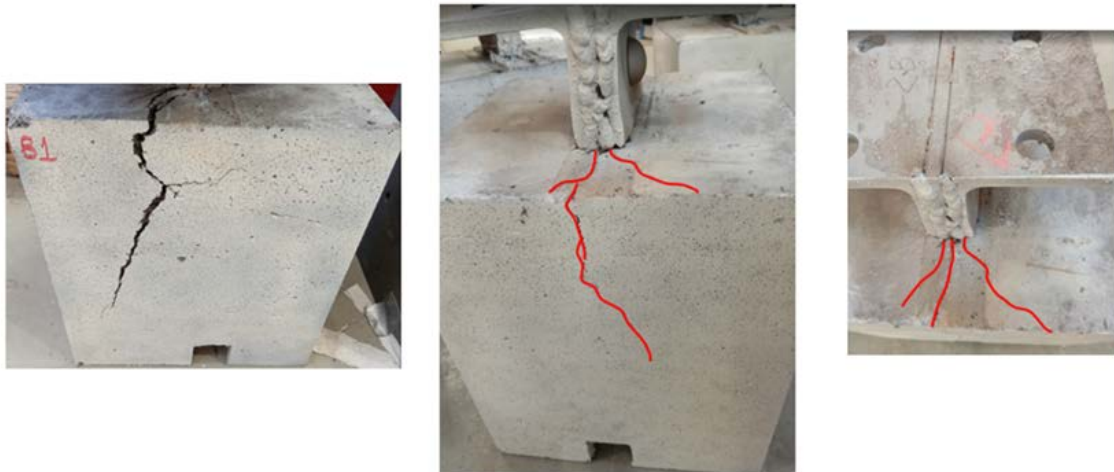


Fig. 13: Post-test crack patterns observed at the steel-UHPC interface.

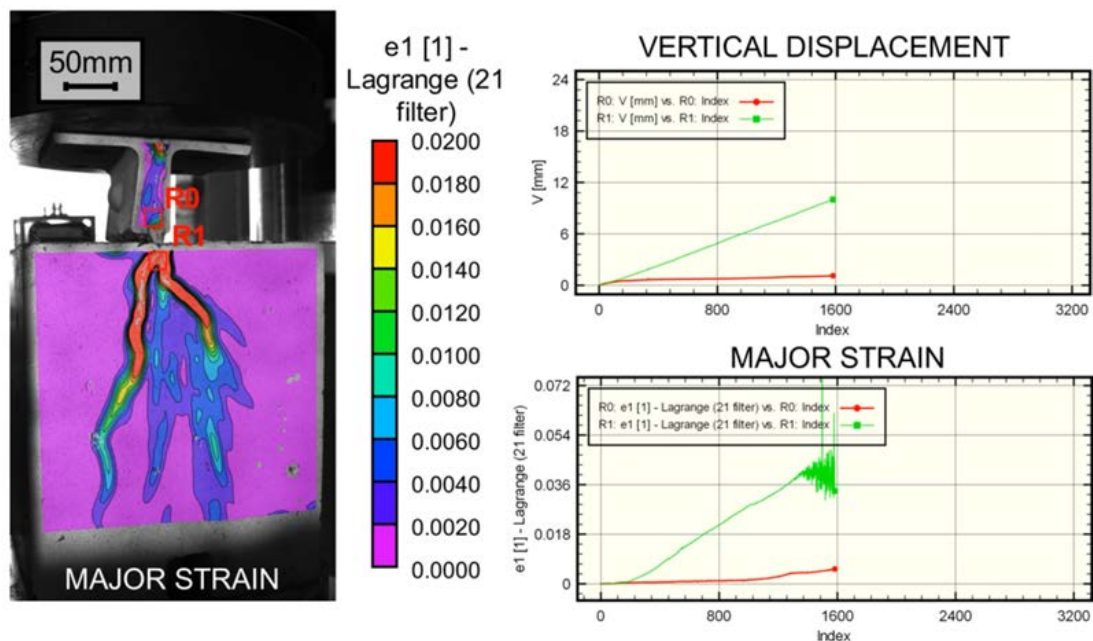


Fig. 14: DIC strain maps showing interface strain localisation and bifurcated cracking.

The mechanical response of Type B specimens—featuring the simplest connector system with three PBL connectors and no rivets—exhibited a consistent yet clearly defined failure pattern across the series. Their overall performance is illustrated in the load–slip curve in Fig. 15, which can be segmented into three distinct phases. Initially (O–A), the behaviour is elastic, characterised by a linear increase in load with slip, indicating uniform mobilisation of the PBL connectors and full contact between steel and UHPC. This stage reflects effective composite action without any visible damage. As the load increases (A–B), the system enters a nonlinear regime, where slip grows more rapidly under smaller load increments. This transition marks the onset of local microcracking around the PBL holes and strain localisation at the steel–UHPC interface. The welded web reinforcement plays a crucial role during this phase, delaying the onset of global failure and preserving composite behaviour. Beyond the peak load (B–C), the curve exhibits a softening trend due probably to partial failure of the PBL connectors and continued crack propagation along the interface. Despite the reduction in load, slip continues to increase, indicating a ductile post-peak response. The absence of sudden slip failure underscores the capacity of the PBL system to maintain residual shear resistance.

This observed behaviour was consistent across both specimens tested after welding. The absence of rivets in this series isolates the contribution of the PBL connectors, providing valuable insight into their standalone performance under high shear loading. Together, the experimental results, crack trajectory observations, DIC analysis, and global curve interpretation affirm that the PBL connectors, even when used without additional mechanical fasteners, can sustain high shear loads and enable a gradual, ductile failure mode.

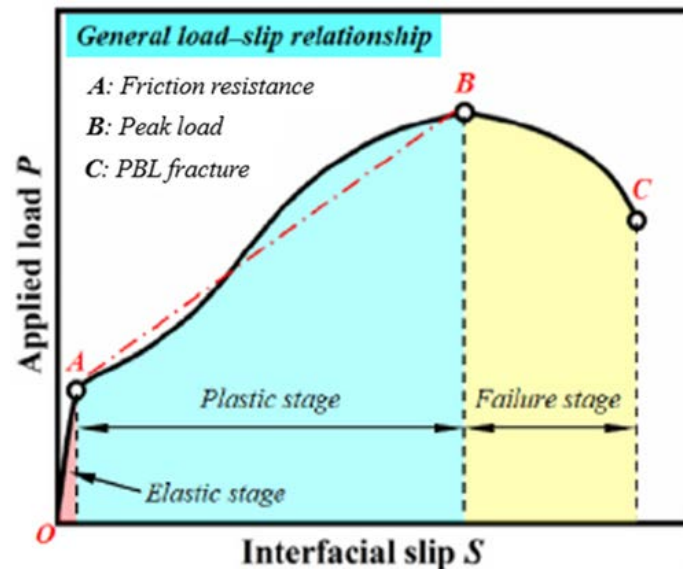


Fig. 15: Load–slip curve of Type B specimens showing elastic, nonlinear, and post-peak softening phases under shear with three PBL connectors and no rivets.

3.3. Load–Relative Slip Behavior: Type C–Hybrid Rivet & PBL Connectors

After reinforcing the connection between the steel web and angle profiles by welding, the two remaining Type C specimens exhibited consistent structural behaviour. Both tests produced nearly identical load–relative-slip responses, with peak loads of approximately 2212 kN at 6 mm slip, as illustrated in Fig. 16.

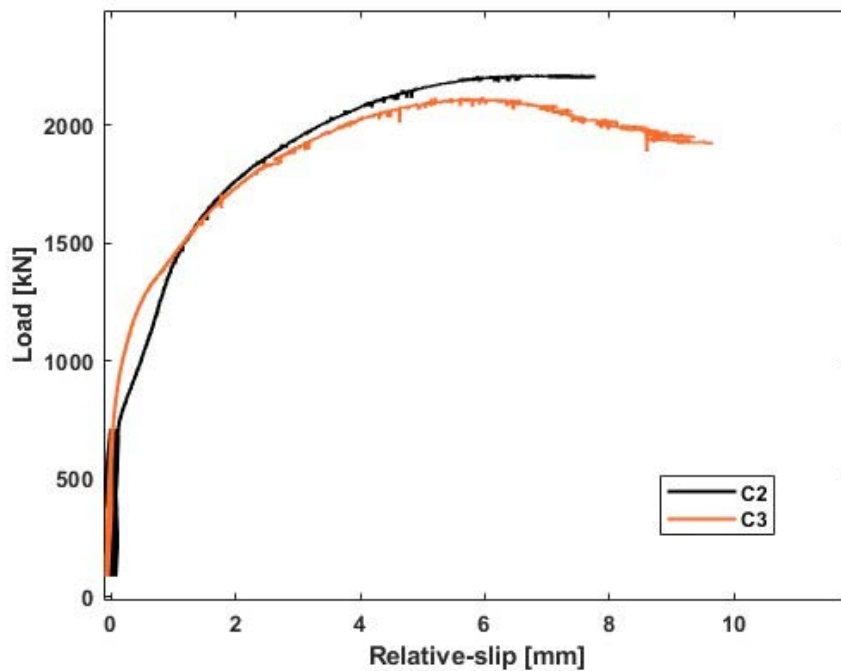


Fig. 16: Load-slip curves of the two welded Type C specimens.

Despite the improved resistance of the hybrid connection system, local web buckling was still observed (Fig. 17), though with reduced severity due to the strengthened steel web-to-angle connection. To avoid unstable post-buckling behavior, both tests were terminated before the full shear capacity of the connectors (PBLs and rivets) could be mobilized. This indicates that the ultimate capacity of the connector system was not the controlling failure mode; instead, the onset of instability in adjacent steel components—particularly the web—governed the overall response. No connector-related failures such as pull-out or fracture were observed, underscoring the high efficiency of the hybrid shear transfer mechanism.

In addition to buckling, surface cracks developed near the rivet regions and extended toward the UHPC interface, with several initiating at the critical corner where the vertical steel web intersects the UHPC slab. This geometric discontinuity is prone to elevated stress concentrations due to the convergence of shear and normal forces, contributing to premature cracking and localized bond degradation. While global slip failure was not observed, the formation of these cracks suggests partial interface debonding or overstressing. Complementary DIC strain maps (Fig. 18) revealed subsurface micro-crack bifurcation patterns not visible by eye, providing direct evidence of progressive interfacial damage. These findings highlight the importance of full-field strain analysis for capturing early-stage failure mechanisms and underscore the need for careful detailing and adequate out-of-plane stiffness in adjacent steel components to mitigate local instability and stress intensification.



Fig. 17: Local web buckling and surface cracks initiating near the rivets and at the web–UHPC geometric discontinuity, propagating toward the outer surface of the UHPC.

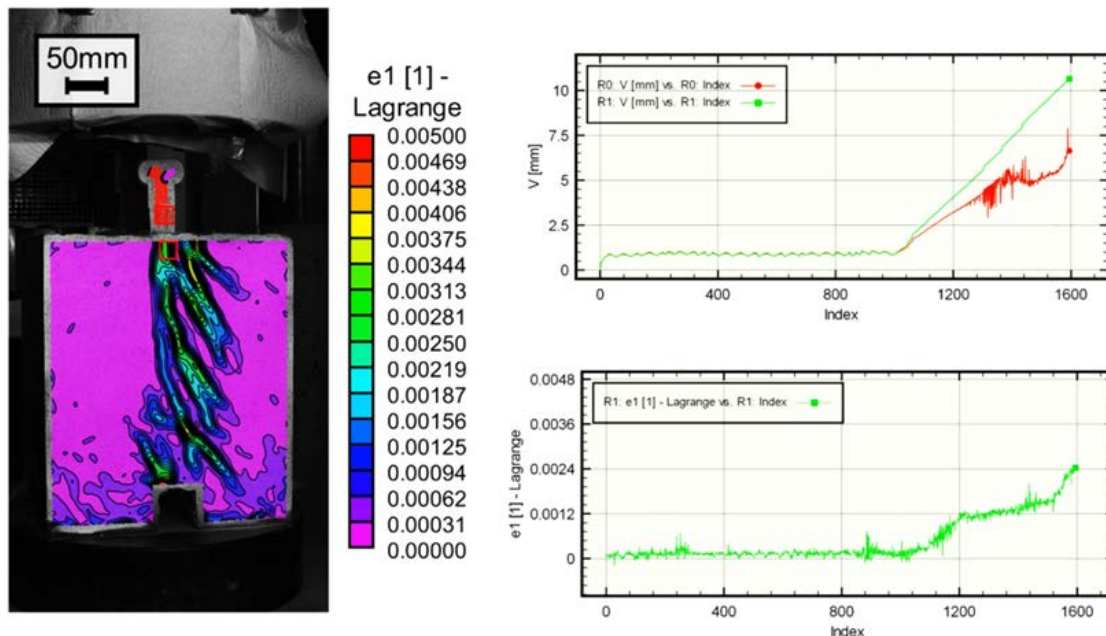


Fig. 18: DIC strain map revealing micro-crack bifurcation along the UHPC interface.

Fig. 19 presents a comparison of the ultimate shear capacities obtained for the three specimen types, highlighting the superior performance of the combined connector system relative to specimens employing individual connectors.

Despite differences in connector configuration, crack initiation was consistently observed at the geometric discontinuities formed at the interface between the steel web and the UHPC slab across all specimen types (A, B, and C). These corner zones represent critical stress concentration points where localized shear stresses exceed material capacity, leading to the onset of damage.

To fully capitalize on the load-bearing capacity observed across all specimen types, structural design must address localized stress concentrations and ensure sufficient stability of adjacent components. In particular, mitigating geometric discontinuities and enhancing out-of-plane stiffness in the steel web and surrounding elements is essential. These measures are critical to ensuring that failure modes are governed primarily by connector performance rather than by premature instability or localized overstressing at the interface.

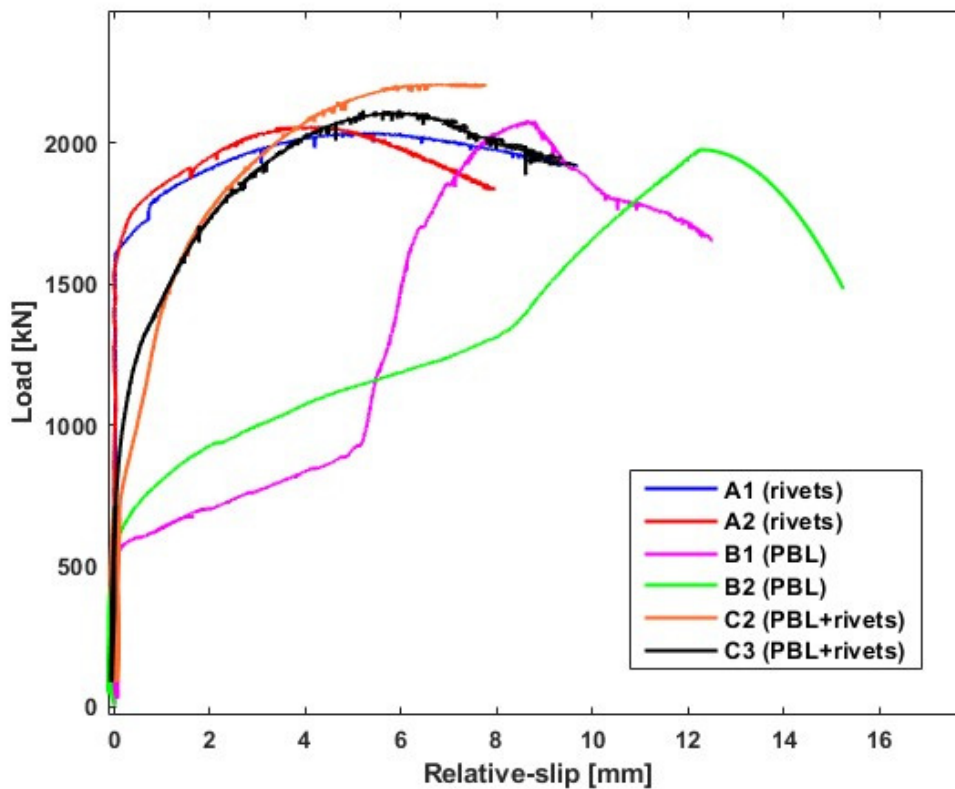


Fig. 19: Load–relative slip curves for specimen Types A (rivets), B (PBLs), and C (PBLs + rivets).

4 Conclusions

This study experimentally evaluated the interface performance of three connector configurations—Type A (rivet-only), Type B (PBL-only), and Type C (combined rivets and PBLs)—in steel–UHPC composite push-out specimens. The findings provide key insights into load resistance, ductility, failure mechanisms, and structural detailing requirements.

Type A specimens exhibited moderate shear resistance, with load transfer dominated by bearing around the rivet heads. The behavior was relatively stiff but showed signs of localized slip and bond degradation under increasing load.

Type B specimens displayed the lowest shear strength but exhibited the most ductile response, with gradual degradation and extended post-peak behavior. This suggests that PBLs alone can offer deformability, which may be beneficial in scenarios requiring energy dissipation.

Type C specimens achieved the highest shear capacity and demonstrated the most stable behavior, effectively combining dowel action, mechanical interlock, and localized bearing. No connector-related failures were observed in any configuration, indicating the robustness of all systems within their respective limits.

Across all specimen types, cracks consistently developed in the critical corner region where the vertical steel web intersects with the UHPC slab—a geometric discontinuity prone to stress intensification. This region exhibited early signs of damage, including micro-crack initiation and propagation. DIC strain analysis confirmed the presence of subsurface debonding and micro-crack bifurcation, not visible through traditional visual inspection, highlighting the importance of full-field measurement in detecting early-stage failure.

Design recommendations include:

- Prioritizing hybrid connector systems (Type C) for enhanced strength and reliability.
- Considering PBL-only systems (Type B) where ductility and energy absorption are desired.

- Enhancing steel web stiffness and improving corner detailing to mitigate premature buckling and cracking.
- Utilizing DIC or comparable techniques for advanced damage detection and model validation.

Overall, achieving optimal performance in steel-UHPC composite systems requires not only efficient connector selection but also holistic attention to steel component stability, geometric detailing, and accurate damage detection strategies.

Acknowledgements

The experimental works were supported by the project of Technology Agency of the Czech Republic No. CK04000042. The research works were supported by the European Union within the framework of the INODIN project, CZ.02.01.01/00/23_020/0008487. The authors are also grateful for the support from the Czech Railway Administration. For the purpose of Open Access, a CC BY 4.0 public copyright license has been applied by the authors to the present document and will be applied to all subsequent versions up to the Author Accepted Manuscript arising from this submission.

References

- [1] JENSEN, Jens S., Mario PLOS, Joan R. CASAS, Christian CREMONA, Raid KAROUMI a Clive MELBOURNE. Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges. In: *Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics - Proceedings of the 4th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management* [online]. B.m.: CRC Press, 2008, s. 708–709. ISBN 9780415468442. Dostupné z: doi:10.1201/9781439828434.ch455
- [2] DINAS, A., Th.N. NIKOLAIDIS a C.C. BANIOPOULOS. Sustainable Restoration Criteria for a Historical Steel Railway Bridge. *Procedia Environmental Sciences* [online]. 2017, **38**, 578–585. ISSN 18780296. Dostupné z: doi:10.1016/j.proenv.2017.03.131
- [3] KRIVÝ, Vít, Monika KUBZOVÁ, Petr KONEČNÝ a Kateřina KREISLOVÁ. Corrosion processes on weathering steel bridges influenced by deposition of de-icing salts. *Materials* [online]. 2019, **12**(7). ISSN 19961944. Dostupné z: doi:10.3390/ma12071089
- [4] STEPHENS, Max 4 T, Brian GLEESON, Jason MASH a Bingtao LI. *Steel Bridge Corrosion Prevention and Mitigation Strategies : Literature Review* [online]. B.m.: IRISE Consortium, 2019. Dostupné z: <https://www.engineering.pitt.edu/IRISE/Research->
- [5] CHAJES, M., T., ROLLINS, H., DAI a T. MURPHY. *Report on Techniques for Bridge Strengthening Main Report*. B.m.: Federal Highway Administration, 2019.
- [6] LU, Zhe, Zhen gang FENG, Dongdong YAO, Xinjun LI a Hongru JI. Freeze-thaw resistance of Ultra-High performance concrete: Dependence on concrete composition. *Construction and Building Materials* [online]. 2021, **293**. ISSN 09500618. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2021.123523
- [7] BAHMANI, Hadi a Davood MOSTOFINEJAD. *Microstructure of ultra-high-performance concrete (UHPC) – A review study* [online]. B.m.: Elsevier Ltd. 1. červen 2022. ISSN 23527102. Dostupné z: doi:10.1016/j.job.2022.104118
- [8] KRAVANJA, Gregor, Ahmad Rizwan MUMTAZ a Stojan KRAVANJA. *A Comprehensive Review of the Advances, Manufacturing, Properties, Innovations, Environmental Impact and Applications of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC)* [online]. B.m.: Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI). 1. únor 2024. ISSN 20755309. Dostupné z: doi:10.3390/buildings14020382
- [9] HUNG, Chung-Chan, Sherif EL-TAWIL a Shih-Ho CHAO. A Review of Developments and Challenges for UHPC in Structural Engineering: Behavior, Analysis, and Design. *Journal of Structural Engineering* [online]. 2021, **147**(9). ISSN 0733-9445. Dostupné z: doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0003073
- [10] ABDAL, S., Walid MANSOUR, Ibrahim AGWA, Mohammed NASR, Aref ABADEL, Yasin ONURALP ÖZKILIÇ a Mahmoud H. AKEED. *Application of Ultra-High-Performance Concrete in Bridge Engineering: Current Status, Limitations, Challenges, and Future Prospects* [online]. B.m.: MDPI. 1. leden 2023. ISSN 20755309. Dostupné z: doi:10.3390/buildings13010185
- [11] XIAO, Zinuo. Application and Analysis of UHPC for Strengthening Different Components of Bridge Structure. *Applied and Computational Engineering* [online]. 2025, **168**(1), 78–86. ISSN 2755-2721. Dostupné z: doi:10.54254/2755-2721/2025.24252
- [12] FANG, Zhuangcheng, Haozhen FANG, Junxing HUANG, Haibo JIANG a Gongfa CHEN. Static behavior of grouped stud shear connectors in steel-precast UHPC composite structures containing thin full-depth slabs. *Engineering Structures* [online]. 2022, **252**. ISSN 18737323. Dostupné z: doi:10.1016/j.engstruct.2021.113484

- [13] WANG, Guodong, Bingxiong XIAN, Feiyang MA a Shu FANG. Shear Performance of Prefabricated Steel Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) Composite Beams under Combined Tensile and Shear Loads: Single Embedded Nut Bolts vs. Studs. *Buildings* [online]. 2024, **14**(8). ISSN 20755309. Dostupné z: doi:10.3390/buildings14082425
- [14] KRUSZEWSKI, Dominic, Kay WILLE a Arash E. ZAGHI. Push-out behavior of headed shear studs welded on thin plates and embedded in UHPC. *Engineering Structures* [online]. 2018, **173**, 429–441. ISSN 18737323. Dostupné z: doi:10.1016/j.engstruct.2018.07.013
- [15] XU, Hui, Song ZHANG a Bin RONG. Investigation on shear behavior of studs and PBL shear connectors in steel-concrete hybrid bridge girder. *Structures* [online]. 2022, **43**, 1422–1435. ISSN 23520124. Dostupné z: doi:10.1016/j.istruc.2022.07.050
- [16] TONG, Lewei, Luhua CHEN, Ming WEN a Chen XU. Static behavior of stud shear connectors in high-strength-steel-UHPC composite beams. *Engineering Structures* [online]. 2020, **218**. ISSN 18737323. Dostupné z: doi:10.1016/j.engstruct.2020.110827
- [17] ZHAO, Qiu, Yang DU, Yunfan PENG, Chen XU a Guanming HUANG. Shear Performance of Short Channel Connectors in a Steel-UHPC Composite Deck. *International Journal of Steel Structures* [online]. 2020, **20**(1), 300–310. ISSN 20936311. Dostupné z: doi:10.1007/s13296-019-00289-1
- [18] ING. FILIP KRAMOLIŠ. *Zesilování podporových styčníků ocelových mostů současný stav poznání, cíle disertační práce a prvotní výstupy řešení*. B.m., 2021. ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE FAKULTA STAVEBNÍ.
- [19] SŽ S5/1. Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů. *Správa železnic, státní organizace*. 2021.
- [20] BS 4449:2005. *Steel for the reinforcement of concrete-Weldable reinforcing steel-Bar, coil and decoiled product-Specification*. 2007.
- [21] ČESKÁ BETONÁŘSKÁ SPOLEČNOST ČSSI. *TECHNICKÉ PODMÍNKY –TP 267 ULTRA VYSOKOHODNOTNÝ BETON (UHPC)*. 2024.
- [22] BS EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2004.

POVODŇOVÉ ŠKODY NA MOSTOCH V MORAVSKO-SLIEZSKOM KRAJI

Ing. Martin VILČÍ^{1*}, Ing. Martina PAPESCHOVÁ¹, Ing. Michal KRALOVANEC²

¹ DOPRAVOPROJEKT Ostrava a.s., Masarykovo náměstí 5/5, 702 00 Ostrava 1

² DOPRAVOPROJEKT Ostrava a.s., organizačná zložka Slovensko, Rosinská 3338/8, 010 08 Žilina

* korešpondenčný autor: m.vilc@dpova.cz

Abstrakt

V septembri 2024 napáchali povodne v Českej republike veľa škôd na existujúcich konštrukciách mostných objektov ponad vodné toky. Zasiahnutý bol hlavne okres Jeseník, ale aj zvyšné časti Moravsko-sliezského kraja. Po tejto prírodnej katastrofe nastala dôležitá úloha celej odbornej verejnosti, vrátane Českého štátu, správcov, prehliadkárov a projektantov, identifikovať kriticky poškodené mosty a inžinierske konštrukcie. Príspevok bude zameraný na skúsenosti našej spoločnosti DOPRAVOPROJEKT Ostrava a.s. pri nevyhnutnej výpomoci s vykonávaním mimoriadnych mostných prehliadok a návrhu okamžitých opatrení. Článok priblíži zastihnuté poruchy v závislosti na type konštrukcie, ich odstraňovanie, prípadné nevyhnutné búracie práce spojené s výstavbou nových mostov. Okrem iného sa bude zaoberať aj legislatívnymi problémami s obnovou mostov zničenými povodňami a následnou prípravou zrýchlených projektových dokumentácií mostov pre našich investorov v rámci dotačného programu ŽIVEL.

Kľúčové slová:

Rekonštrukcia;
Most;
Povodeň;
Mimoriadne mostné prehliadky;
Poruchy mostných objektov;
Zrýchlené projektové dokumentácie.

1. Úvod

Povodne začaly 13. září 2024 v dôsledku extrémnych dešťů: na severní Moravě včetně Jeseníků spadlo během pouhých 3–4 dnů až 450–600 mm srážek, což odpovídá téměř půlročnímu úhrnu srážek v této oblasti. Více než 200 řek překročilo břehy; nejkritičtější situace byla v koridorech řek Opavy, Odry, Moravy a jejich přítoků. Nejtěžší dopad zasáhl Moravskoslezský a Olomoucký kraj. Oblasti jako Jeseník, Krnov, Opava, Česká Ves a Litovel byly téměř kompletně pod vodou. V Ostravě došlo k protržení hráze u soutoku Opavy a Odry, zatopeny byly části měst Ostrava, Opava či Krnov. Evakuace zasáhly tisíce obyvatel – např. v Krnově i Opavě byly celé čtvrti odříznuty a evakuace se prováděla loděmi či vrtulníky.

Prioritním úkolem samospráv a správců dopravní infrastruktury bylo zajistit obnovu (i provizorní) poškozených komunikací a mostů. Bylo také nutné zkontrolovat všechny objekty dopravní infrastruktury zasažené zvýšenými průtoky pro zajištění bezpečného provozu na komunikacích a železnicích. Specialisté naší společnosti provedli v prvních dvou týdnech kontrolu vyšších desítek mostů a navrhli okamžitá opatření pro obnovu nebo zachování provozu.

2. Mechanismy poškození mostů při povodni

Během záplavové aktivity vodních toků nastávají rozličné způsoby poškození mostů a navazující konstrukcí. V textu jsou uvedeny nejběžněji vyskytující se poruchy na mostech.

a. Podemletí základů

Nejčastější příčina zřícení mostů během povodní. Silný proud vody odnáší materiál (šterk, písek, hlínu) z okolí základů pilířů nebo opěr. Ztráta opory v základové spáře vede k nestabilitě nebo sesuvu konstrukce. Zvláště nebezpečné u mostů s mělkými základy nebo špatně chráněnými patkami pilířů.

b. Změna proudění vody (hydraulické turbulence)

Zúžené profily mostního otvoru (např. u klenutých mostů nebo mostů s nízkým průtokovým profilem) způsobují zvýšenou rychlost proudění a víření vody. To urychluje erozi a zvyšuje riziko podmletí i mechanického namáhání.



Obr. 1: Pokles opěry o cca 300 mm vlivem podemletí (Porubka, Ostrava)

c. Eroze navazujících částí komunikací

Povodně často poškodí nájezdové rampy, opěrné zdi, zábradlí nebo násypy. I pokud samotný most zůstane funkční, ztráta přístupových cest jej vyřazuje z provozu.

d. Nárazové síly unášených předmětů

Voda často nese kmeny stromů, auta, konstrukční trosky apod. Tyto objekty mohou narážet do pilířů nebo nosné konstrukce → mechanické poškození, zborcení, odtržení konstrukcí.



Obr. 2: Vzepřený kmen stromu (Odra, Ostrava)

e. Vztlakové síly

Pokud voda zaplaví mostní konstrukci, která má duté části (např. uzavřené komory), vznikají vztlakové síly. U menších nebo plovoucích mostů může dojít k nadzvednutí nebo posunu konstrukce.

f. Hromadění plavenin

Hromadění materiálu pod mostem zvyšuje tlak a riziko porušení konstrukce nebo základů a může vést k přelití vody mimo koryto.

g. Dynamické zatížení a rezonance

Prudký a kolísavý tok vody způsobuje vibrační namáhání konstrukčních částí. V extrémních případech může dojít ke kmitání (rezonanci), což urychluje únavu materiálu nebo uvolnění spojů.

h. Vnitřní poruchy konstrukce

Dlouhodobě neudržované mosty mohou při povodni selhat i bez viditelného vnějšího poškození – např. oslabení spojů, koroze, mikrotrhliny.

V reálné situaci povodní se většina mechanismů vyskytuje současně. Např.: Proudící voda má za následek podmytí základů, nárazy jednotlivých předmětů a také i erozi přístupové komunikace.

3. Příklady poškozených mostů 2024

Níže uvádím příklady mostů, které i s poškozením odolaly povodňovým průtokům:

Most přes řeku Opavu v obci Nové Heřminovy

Most o 2 polích, rozpětí 2 x 29,0 m. NK tvoří předpjaté prefabrikované nosníky I-73 dl. 30 m, šikmost 70 grad, Spodní stavba je tvořena krajními opěrami a středním pilířem. Most je založen hlubinně na velkopřůměrových pilotách.

Na nově zrekonstruovaném mostě došlo k odplavení ochranného záhozu (kameny 200kg), podemletí opěr, nahromadění plavenin zejména na úložných prazích opěr a pilíře a poškození navazujících komunikací na návodní straně. Jen díky pilotovému založení nedošlo k nevratné destrukci objektu.



Obr. 3: Pohled na opěru a nátrž navazující komunikace



Obr. 4: Pohled na částečně podemletou opěru

Most přes řeku Opavu za osadou Železná

Stávající most byl vybudován po povodních v roce 1997 s dostatečnou rezervou nad Q_{100} . Je navržen jako integrovaná konstrukce, kde nosnou konstrukci tvoří předpjatá lichoběžníková deska, spodní stavbu integrovaný příčník a vlastní založení potom dvojice pilot na každé opěře, kdy jejich horní část je průměru 0,60 m (výšky 2,50 m), dolní 1,20 m. Zpevnění dna bylo tvořeno rovnáninou z kamene 200 kg.

Povodňovými průtoky bylo kompletně odplaveno zpevnění dna a břehů, došlo k destrukci pravého břehu řeky, a to v půdorysné šířce minimálně 5-10 m, s kompletním odplavením přechodové oblasti pravobřežní opěry a prostoru pod opěrou, a to až na úroveň zesílené části piloty. U levobřežní opěry je odplavení mírně menší (pouze prostor pod integrovaným příčníkem).



Obr. 5: Pohled na most proti směru toku



Obr. 6: Obnažené piloty, chybějící přechodová oblast

Most přes MK, trať ČD a ulici Opavskou

Most uvedený do provozu v roce 2023. Nosnou konstrukci tvoří monolitický dvoutrám z předpjatého betonu, rozpětí jednotlivých polí je 25,9+37+37+25,9 m. Obě opěry jsou monolitické, železobetonové. Pilíře jsou tvořeny dvěma monolitickými, železobetonovými sloupy. Založení je na velkopřůměrových pilotách.

Most nepřevádí žádný tok a řeka Opava je vzdálena 250 m. Při povodni došlo k vybřežení toku Opavy a proud byl tak silný, že zcela zničil železniční trať a místní komunikaci. Díky pilotovému založení podpěr a ponechaného záporového pažení bylo poškozeno pouze opevnění pilířů a opěry.



Obr. 7: Zbytky kolejíště a zcela chybějící místní komunikace pod mostem

Most přes potok Vlček u RS Sepetná na MK č. 5 v Ostravici

Nosnou konstrukci jednopolevého mostu tvoří 5ks ocelových nosníků profilu I280 a betonová deska tl. 140 mm. Na povodní straně je most rozšířen 8ks ocelových nosníků profilu I280 s mostovkou tvořenou ocelovým plechem tl. 8 mm. Původní opěry mostu jsou zděné z lomového kamene, na vtoku jsou opraveny doplněním betonu. Na výtoku je most rozšířen betonovou opěrou předsazenou cca 0,50 m před stávající kamennou opěrou.

Vzhledem k totální destrukci mostů a komunikací v okolí mostu, se most stal jediným přístupem pro IZS a dopravní obsluhu do oblasti s velkým množstvím a kapacitou rekreačních objektů. Málo využívaná přístupová cesta se stala plně vytíženou bez ohledu na značku zatížitelnosti a zejména na stav opěr mostu, resp. jejich založení. Dobetonované části opěr „levitovali“ nad tokem, původní opěry byly značně rozpadlé a podemleté. Na základě prohlídky bylo přistoupeno k provizornímu podepření konstrukce.



Obr. 8: Pohled řidiče na mostě bez viditelných známek poškození



Obr. 9: Podemleté opěry ještě při zvýšeném průtoku



Obr. 10: Podemleté opěry po opadnutí vody

4. Mimořádné prohlídky, diagnostika a hodnocení stavu

Při a po povodňových průtocích je nutné mosty kontrolovat a vyhodnocovat jejich stavební stav v několika fázích:

a. Kontrola mostu při zvýšeném průtoku

Při kontrole je nutné vyhodnotit zejména možné sekundární projevy možného poškození konstrukce. Je nutné navrhnout okamžitá opatření spočívající v usměrnění provozu nebo k úplnému uzavření provozu na mostě, dále k průběžnému odstraňování splavenin uchycených na pilířích nebo odstranění vzepřených předmětů.

b. Prvotní vizuální prohlídka

Provádí se bezprostředně po opadnutí vody. Cílem je rychlá identifikace zjevných poruch, které mohou ohrozit stabilitu nebo bezpečnost. Sledují se trhliny, deformace, posunutí konstrukce, náklon pilířů, otlaky od unášených předmětů, ztráta materiálu, eroze opěr a přístupových cest, stav zábradlí, ložisek, dilatačních spár, hromadění bahna, naplavenin nebo plavenin.

c. Podrobná mostní prohlídka

Vychází z výsledků prvotní vizuální prohlídky. Používá se měření průhybů, sklonů, dilatací, kontrola svarů a spojů (u ocelových konstrukcí), endoskopie – hledání skrytých dutin, poruch výztuže, stav ložisek a dilatačních závěrů.

d. Diagnostika spodní stavby (základy, opěry, pilíře)

Jedná se nejčastěji ohrožený prvek mostu po povodni. Mezi často používané postupy patří geodetická měření posunů a rotací, georadar, penetrační sondy, kontrola podloží, vrtané jádrové vývrty, potápěčský průzkum nebo sonar.

e. Monitoring konstrukce

Instalace dočasných nebo trvalých senzorů pro měření napětí (tenzometry), posuny základů (inklinometry) nebo geometrické změny opěr (náklonoměry). Instalace těchto zařízení umožňuje on-line sledování konstrukcí pro zajištění krátkodobého provizorního provozu pod dohledem a dlouhodobé sledování konstrukcí v rizikových lokalitách (např. sesuvná území).

f. Statické a dynamické posouzení

Po získání údajů z inspekce se provede statický výpočet (mezní stavy únosnosti a použitelnosti). U složitějších objektů – dynamická analýza (např. vliv kmitání po narušení ložisek nebo základů), numerické modely pro zhodnocení integrity poškozených částí.

5. Závěr

Sanace a opravy mostů po povodních závisí na rozsahu poškození, typu konstrukce, materiálech i významu mostního objektu. U poškozených mostů se v první fázi navrhuje dočasné řešení pro zajištění provozu (i omezeného). Po provedení inspekce je nutné vyhodnotit s ohledem na stavební stav, stáří konstrukce, zatížitelnost a odtokové poměry v území, zda je ekonomické mostní konstrukci zachovávat nebo přistoupit k výstavbě nového mostu. Při návrhu opravy poškozeného mostu i návrhu nového mostu je nutné provést analýzu příčin vzniku poruch a následně stanovit zásady pro návrh sanací, popř. výstavbu nového mostu.

Pro minimalizaci dopadů dalších povodní je vhodné dodržovat tyto doporučení:

- a. Hlubší, nejlépe hlubinné založení a trvalé pažení základů,
- b. Protiproudové clony a ledolamy,
- c. Zvětšení průtočného profilu mostu, doplnění inundačních mostů a propustků,
- d. Pravidelná kontrola a údržba, zejména po jarním tání a silných deštích.
- e. Údržba toku nad mostem, zmenšení rizika plavenin

Vzhledem ke skutečnosti, že jsme se aktivně účastnili odstraňování škod po povodni v roce 1997, a následujících v letech 2010 i 2014 se domníváme, že většina správců mostů i toků si dostatečně uvědomuje rizika spojená s extrémními průtoky a snaží se jim předcházet.

V současné době pracujeme na několika mostech zničených při povodních. Vláda ČR, resp. Ministerstvo pro místní rozvoj vyhlásilo dotační programy ŽIVEL i pro obnovu dopravní infrastruktury, což umožnilo i menším obcím rychle reagovat při obnově poškozených mostů. Projekty nových mostů vznikly ve velmi krátké době po povodni, bohužel i při obnově do původního stavu se v rámci povolení stavby setkáváme se stupňujícími se požadavky stavebních úřadů (např. dendrologické, biologické, migrační průzkumy), které celý proces povolení zdržují.

ZVÝŠENIE ŠMYKOVEJ ODOLNOSTI TRÁMOVÝCH A DOSKOVÝCH MOSTOV TECHNOLOGIOU DODATOČNE INŠTALOVANÝCH KOTEVNÝCH PRVKOV

Jozef KŠIŇAN^{1,*}, Pavel KOVAŘ², Adam HRBÁČEK³

^{1*}Hilti Slovakia spol. s r.o., Galvaniho 7, 821 04 Bratislava, Slovensko

²Hilti ČR spol. s r.o., V Parku 2325/16, 148 00 Praha, Česká republika

³Hilti Corporation, Feldkircherstrasse 100, 9494 Schaan Liechtenstein

* korešpondenčný autor: jozef.ksinan@hilti.com

Abstrakt

V súčasnej dobe až tretina mostov dopravnej infraštruktúry diaľnic, ciest I., II., a III. triedy sú v nevyhovujúcom technickom stave alebo v plánovanej rekonštrukcii. Veľkú časť z nich tvorí skupina trámových a doskových mostov. Častými dôvodmi rekonštrukcií týchto mostov sú práve zvýšenie únosnosti nosnej konštrukcie, predĺženie životnosti mostov, či zlepšenie technického stavu. Tento príspevok prezentuje inovatívnu metodiku zvýšenia šmykovej odolnosti betónových prvkov (trámových a doskových konštrukcií) s využitím dodatočne inštalovaných kotevných prvkov, ktoré plnia funkciu šmykovej výstuže.

Kľúčové slová:

Šmyková odolnosť;
Trámové mosty;
Doskové mosty;
Kotevné prvky;
Zosilovanie konštrukcií.

1 Úvod

V súčasnosti je téma rekonštrukcie cestných mostov na diaľniciach a rýchlostných cestách vysoko aktuálna. Väčšina z týchto mostov bola vybudovaná v rokoch 1960–1980, prevažne ako rámové alebo trámové konštrukcie z predpätého či monolitického železobetónu. Viaceré z nich dosiahli koniec projektovanej životnosti a mnohé nosné konštrukcie už vykazujú poruchy ovplyvňujúce použiteľnosť ako aj únosnosť. Významným rizikovým faktorom je pokles šmykovej únosnosti, ktorý môže viesť k rozvoju šmykových trhlin v betóne a tak podmieniť vznik viacerých porúch. Príčiny sú kombinované: degradácia materiálov, nedostatočná pôvodná výstuž a vyššie dopravné zaťaženie oproti pôvodným návrhovým predpokladom. V praxi sa preto zavádzajú metódy zosilňovania konštrukcií, ktoré umožňujú predĺžiť životnosť bez úplnej rekonštrukcie nosných prvkov či nahradenia novou konštrukciou. Jednou z progresívnych technológií je aj zvýšenie šmykovej odolnosti pomocou dodatočne inštalovaných chemických kotiev. Tento príspevok analyzuje súčasný stav mostov, hlavné príčiny problémov a možnosti uplatnenia technológie zvýšenia šmykovej odolnosti pomocou metodiky dodatočného vlepovania kotiev.

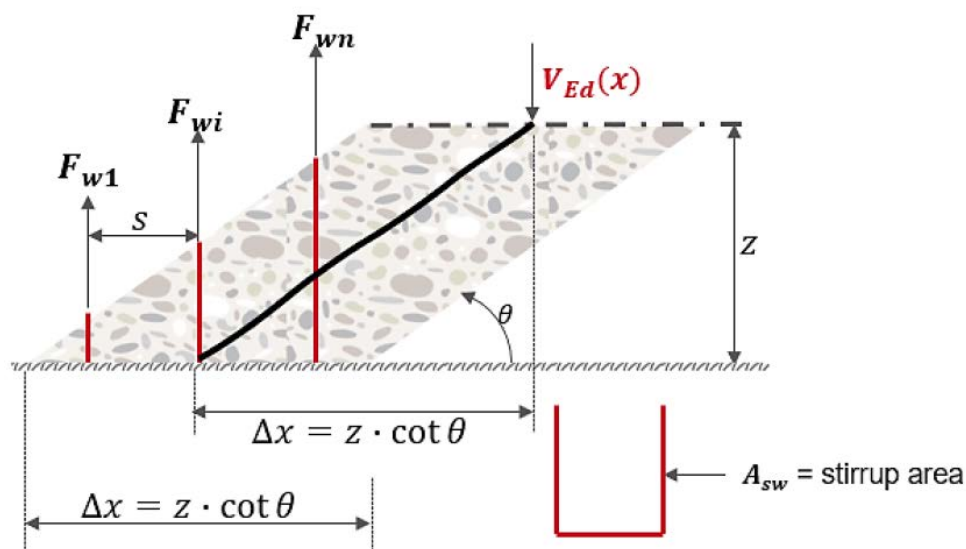
2 Návrh betónových prvkov so šmykovou výstužou podľa STN EN 1992-1 a SIA 262:2013

Samotný betón nedokáže preniesť celkové šmykové napätie, a preto musí byť šmyková sila prenesená prostredníctvom šmykovej výstuže. Tento princíp vychádza z modelu správania sa konštrukcie podobný metóde náhradnej priehradoviny [1,2], kde sa zaťaženie prenáša cez kombináciu tlakových diagonál z betónu a ťahanej výstuže.

Kľúčovým parametrom pri tomto modeli je tzv. sklon tlakovej diagonály (θ), ktorý má priamy vplyv na dve rozhodujúce odolnosti:

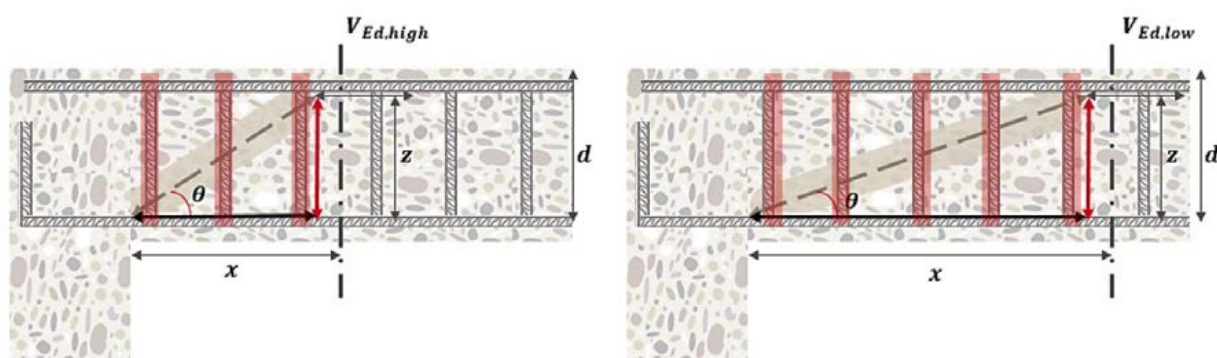
– odolnosť tlakovej diagonály $V_{Rd,max}$ je určená pevnosťou betónu v tlaku,

– odolnosť šmykovej výstuže $V_{Rd,s}$, je určená návrhovou pevnosťou v ťahu šmykovej výstuže a geometrickým usporiadaním v priereze.



Obr. 1: Návrhový model pre šmykovú odolnosť s dodatočnou šmykovou výstužou [1].

Správne určenie uhla tlakovej diagonály θ je zásadné pre presný a bezpečný návrh prvkov namáhaných na šmyk, najmä pri rekonštrukciách a zosilňovaní existujúcich konštrukcií. Uhol sklonu θ sa zvyšuje úmerne k veľkosti pôsobiacej šmykovej sily na betónový prvok a návrh na šmyk podľa moderných návrhových noriem umožňuje statikovi zvoliť — v rámci stanoveného rozsahu — vyšší sklon tlakovej diagonály, ktorý zvyšuje jej odolnosť pri prenose väčších šmykových síl V_{Ed} . Obr. 2 [1,2,3].



$\theta_{\max}=45^\circ \rightarrow V_{Ed,high}$ preberú 3 strmene	$\theta_{\min}=21,8^\circ \rightarrow V_{Ed,low}$ preberie 5 strmeňov
Najvyššia hodnota $V_{Rd,max}$	Najnižšia hodnota $V_{Rd,max}$
Najnižšia hodnota $V_{Rd,s}, \Delta F_{td}$	Najvyššia hodnota $V_{Rd,s}, \Delta F_{td}$

Obr. 2: Schematické znázornenie vplyvu sklonu tlakovej diagonály na únosnosť tlakovej diagonály a šmykovej výstuže (vľavo) maximálny prípustný sklon; (vpravo) minimálny prípustný sklon [1,2].

2.1 Nová návrhová metodika zvýšenia šmykovej odolnosti pomocou dodatočne vlepaných kotevných prvkov

Tento model využíva metódu variabilného sklonu tlakovej diagonály [2], ktorá umožňuje prispôbiť tento uhol tak, aby vyvažoval sily medzi tlačným prútom a šmykovou výstužou, čo môže viesť k úspornejšiemu návrhu vďaka menšiemu počtu potrebných šmykových prvkov. Celkové posúdenie musí spĺňať nasledujúce kritérium porovnania odolností tlačných diagonál a šmykovej výstuže pri návrhu na medzný stav únosnosti pre danú návrhovú šmykovú silu.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min (V_{Rd,max}, V_{Rd,s}) \quad (1)$$

2.1.1 Posúdenie tlakovej diagonály

Keď sú dodatočne inštalované šmykové prvky osadené kolmo na pozdĺžnu os betónového prvku, uhol inštalácie je $\alpha = 90^\circ$, a odolnosť tlačenej diagonály možno určiť ako:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_{w,eff} \cdot \alpha_{cw} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2)$$

kde efektívna šírka zosilnenej časti, $b_{w,eff}$, nahrádza celkovú šírku prierezu, b_w , s priečnym parametrom excentricity, e_{inst} , ktorý sa zvyšuje buď na maximálne 50 mm, alebo $b_{bw} / 6$, v závislosti od umiestnenia výstuže počas inštalácie [1,2].

2.2.1 Posúdenie odolnosti kotevných prvkov

Pri dodatočne inštalovanej šmykovej výstuži umiestnenej kolmo na pozdĺžnu os betónového prvku je uhol inštalácie $\alpha = 90^\circ$, a odolnosť oceľových prvkov podľa EN 1992-1-1/NA je:

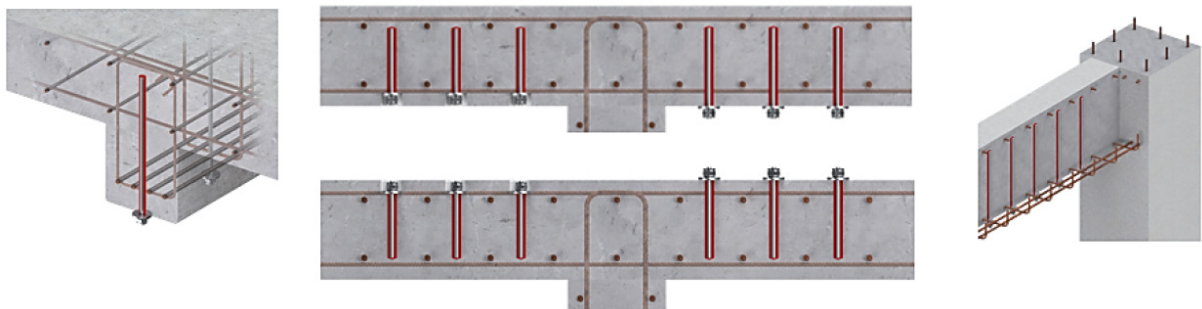
$$V_{Rd,s} = k_{pi} \cdot k_s \cdot f_{ywd} \cdot a_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta, \quad (3)$$

Hoci sa parametre pre rameno vnútorných síl z a uhol tlakovej diagonály θ nemenia v porovnaní s overením odolnosti tlakovej diagonály, hodnota medze klzu ocele $f_{yd} = 390 \text{ MPa}$ je rovnaká pre prvky z nehrdzavejúcej ocele A4 ako aj z ocele triedy pevnosti 8.8.

2.2 Riešenie pre šmykové zosilnenie a požiadavky

Vzhľadom na absenciu platného európskeho hodnotiaceho dokument (EAD) spoločnosť Hilti prináša technologické riešenie Hilti HIT-Shear na šmykové zosilnenie overené z hľadiska vhodnosti pre túto aplikáciu Nemeckým inštitútom pre stavebnú techniku (DIBt) a získalo „všeobecné povolenie na stavebnú techniku schválené DIBt aBG Z15.5-383.

- Kotevné prvky: HAS(-U) prvky A4, HAS(-U) prvky 8.8,
- Hilti výplňový set (8.8 & A4): M12, M16, M20, and M24.



Obr. 3: Schematické znázornenie zosilnenia betónových prvkov, trémov, nosníkov a betónových dosiek.

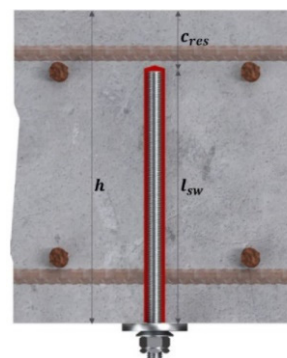


Obr. 4: Zobrazenie prvkov zosilnenia: nerezový prvok HAS-U A4, výplňový set, chemická hmota HIT RE 500v4.

Z metodiky šmykového zosilňovania vyplýva, že pri návrhu nie je potrebné zohľadňovať kotevnú dĺžku prvku l_{sw} . Tá totiž závisí od výšky prierezu a krytia betónu, čo je znázornené nižšie v Tab.1 [2].

Tab. 1: Vzťah medzi minimálnou výškou prierezu, reziduálnym krytím a priemerom spevňujúcej výstuže. Schematické znázornenie inštalácie kotvy [2].

	Priemer kotevných prvkov			
	M12	M16	M20	M24
Minimálny výška prierezu, h_{min} [mm]	200	400	600	
Hrúbka reziduálneho krytia kotvy c_{res} [mm]	35	40	45	60



3 Aplikácia šmykového zosilnenia pre mostné konštrukcie

Diaľničný rámový most 154-001 Unterführung (podjazd) Chalberweidstrasse na ceste A52, Švajčiarsko

Technické riešenie zvýšenia šmykovej odolnosti nosnej konštrukcie pomocou systému Hilti šmykových kotiev bolo použité pri zosilnení rámového diaľničného mosta 0154-01 vo Švajčiarsku, viď Obr. 5. Dôvodom pre zosilnenie konštrukcie bola statickou analýzou odhalená nedostatočná únosnosť dosky rámovej konštrukcie na šmyk v blízkosti rámového rohu. Samotný systém sa vhodne uplatnil práve z dôvodu efektívneho zosilnenia na zvýšenie šmykovej odolnosti rámového rohu. Nosnú konštrukciu rámového presýpaného mosta tvorí betónová doska dĺžky $l=9,5\text{m}$, hrúbka betónovej dosky je $h=450\text{mm}$.

Tab. 2: Geometrické charakteristiky mosta.

Trieda betónu:	C35/45
Rozpon nosnej konštrukcie mosta:	9,15m,
Hrúbka betónovej dosky:	450 mm.
Šírka nosnej konštrukcie:	18,60 m

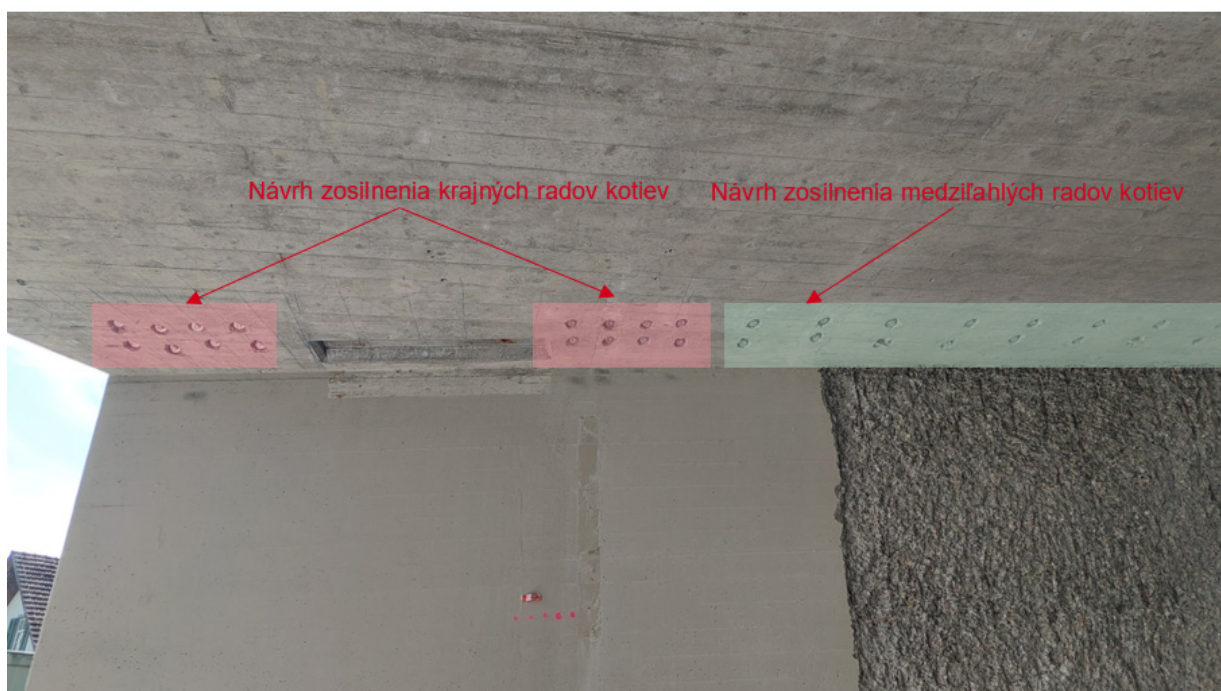


Obr. 5: Bočný pohľad na rámový diaľničný most 0154-01, Švajčiarsko [5].

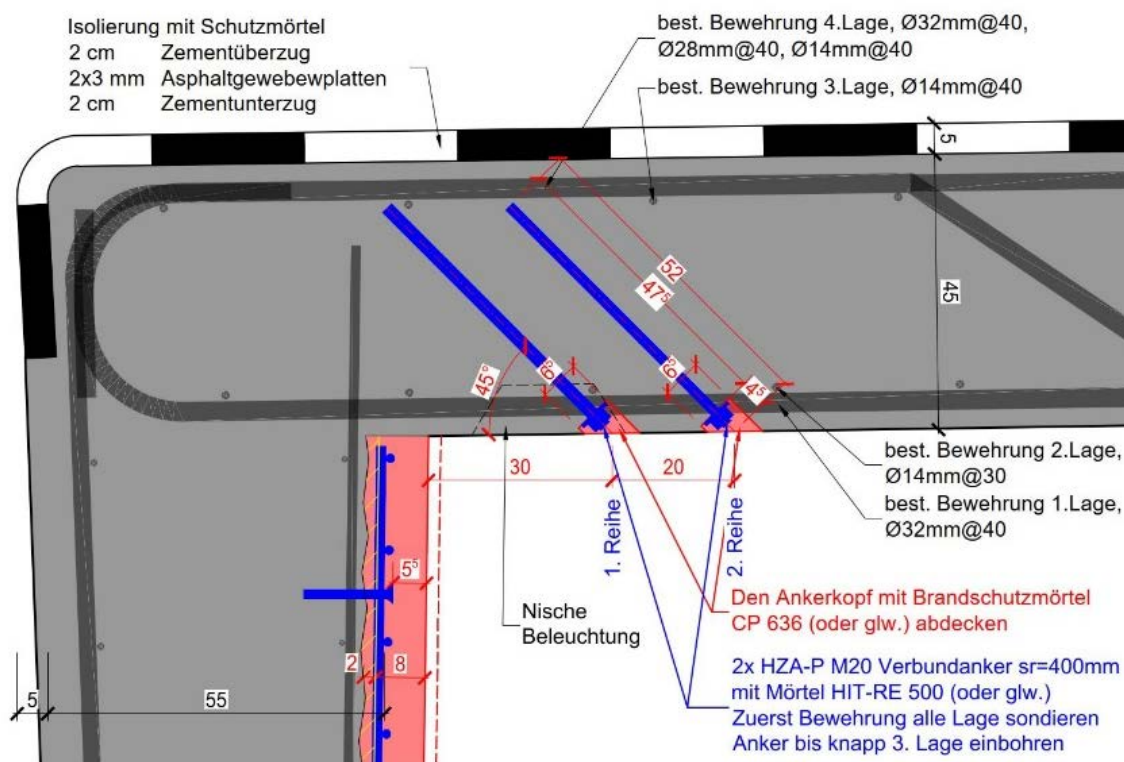
Tab. 3: Vzťah medzi minimálnou výškou prierezu, reziduálnym krytím a priemerom spevňujúcej výstuže [5].

Zaťaženie:	LM1, výnimočná doprava LM 3 Typ II podľa SIA 261, vojenské vozidlo (tank) podľa normy 160,
Návrhová priečna sila:	$V_{Ed} = 475 \text{ kN/m}$,
Únosnosť v šmyku pred zosilnením:	$V_{Rdc} = 257 \text{ kN/m}$,
Únosnosť v šmyku po zosilnení:	$V_{Rd,tot} = 496 \text{ kN/m}$,
Príspevok odolnosti betónu:	$V_{Rd,c} = 153 \text{ kN/m}$
Príspevok odolnosti šmykovej výstuže	$V_{Rd,s} = 343 \text{ kN/m}$. (Podľa švajčiarskej normy SIA 262)

Technické riešenie zosilnenia pozostáva z návrhu kotvenia Hilti šmykových kotiev HZA-P M20 s dĺžkou $l=520 \text{ mm}$ s chemickou hmotou Hilti HIT-RE 500v4. V blízkosti opôr mosta v miestach rámových rohov, kde je priečna sila najvyššia, boli navrhnuté dva rady kotiev v rastrí po 400 mm. Zapustenie kotiev do nosnej konštrukcie bolo vyspravené protipožiarnou maltou Hilti CP 636.



Obr. 6: Bočný pohľad na rámový diaľničný most 0154-01, Švajčiarsko [5].



Obr. 7: Detail vystuženia a zosilnenia rámového rohu šmykovými kotvami HZA-P [5].

4 Záver

Príspevok prezentuje novú metodiku Hilti HIT-Shear vyvinutú pre zvýšenie šmykovej odolnosti nosných konštrukcií pomocou dodatočne vlepenej kotiev. Vďaka zjednodušenej aplikácii kotievnych prvkov zo spodnej strany nosnej konštrukcie kolmo na jej os, je táto technológia vhodná v prípadoch zosilňovania rámových a trémových mostov. Technológia bola úspešne aplikovaná aj pri rekonštrukcii rámového diaľničného mosta v zahraničí na zvýšenie jeho šmykovej odolnosti. Vzhľadom na rastúcu tendenciu pribúdania mostov v zlom technickom stave, dáva zmysel uplatniť túto metodiku aj na Slovensku.

Podakovanie

Podakovanie patrí spoločnosti Basler & Hofmann Slovakia s.r.o. za poskytnutie detailov referenčného projektu vo Švajčiarsku.

Literatúra

- [1] EN 1992-1-1:2004: Eurokód 2 - Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy, Brusel: CEN, 2004.
- [2] STRENGTHENING CONCRETE MEMBERS IN SHEAR. Hilti Corporation, Schaan, 2024.
- [3] STN EN 1992-4 : Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 4 : Navrhovanie kotvenia do betónu. Bratislava, 2019.
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik, "Z-15.5-383 - Hilti Querkraft-Verstärkungssystem mit Hilti HIT-RE 500 V4", DIBt, Berlin, 2024.
- [5] Dokumentácia skutočného vyhotovenia, Návrh rekonštrukcie mosta 154-001 Unterführung (podjazd) Chalberweidstrasse na ceste A52, Švajčiarsko, Basler & Hofmann Slovakia s.r.o, 2025.

KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA MARCHEGGSKÉHO VIADUKTU V ŽKM 37,910

Vladimír GELÁNYI^{1*}, Juraj BOHUŠ¹, MATÚŠ UHLÍK²

¹ Ing., DOPRAVOPRROJEKT, a.s. Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava – Nové Mesto

² Ing., REMING CONSULT, a.s. Tomášikova 64A, LakeSide Park II, 831 04, Bratislava

* korešpondenčný autor: gelanyi@dopravoprojekt.sk

Abstrakt

Mostný objekt sa nachádza na železničnej trati z Bratislavy do Viedne. Výstavba mosta prebiehala v rokoch 1845 až 1850 a svojou dĺžkou 474 metrov patril medzi najdlhšie mosty 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 so zachovaním pôvodnej konštrukcie tehlových klenieb a pilierov, tak aby sa zachoval historický charakter mosta. Rekonštrukcia samotného mosta spočíva zvýšením únosnosti základového podlažia, novej železobetónovej klenby votknutej do päty klenby vybudovanej nad podperami a železobetónovej dosky, ktorá prevádza priebežné koľajové lôžko v mieste mosta.

Kľúčové slová:

Viadukt;
Železnica;
Rekonštrukcia;
Zmeny;
Marchegg

1 Úvod

Cieľom tejto rekonštrukcie mosta a trate je zvýšenie bezpečnosti jazdy a traťovej rýchlosti na 120 km/h (v dôsledku statickej poruchy je momentálne na moste je traťová rýchlosť len 20 km/h). Zníženie nákladov na prevádzku trate a údržbu mosta sú ďalším výsledkom rekonštrukcie.

Most v žkm 37,910 cez rieku. Morava (obr. 1) je dominantným objektom železničnej trate Devínska Nová Ves – štátna hranica. Nosnú konštrukciu mosta tvoria tri samostatné dilatačné celky. Dilatačný celok 1 tvorí železobetónový klenbový 10-poľový viadukt na území Rakúskej republiky, dilatačný celok 2 je oceľový dvojpoľový priehradový most uložený na stredovom pilieri v rieke Morava a na spoločných pilieroch oboch klenbových mostov a dilatačný celok 3 je murovaný klenbový 10-poľový viadukt na území Slovenskej republiky. Práve dilatačný celok 3 (DC3) je predmetom tohto článku.



Obr. 1: Most cez rieku Morava, DC3 sa nachádza vpravo

2 História mosta

Stavba mosta sa začala v novembri 1846. Ukončená bola na jeseň 1847. 474 m dlhý most medzi stanicami Marchegg a Devínska Nová Ves cez rieku Moravu patril k najväčším vo vtedajšej monarchii. Pozostával z desiatich inundačných tehlových klenieb svetlosti 10x15 m po oboch stranách a strednú časť ponad rieku Morava tvorila drevená dvojnásobne zložená priehradová konštrukcia rozpätia 2 x 43 m (obr. 2).

Drevenú časť mosta zničila za prusko-rakúskej vojny v roku 1866 ustupujúca rakúska armáda. Po jeho provizórnej oprave bola obnovená prevádzka 27.8.1866. Definitívna obnova sa skončila až v 1868, pričom drevené provizórium bolo nahradené spojitou oceľovou priehradovou konštrukciou s rozpätiami 2 x 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 bolo postavené v Červenu armádou v roku 1946.

Po zdĺhavých spoločných rokovaniach medzi československou a rakúskou stranou bola výstavba definitívneho mosta schválená až v decembri 1959 [1].



Obr. 2: Most cez rieku Morava, archívne foto

3 Stručná charakteristika DC3

DC3 tvorí tehlová klenbová nosná konštrukcia, ktorá premostuje inundačné územie rieky Morava, cyklotrasu a poľnú cestu. Pilieri a opory sú zhotovené z opracovaného kameňa. Celková dĺžka DC3 je 201,40 m.

Nosná konštrukcia je tvorená 10 tehlovými klenbami so svetlosťou 15,0 m. Šírka mosta je 5,95 m a výška 10,60 m. Min. hrúbka presypávky s koľajovým lôžkom (KL) je cca 1,55 m. Koľaj má na moste železničný zvršok z koľajníc tvaru S49 na betónových podvaloch VUS a je smerovo vedená v priamej.

4 Koncepcia mosta v dokumentácii stavebného zámeru verejnej práce (DSZVP)

Pred začatím prác na rekonštrukcii mosta bola urobená podrobná prehliadka mosta, podrobná technická diagnostika mosta a statický prepočet tehlových klenieb (Výskumný a vývojový ústav železníc, Sekcia železničných tratí a stavieb, Stredisko diagnostiky mostov, Ondrej Kridla, 12/2018), ktoré slúžili 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 traťovej rýchlosť na moste na 20 km/h a klenba bola provizórne podopretá konštrukciou PIŽMO (obr. 3). 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.



Obr. 3: Provizórne podopretie klenby č. 1

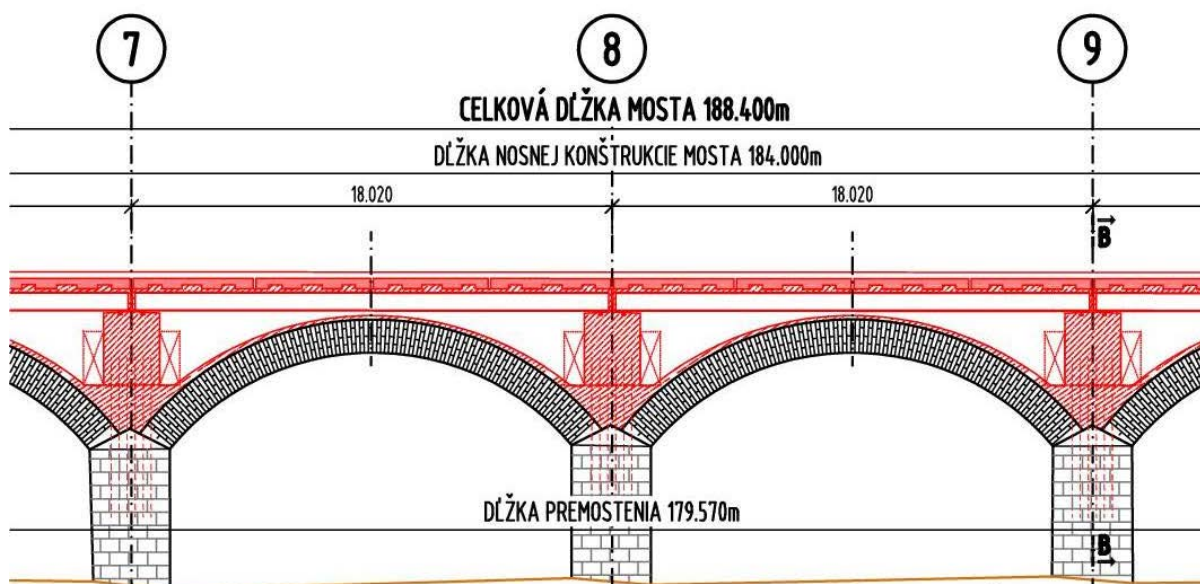
Z týchto dôvodov bolo nevyhnutné vypracovať projekt rekonštrukcie mosta, ktorý musel rešpektovať všetky požiadavky investora stavby ŽSR. Medzi tieto požiadavky patrili hlavne:

- Návrh novej nosnej konštrukcie mosta, ktorá prevezme statickú funkciu nosnej konštrukcie tehlových klenieb mosta,
- Pôvodné klenby mosta ostanú zachované, aby bol zachovaný architektonický vzhľad mosta,
- Nosnú konštrukciu navrhnuť na vyššie prevádzkové zaťaženie (KZZ D4) a prevádzkovú rýchlosť 120 km/h,
- Uvažovať 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.

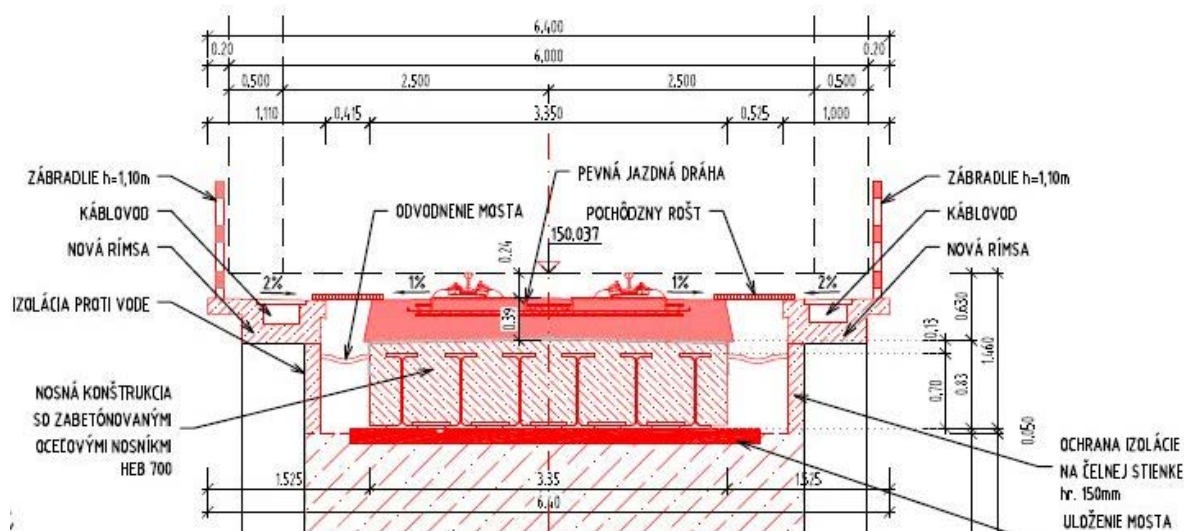
Na základe všetkých týchto podkladov a požiadaviek sme pripravili pre investora DSZVP pre rekonštrukciu DC3. Navrhnutá bola nová nosná konštrukcia „vo vnútri“ pôvodného mosta. Po obnažení pôvodných klenieb mosta sa tieto klenby ošetrí a ochráni proti vode pásovou hydroizoláciou, ktorá bude chránená železobetónovou škrupinou premennej hrúbky. Rovnakým spôsobom sa ochráni pôvodné čelné stienky klenby. Nad existujúcimi podperami mosta budú vybudované nové železobetónové podpery, na ktorých bude uložená nová nosná konštrukcia. Nové podpery mosta budú spriahnuté s pôvodnými podperami pomocou lepenej výstuže. Nová nosná konštrukcia bude klbovo uložená na podperách.

Nová nosná konštrukcia mosta je navrhnutá ako 10-poľová konštrukcia z prostých polí. Pričný rez tvorí šesť ocelových nosníkov HEB 700 zabetónovaných do masívnej dosky výšky 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 stienkach klenieb budú vybudované nové železobetónové rímasy. Na rímasy bude namontované ocelové zábradlie výšky 1,10 m a káblové žľaby. Medzi rímami a nosnou konštrukciou budú osadené ocelové pochôdzne rošty, cez ktoré bude zabezpečené odvodnenie povrchu nosnej konštrukcie aj ríms. Zrážková voda bude zachytávaná do žľabov a odvedená popri pilieroch mimo konštrukciu.



Obr. 4: Pozdĺžny rez mosta v DSZVP



Obr. 5: Priečny rez mosta v DSZVP

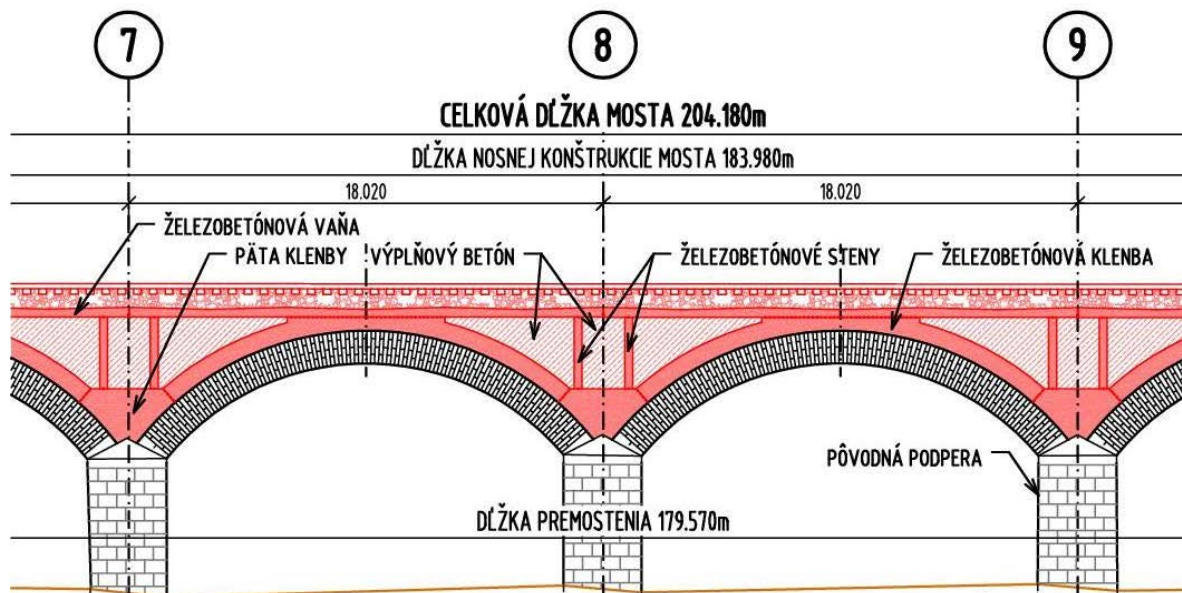
5 Koncepcia mosta v dokumentácii na stavebné povolenie a realizáciu stavby (DSPRS)

Voči prechádzajúcemu stupňu PD (DSZVP) nastala v technickom riešení DSPRS mostného objektu zásadná zmena. Pôvodne bolo na moste uvažované s pevnou jazdnou dráhou, čomu bola prispôbená aj nosná konštrukcia mosta. Na pracovných poradách s investorom bolo dohodnuté, že pevná jazdná dráha na moste nie je potrebná a preto bolo potrebné zmeniť typ nosnej konštrukcie. Pôvodne navrhnutá konštrukcia masívnej dosky so zabetónovanými oceľovými nosníkmi bola nahradená železobetónovou klenbou s hornou doskou.

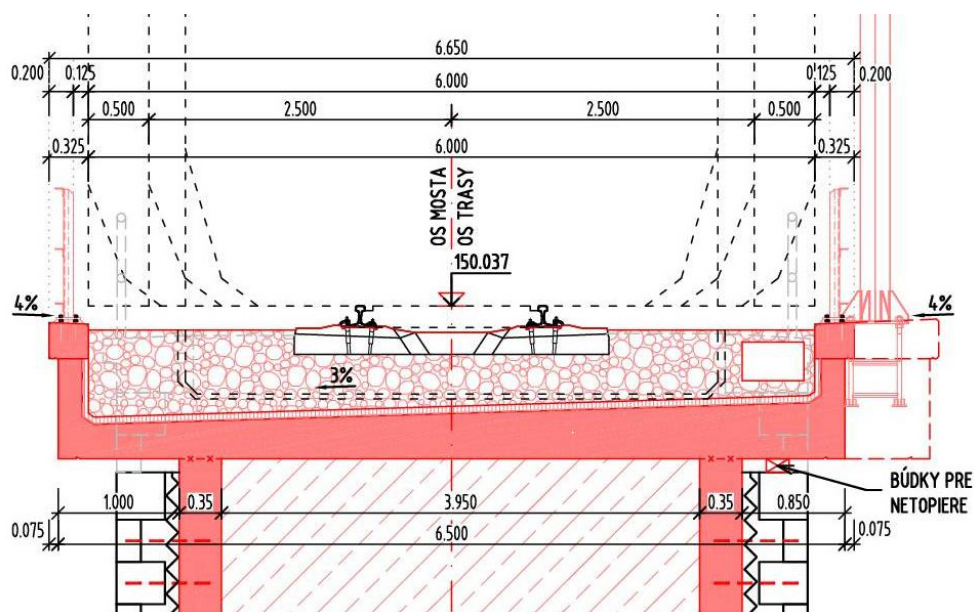
Nosná konštrukcia mosta bola navrhnutá ako 10-poľová klenbová železobetónová konštrukcia s hornou doskou. Pozostávala z päty klenby, samotnej klenby, pozdĺžnych a priečnych stien a z hornej dosky so zvislými stenami (ďalej "železobetónová vaňa").

Nad podperami by sa vybetónovali masívne železobetónové päty klenby šírky 4,650 m, výšky cca 2,000 m a premennej šírky (podľa tvaru pôvodnej tehlovej klenby). Následne by sa na pôvodných tehlových klenbách zrealizovali nové železobetónové klenby hrúbky 0,700 m, ktoré by sa opreli do už zhotovených piat 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 navŕtali 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, s nábehmi. Táto rozšírená časť by slúžila na osadenie stožiarov trakčného vedenia.



Obr. 6: Pozdĺžny rez mosta v DSPRS



Obr. 7: Priečny rez mosta v DSPRS

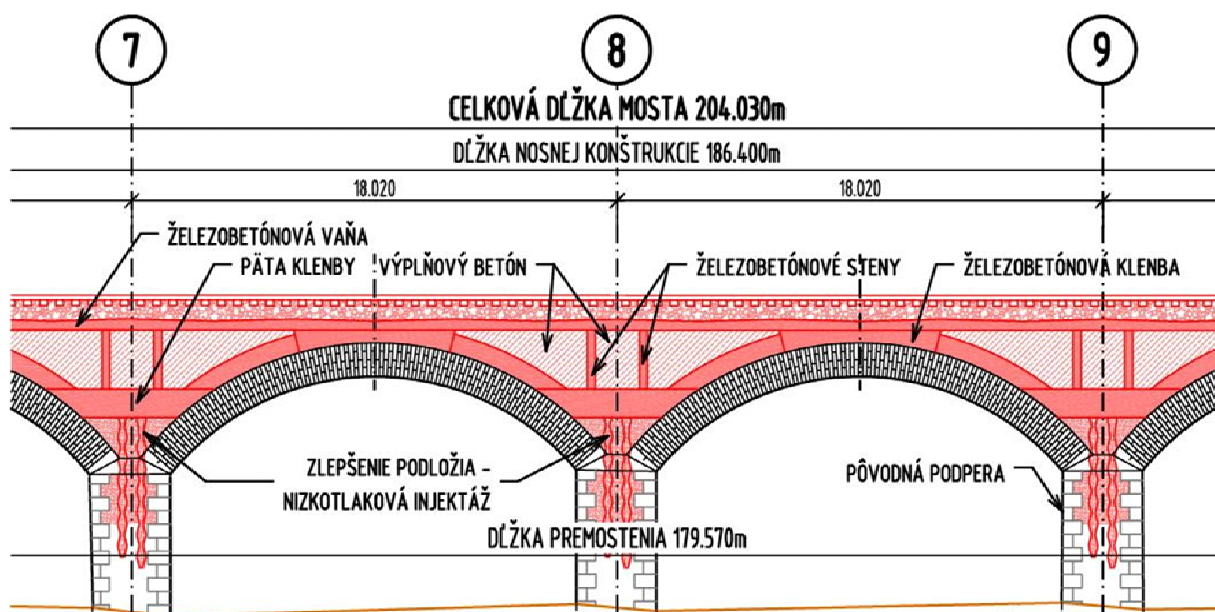
6 Koncepcia mosta v zmenovej dokumentácii DRS (zDRS)

Následne bol investorom vybraný vo verejnej súťaži zhotoviteľ rekonštrukcie mosta a daného úseku trate. Po odkopaní železničného zvršku zhotoviteľ vo vnútri mosta objavil skutočnosti, ktoré neboli známe počas projektovania predchádzajúcich stupňov projektovej dokumentácie a neodhalil ich ani stavebnotechnický prieskum mosta. S najväčšou pravdepodobnosťou nosná konštrukcia mosta už prešla rekonštrukciou v 60-tych rokoch počas výstavby dilatačného celku 2. Rekonštrukcia pozostávala z polozenia hydroizolácie vo vnútri mosta a následným ochránením tejto izolácie vrstvou betónu. Vzhľadom na vysokú pevnosť týchto betónov sa mostná konštrukcia pri ich búraní nadmerne otriasa, a preto zhotoviteľ z dôvodu obavy o nenávratného poškodenia mosta práce zastavil.

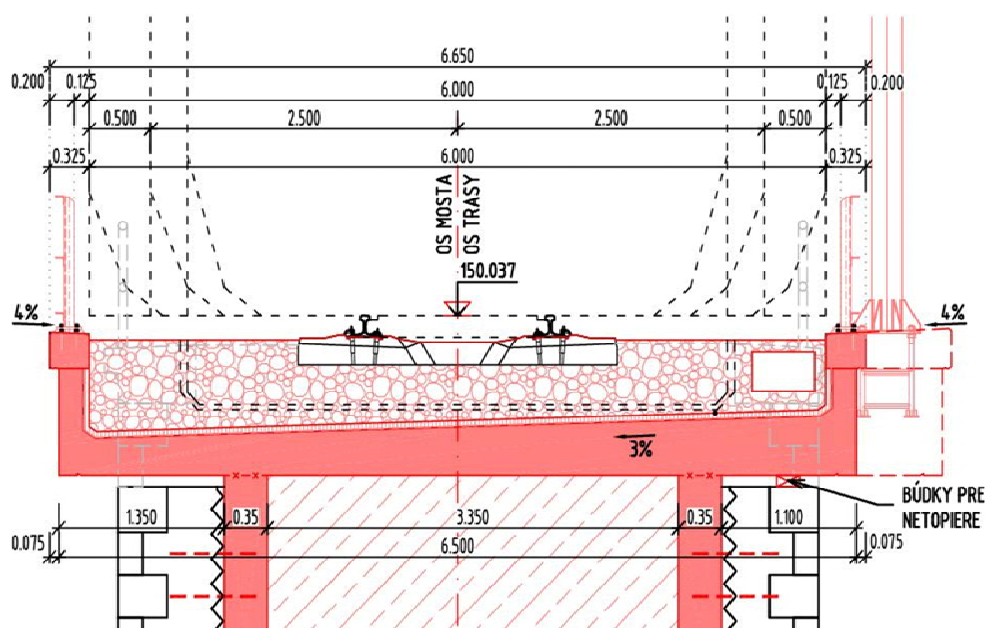
Z tohto dôvodu nebolo možné postaviť konštrukciu, tak ako bola navrhnutá a bolo potrebné navrhnuť novú koncepciu rekonštrukcie mosta, ktorá by zohľadňovala tieto nové skutočnosti.

Búracie práce pneumatickými kladivami boli nahradené búraním pomocou chemickej látky CEVAMIT. CEVAMIT je nevýbušná, suchá, prášková zmes určená k rozpojovaniu pevných štruktúr ako je 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 o cca 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, a 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.

Ďalšia skutočnosť, 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.



Obr. 8: Pozdĺžny rez mosta v zmene DRS



Obr. 9: Priechy rez mosta v zmene DRS

7 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 je možné 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 pri rekonštrukcii tohto dôležitého mosta už nezažijeme ďalšie prekvapenia a výsledkom bude funkčná stavba, ktorú cestujúci na trati Bratislava, hl. stanica – Viedeň veľmi potrebujú.

Literatúra

[1] internet: <https://www.vlaky.net/galerie/1106/marcheggsky-viadukt/>

VYBRANÉ STÁVAJÍCÍ MOSTY OPRAVENÉ CESTOU KOMPLETNÍ NÁHRADY NOVOU PREFABRIKOVANOU NK

Pavel BULEJKO¹, Rastislav SCHREIBER¹, Tomáš BRZÁK¹

¹ ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe, Czech Republic

* korešpondenční autor: pavel.bulejko@abmeurope.com

Abstrakt

Prefabrikace je v moderním stavebnictví cesta ke snížení rizik spojených s výstavbou, vede ke zrychlení výstavby. Použití prefabrikátů znamená pro stavbu garanci kvalitního stavebního prvku vyráběného v kontrolovaném prostředí výroby bez vlivu povětrnostních vlivů. Čerstvá betonová směs urazí od mísičího jádra k formě výrobku minimální vzdálenost v řádu jednotek minut. V případě subtilních prefabrikovaných přesýpaných konstrukcí z prostě vyztužených betonů třídy C50/60 dochází oproti robustním monolitům z betonů klasických pevností ke snížení spotřeby materiálů a uhlíkové stopy a zlepšuje udržitelnost výstavby s dobrým výsledkem hodnocení metodikou LCA (life-cycle assessment). V následujícím textu si představíme několik vybraných oprav stávajících mostů náhradou nosné konstrukce právě z prefabrikátů.

Klíčové slová:

Prefabrikace;
Výstavba;
Oprava;
Nosná konstrukce;
Prefabrikát.

1 Dětmarovice – Petrovice u Karviné – st. hranice CZ/PL, SO 46-20-01

Rekonstrukce 9,8km dlouhého úseku odstranila propad rychlosti z 65 km/h na novou návrhovou rychlost 100 km/h. Součástí stavebních prací byla i kompletní přestavba stávajícího železničního mostu č. 8141 v km 292,400 v intravilánu obce Petrovice u Karviné, poslední mostní konstrukce pouhých 150 m od státní hranice Česka s Polskem. Most překlenuje místní komunikaci a stálou vodoteč. Původní most byl vystavěn roku 1935, poslední přestavba byla z roku 2001 (injektáže zdiva, nové římsy). Stávající nosná konstrukce byla hodnocena stavem K2 a spodní stavba S2. Most se nachází na stávající dvoukolejné železniční trati, výstavba mostu tedy byla ovlivněna provozem na trati, most se budoval ve dvou fázích, vždy za vyloučeného provozu v jedné koleji. Koleje na mostě jsou vedeny v oblouku o $R1 = 2450$ m, niveleta stoupá +1,601‰. Na mostě je navržen VMP 3,0 R (pro rychlost 120 km/h). Nová nosná konstrukce je prefabrikovaná klenba typu ABM ARCH 52Wx40R, poskytující světlý rozpon 8,9m. Poloměr nové klenby se proti původní klenbě zvětšil o přibližně 60 cm. Založení zůstalo plošně částečně na stávajících základech. První polovina mostu byla smontována během jediného dne 17. června 2022 a druhá polovina pak 19. října 2022. Projektantem objektu byla firma Afry CZ a zhotovitelem byla firma Strabag.



Obr. 1: Dětmarovice – Petrovice u Karviné – st. hranice CZ/PL, SO 46-20-01

2 Rekonstrukce mostu v km 190,152 trati Plzeň – Žatec

Celá tato stavební akce spočívala v rekonstrukci mostu v km 190,152 a mostu v km 190,286, dále pak sanaci železničního spodku v km 190,100 až 190,232, úpravě železničního svršku v km 190,090 – 190,347 a přeložky sdělovacího vedení. Původní mosty poblíž obce Kněžice byly zhotoveny roku 1872, v případě mostu v km 190,152 šlo o kamennou klenbu hodnocenou stavem K2/S3. Rekonstrukce mostu počítala se zatížením na vlak LM-71 s $\alpha=1,21$ a zajišťuje přechodnost mostu C3/80 km/h. Nová nosná konstrukce je prefabrikovaná klenba typu ABM ARCH 52Wx64R, poskytující světlý rozpon 10,5m, přibližně stejný jako původní klenba. Osazení nové konstrukce široké včetně křídel (tj. délka tubusu) 27m proběhlo během dvou dnů 19. až 20. září 2022. Projektant Dipont, zhotovitel Edikt.



Obr. 2: Rekonstrukce mostu v km 190,152 trati Plzeň – Žatec

3 Rekonstrukce mostu v km 89,477 trati 0693 Podlešín (mimo) - Obrnice (mimo)

Samostatná stavební akce spočívala v rekonstrukci klenbového mostu z roku 1872 jenž překlenuje polní cestu poblíž obce Chlumčany. V původní kamenné klenbě byly trhliny a zdivo zvětřelé a popraskané, místy docházelo k vytlačování zdiva. Kolmá světlost mostu byla 4,0m a volná výška pod mostem 3,9m. Stav mostu byl ve stupni K3/S3. Nová prefabrikovaná rámová konstrukce ABM FRAME nyní poskytuje výrazné zlepšení světlosti na 6,0m i volné výšky 4,7m. Rámová konstrukce je zakončena prefabrikovanými šikmými křídly. Termín výluky na trati se koordinovali s vedlejší stavbou ŘSD nového úseku dálnice D7. Montáž nosné konstrukce proběhla 17. až 18. října 2022. Projektant Dipont, zhotovitel Porr.



Obr. 3: Rekonstrukce mostu v km 89,477 trati 0693 Podlešín (mimo) - Obrnice (mimo)

4 Most v obci Sychrov – Radostín přes železniční trať 030

Investorem rekonstrukce tohoto silničního mostu je obec Sychrov. V příspěvku je zařazen z důvodu zajímavého využití železnice pro přesun stavebních materiálů a nasazení kolejového jeřábu. Šlo o náhradu mostního provizoria, dlouhodobého zatímního mostu typu Bailey Bridge rozpětí 24m a celkové hmotnosti přibližně 20 tun. Zatížitelnost mostu byla poslední prohlídkou z roku 2018 snížena na 3,5 tuny. Stavební stav spodní stavby byl kategorie 4 a nosné konstrukce dokonce 6 – velmi špatný. Most byl na konci své životnosti. Proto bylo navrženo zhotovit most nový, s ohledem na budoucí investice do správy mostu jako přesýpaná bezúdržbová klenbová konstrukce. Výstavbou nového mostu se zároveň zlepšilo směrové uspořádání převáděné místní komunikace, která byla mírně přeložena. A s ohledem na těžkou dostupnost k mostu byla zvolena nosná konstrukce prefabrikovaná ABM ARCH 64Wx52R, která byla na místo montáže dopravována na vagonech železniční cestou a smontována kolejovým jeřábem Gottwald GS 100.06 T. Montáž nové nosné konstrukce proběhla během kompletní

výluky na trati a to ve dvou dnech 31. října a 1. listopadu 2022. Projektant Valbek, zhotovitel Eurovia CS.



Obr. 4: Most v obci Sychrov – Radostín přes železniční trať 030

5 Revitalizace trati Lovosice – Česká Lípa, železniční most v ev. km 50,058

Rekonstrukce úseku od Žalhostic po Liběšice proběhla v letech 2021 až 2022 a jejím cílem bylo zvýšení rychlosti až na 100 km/h. Na úseku bylo opraveno několik mostních objektů a propustků. Most poblíž stanice Ploskovice byl tvořen nýtovanou ocelovou plnostěnnou trámovou nosnou konstrukcí osazenou na kamenných opěrách. Původní most pocházel z roku 1898 a poslední rekonstrukce byla provedena v roce 1962. Stav mostu byl ve stupni K2/S3. Přestavbou mostu na prefabrikovaný ABM rám se zvětšila vodorovná i svislá světlost o 0,5 m a traťová rychlost zvýšila z 50 km/h na 85 km/h. Samotná montáž nosné konstrukce proběhla včetně křídel proběhla během jediného dne 3. května 2022. Projektant Ing. Bernát, zhotovitel Edikt.



Obr. 5: Revitalizace trati Lovosice – Česká Lípa, železniční most v ev. km 50,058

6 Rekonstrukce mostu v žkm 37,910 tratě Marchegg – Devínska Nová Ves

Trať z Vídně do Bratislavy byla otevřena roku 1848 a je nejstarší na Slovensku. Stejně starý byl původní most přes místní komunikaci Devínské jazero. Jednalo se o masivní cihlovou klenbu, opěry a křídla byly z kamenných bloků. V osmdesátých letech byl most rozšířen pomocí parapetního nosníku. Šířkové uspořádání pod mostem neumožňovalo obousměrný silniční provoz. V současné době probíhá celková rekonstrukce této tratě v úseku DNV – státní hranice. Most v žkm 37,910 byl zdemolován a nahrazen prefabrikovanou klenbou ABM ARCH 40Wx145R o světlosti 14m. Montáž klenby proběhla v březnu 2025. Projektant Reming, zhotovitel Porr.



Obr. 6: Rekonstrukce mostu v žkm 37,910 tratě Marchegg – Devínska Nová Ves

DISTRIBUTION OF SDT PROBES FOR DETECTING THE CONDITION OF PRESTRESSING CABLES

Ladislav KLUSÁČEK^{1*}, Adam SVOBODA¹

¹ Institution of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology, Veveří 331/95, 602 00 Brno, the Czech Republic

* corresponding author: ladislav.klusacek@vut.cz

Abstract

The paper describes an effective tool for bridge engineering practice to locate and assess the risk of corrosion of prestressing cables depending on weight criteria. It is a method which aims to find locations suitable for semi-destructive probes to prestressing reinforcement as part of a detailed diagnostic survey of bridge prestressed structures to detect possible corrosion damage to the reinforcement, or structure. The method has the potential to achieve significant savings in those cases where it can be used to prevent premature demolition of prestressed bridges based on the isolated occurrence of prestressing reinforcement corrosion. The novelty of the procedure lies primarily in defining the implementation and distribution of semi-destructive probing of prestressed bridges from 1950 to 1995 and in validating these approaches on actual bridges. The method has already been used on several prestressed bridges. The paper will give an example of its application to a five span bridge where savings of tens of millions of CZK were achieved.

Keywords:

Prestressing;
Semi-destructive probe;
Distribution;
Corrosion;
Saving.

1 Introduction

The aim of the method described below is to define the distribution of semi-destructive probes for the proper assessment of the condition of prestressing cables in the structure. This is a description of a method aimed at identifying suitable locations for SDT probes for prestressing reinforcement as part of a detailed diagnostic survey of prestressed bridge structures in order to detect possible corrosion damage to the reinforcement.

The method described uses the term (1) risk of corrosion damage to bridge structures. This term is concise and descriptive, but linguistically rather awkward. In the following text, it is replaced by the term corrosion risk, which is less descriptive but more appropriate linguistically. Wherever corrosion risk is mentioned in the following text, it always refers to term (1).

The initiation of corrosion of prestressing reinforcement is mainly caused by water leakage and the penetration of air moisture to the prestressing reinforcement, accompanied by the access of oxygen, carbon dioxide, and possibly chlorides, which penetrate into the concrete structure from the surrounding environment. This process is associated with a decrease in the pH value of the concrete, leading to a loss of the concrete's passivation ability. The rate of corrosion is mainly determined by the access of oxygen from the atmosphere, the ratio of the volume of electrolyte (aqueous environment) to the metal surface, and the time during which the metal surface is in contact with the electrolyte. This process is always associated with the development of defects and the simultaneous appearance of external visual signs on the structure indicating an increased risk of corrosion. This phenomenon can be used to perform diagnostic surveys of prestressed reinforcement (Novák, 2011).

For 100% detection of damage to prestressing reinforcement, it would theoretically be ideal to perform the most detailed and comprehensive diagnostic testing of prestressing reinforcement possible on a given bridge structure using the SDT probing method. However, this would require a disproportionately large number of probes, which is not feasible for capacity reasons and would also be uneconomical. Therefore, when selecting locations for diagnostics, the idea is that a sufficiently dense array of randomly selected positions is sufficient for initial diagnostics, and only a sufficiently significant

number of findings from such diagnostics will be an indication for more precise targeting. However, the weak point of this approach is the fact that not all parts of the bridge are equally at risk of corrosion. Random selection according to this method of choosing positions for diagnostics may therefore include parts of the bridge where the risk of corrosion is low or even non-existent. This increases the likelihood that positions that would provide significant information about corrosion will not be included in the selection set of positions at all. It therefore appears to be useful to perform random selection of positions for diagnostics not across the entire surface, but only from those parts of the structure where the corrosion risk is higher than the specified limit L . Setting such a limit may be subject to further consideration, expert research, and calibration of the method using real data.

Since the predominant geometric attribute of a bridge structure is its surface area, it makes sense to create a map of the bridge in question that takes into account the corrosion risk and provides an overview of the positions from which it makes sense to perform random selection for semi-destructive probes as part of diagnostics.

2 Distribution of SDT Probes

The corrosion risk in bridge structures can be divided into two groups:

- **Permanent corrosion risk** – Permanent corrosion risk is a risk resulting from the unchanging location of bridge structure components and the layout specifics of bridges, which are found on every bridge structure. These are locations on the structure where there is an increased risk of failure and possible subsequent leakage – for example, bridge joints, drains and other structural penetrations, bridge equipment anchorage points, etc. The aforementioned bridge components are (or should be) always present on the bridge, and always in clearly defined, typical positions. Similarly, increased aggressive environmental activity on external concrete surfaces can be expected for any bridge structure. The risk of corrosion is therefore characteristic and generally applicable to this type of structure.
- **Random corrosion risk** – Random corrosion risk is a risk whose location cannot be predicted in advance based on the type of structure. It is usually the result of some defect or failure – for example, leakage into the structure due to damage to the insulation, cracks in the bridge deck, etc. The risk of random corrosion is unique to each specific structure and must be described on the basis of an exceptionally detailed visual inspection of the bridge, which precedes the diagnostic survey of the bridge structure.

The probe distribution method described creates input tables for user-specified values and an output table with results. The dimensions of the tables are identical and represent a square grid of appropriate fineness covering the area of the diagnosed bridge. Below, the method will be described on a typical structure (e.g., a single span slab structure composed of prestressed I-73 girders) using a 1 x 1 m square grid with a total area of 10 x 24 m.

The tables represent the weighting function of the surface distribution of corrosion risk on the structure on a specified scale (the recommended scale is always given for each table, usually 0-6). The risk scale can be changed if necessary (this text is intended as a demonstration of the method). The limit L mentioned in the previous section is a suitably chosen number on this scale.

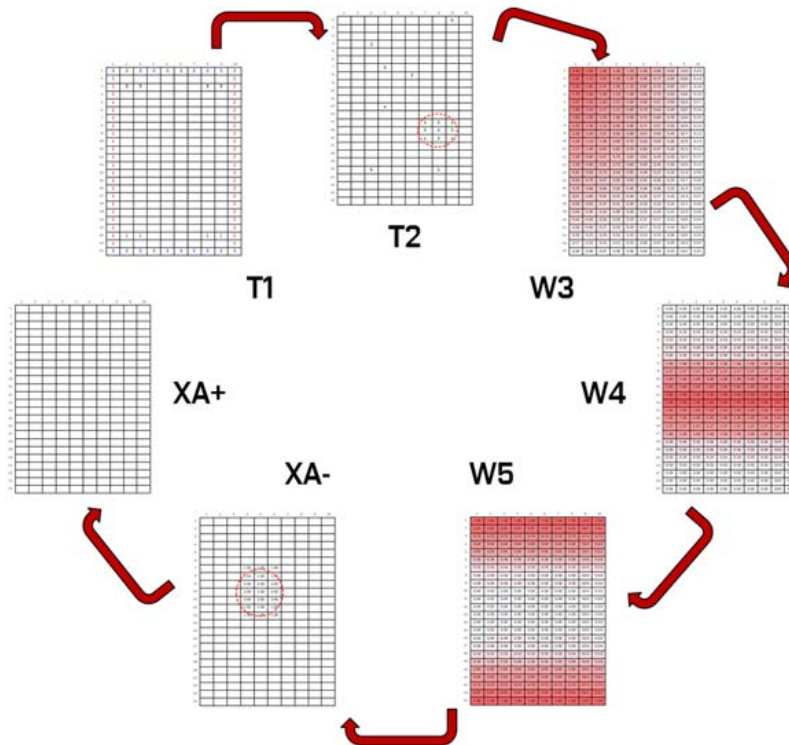


Fig. 1: Tables of user-defined weight criteria T1 to XA+

2.1 Table T1

T1 represents the flat distribution of the weight criterion for permanent corrosion risk, which is quantified on a recommended scale of 0-6. In cases of exceptional severity, the recommended upper limit of the scale may be exceeded. The data entered represent those locations on the structure where there is an increased risk of failure due to the location of bridge components, such as bridge joints, drains, etc. In Table T1, in addition to the location of bridge equipment that affects the development of failure, it is also appropriate to take into account the location of the structure in relation to the surrounding aggressive environment. It is known that the outer parts of the structure degrade faster than the inner parts because they are repeatedly attacked by aerosols containing aggressive compounds that accelerate the degradation of the concrete protecting the embedded reinforcement. In the case of a bridge over a divided road, for example, one-sided increased stress from aerosols can be taken into account.

2.2 Table T2

T2 represents the area distribution of the weight criterion for random corrosion risk, which is quantified on a recommended scale of 0-6. In cases of exceptional severity, the recommended upper limit of the scale may be exceeded. The distribution of random corrosion risk is individual for each structure assessed. The location of user-entered data representing local defects (e.g., leakage in joints, waterproofing failure, mechanical damage to the concrete cover layer, large-area leakage with efflorescence and stalactites, etc.) is linked to an exceptionally detailed bridge inspection carried out before the start of diagnostic work.

2.3 Table W3

W3 represents a weighting function that adjusts the significance of positions on the structure. Typically, this involves slopes on a bridge structure, where it is obvious that positions at a lower slope level will be more at risk of leakage than positions higher up (weighting function of the structure's slope). The actual form of the weighting function is generally up to the user, and the method allows for multiple weighting functions to be considered in the calculation. The number of weighting functions then corresponds to the number of tables. Weighting functions can track various relevant criteria.

2.4 Table W4

W4 represents a weighting function that adjusts the importance of a position on the structure in terms of the static behavior of the structure. It assigns a higher weight to positions close to the greatest stress from bending moments. In the case of the sample structure, this is a simply supported structure with a critical section in the middle of the span.

2.5 Table W5

W5 represents a weighting function that adjusts the importance of a position on a structure in terms of the static behavior of the structure. It assigns a higher weight to positions close to the greatest stress from shear forces. In the case of the sample structure, this is a simply supported structure with critical sections above the supports.

2.6 Table XA-

XA- is a table of unfavorable expert opinions. It is similar to a weighting function. This table also assigns a weight (=significance) to the position on the structure in terms of the potential risk of corrosion, which takes into account the expert opinion on a recommended scale of 0-6. In cases of exceptional severity, the recommended upper limit of the scale may be exceeded. The number of tables then corresponds to the number of unfavorable expert opinions.

2.7 Table XA+

XA+ is a table of favorable expert opinions. It is similar to a weighting function, but with the opposite value. This table reduces the weight of the position on the structure in terms of possible corrosion risk. It takes into account expert opinion on a recommended scale of 0-6. According to expert opinion, it is not necessary to perform detailed diagnostics at these positions on the bridge. If necessary, the recommended upper limit of the scale may be exceeded. The number of tables then corresponds to the number of favorable expert opinions.

2.8 Table R1

R1 is the result table. The table is the sum of all previous tables of user-entered input data.

2.9 Table R2

R2 is a normalized results table. It is the sum of the previous input data tables, normalized to a scale of 0-7 and reduced by the user-specified limit L, which allows the number of random positions to be reduced to the structure, taking into account, for example, the limited number of SDT probes performed. The R2 table contains cells with zero or positive values. Only those positions corresponding to cells with a positive value are then included in the random selection of positions for diagnosis. Extreme values that deviate from the normal 7-point scale are highlighted more prominently. This ensures that positions for which diagnostics do not make sense from the point of view of the risk being assessed are not included in the random selection of positions for prestressing reinforcement diagnostics. The degree of risk can also be illustrated by the resulting graph.

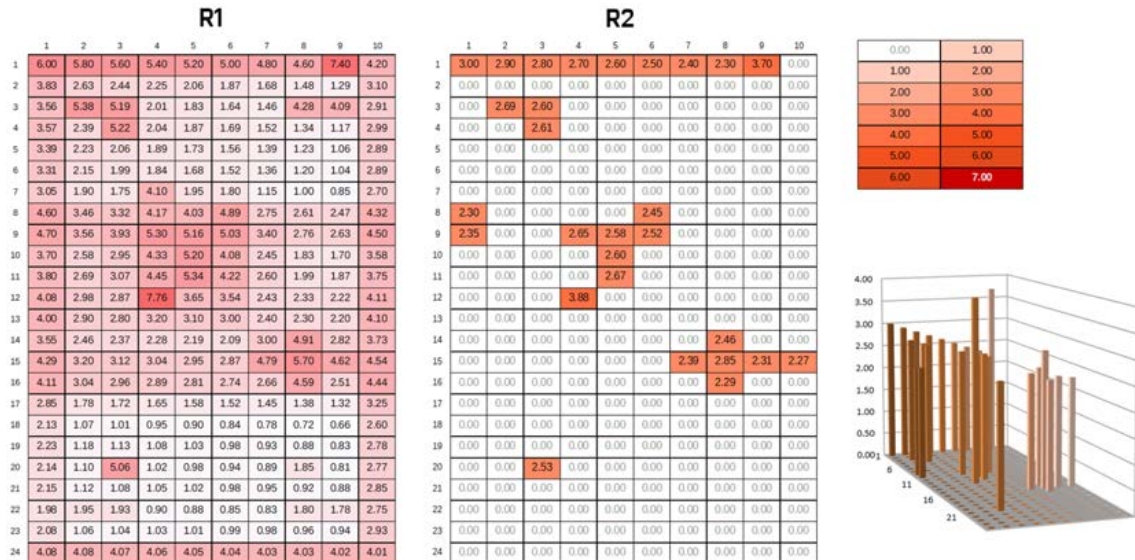


Fig. 2: Results tables R1 and R2

3 Demonstration of the Application of the Method

As an example of the application of this method, a single-span slab bridge structure (part of a ramp) consisting of prefabricated prestressed I-73 girders is shown below. This type of structure was chosen for two reasons:

- It is very common, a widespread, "typical" bridge; and it can be assumed that the results obtained using the method under consideration will be easily applicable in practice.
- From the point of view of revealing the risk of corrosion, this type of structure is relatively "readable" and predictable, and it will be easy to test, refine, and, if necessary, calibrate the method under consideration on this structure so that it produces realistic results applicable to bridge practice.



Fig. 3: Bridge span made of I-73 girders

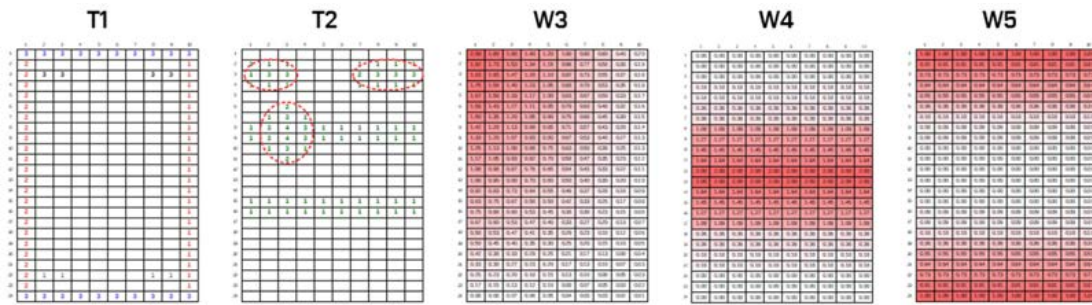


Fig. 4: Tables of user-entered data

4 Conclusion

The presented method of SDT probe distribution based on defined permanent and random risks using weighting functions is part of the Methodology for Assessing the Residual Load-bearing Capacity of Prestressed Bridges. The method offers the possibility of further extension and/or generalization based on user-defined extension parameters, thus allowing the procedures to be further refined for practical needs. In the case of further extension, risks other than corrosion risk can also be considered (Klusáček et. al., 2024).

The authors plan to organize a seminar under the heading of the Institute of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology for interested members of the professional public to become more familiar with the method, where examples of its application will be presented and practiced on sample input data. Preliminary interest can be expressed to the authors of the article.

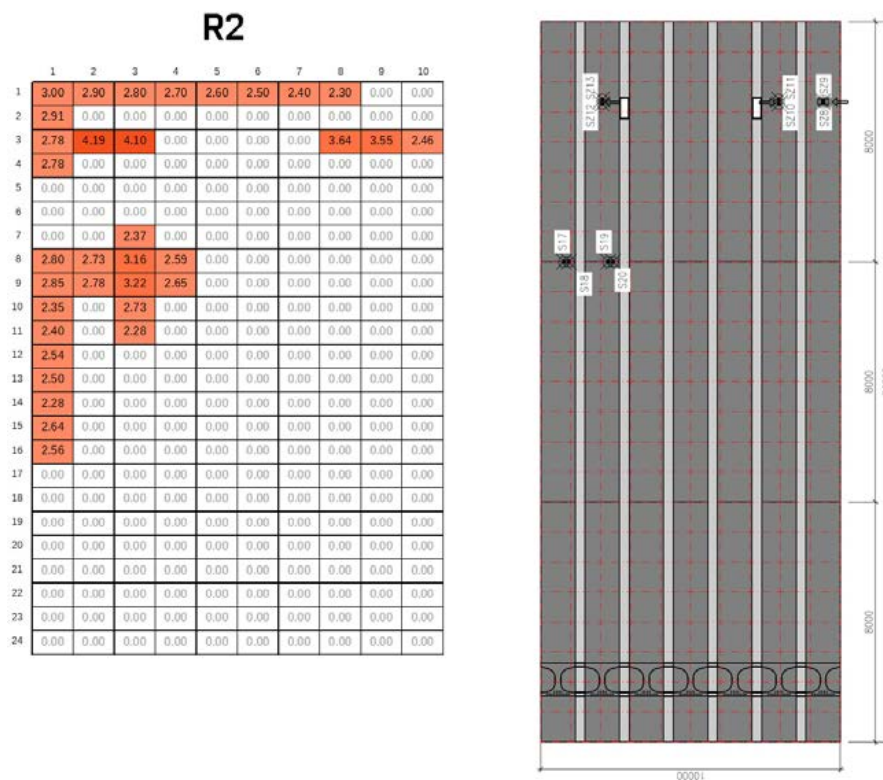


Fig. 5: R2 results table and actual SDT probe placement



Fig. 6: Visual inspection of reinforcement in SDT probes

Acknowledgements

This article was created with the support of the Technology Agency of the Czech Republic and the Ministry of Transport as part of the DOPRAVA 2020+ Program, project no. CK01000042 “Specifying the residual load-bearing capacity of prestressed bridges.”

References

- [1] Novák, P. (2011). Koroze kovů. Vysoká škola chemicko-technologická v Praze, Prague, the Czech Republic.
- [2] Klusáček, L., Svoboda, A., Nečas, R., Kulhavý, T., Koláček, J., Strnad, J., Olšák, M. (2024). Metodika pro posouzení zbytkové únosnosti předpjatých mostů, schválená metodika ministerstvem dopravy ČR, Vysoké učení technické v Brně, Brno, the Czech Republic.

VPLYV TECHNOLOGICKÝCH NEDOSTATKOV NA SÚČASNÝ STAV A KONTROLU SEGMENTOVÝCH DODATOČNE PREDPÄTÝCH MOSTOV

Jakub GAŠPÁREK^{1*}, Peter PAULÍK¹

¹ Katedra betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

* korešpondenčný autor: jakub.gasperek@stuba.sk

Abstrakt

Kontroly dodatočne predpätých mostov prvej generácie ukazujú veľkú dôležitosť cielených diagnostík predpätia ako nevyhnutného doplnku k bežným pravidelným, alebo hlavným prehliadkam mostov. Na základe doposiaľ získaných skúseností vykazuje väčšina kontrolovaných segmentových dodatočne predpätých mostov určité percento nezainjektovaných káblov. Priebeh ich korózie je do veľkej miery ovplyvnený technologickými nedostatkami, o ktorých sa v čase prvej aplikácie nevedelo, alebo chybami, ktoré nastali počas výstavby. Niektoré technické detaily sú zdrojom skrytých chýb, ktorým je potrebné prispôbiť aj metodiku cielennej diagnostiky, pretože v niektorých prípadoch môže výrazným spôsobom podhodnotiť výsledný stav predpätia. Aj napriek objaveným problémom, najmä v dôsledku absencie injektáže káblových kanálikov, boli identifikované aj prípady mostov, kde nedochádza ku výraznej degradácii predpínacích jednotiek. Pri niektorých segmentových, dodatočne predpätých mostoch nebola pozorovaná výrazná korózia nezainjektovaných káblov ani po viac ako 50 rokoch prevádzky, z dôvodu stabilného prostredia vo vnútri káblových kanálikov.

Kľúčové slová:

Segmentové dodatočne predpäté prefabrikáty;
Kontrola predpätia;
Korózia predpätých drôtov;
Mechanizmy degradácie predpätia;
Degradácia mostov.

1 Úvod

Konštrukčné detaily a správne technologické postupy pri výstavbe mostov majú dominantný vplyv na odolnosť celej konštrukcie voči environmentálnym vplyvom a vo výsledku ovplyvňujú celkovú životnosť konštrukcie, alebo jednotlivých konštrukčných častí mosta. S postupným vývojom nových materiálov a technologických postupov pri výstavbe dodatočne predpätých mostov sa od prvej aplikácie tejto technológie výstavby na Slovensku, z roku 1956, prešla dlhá cesta dláždená mnohými technickými problémami, ktoré sa postupne začali prejavovať až neskôr. Väčšina problémov so segmentovými, dodatočne predpätými mostami súvisí najmä s nedostatočnou kvalitou prevedenia injektáže káblových kanálikov, ktorými sú vedené predpäté drôty zabezpečujúce celkovú integritu za sebou zoradených segmentov nosníkov, alebo trémov. Jedná sa o jednu z posledných fáz výstavby, ktorá sa v minulosti výrazne podceňovala. V súhre ďalších faktorov, ako je hrúbka a priepustnosť výplne škár medzi segmentami, alebo druhom použitej spojky káblových kanálikov, o dĺžke bezpečnej prevádzky mosta v dominantnej miere rozhoduje kvalitná injektáž káblových kanálikov. V súčasnej dobe, aj na základe zistených skutočností, sa celosvetovo považuje injektáž káblových kanálikov za jednu z najdôležitejších fáz výstavby dodatočne predpätých mostov s významným vplyvom na životnosť mostov a cenu údržby cestnej infraštruktúry.

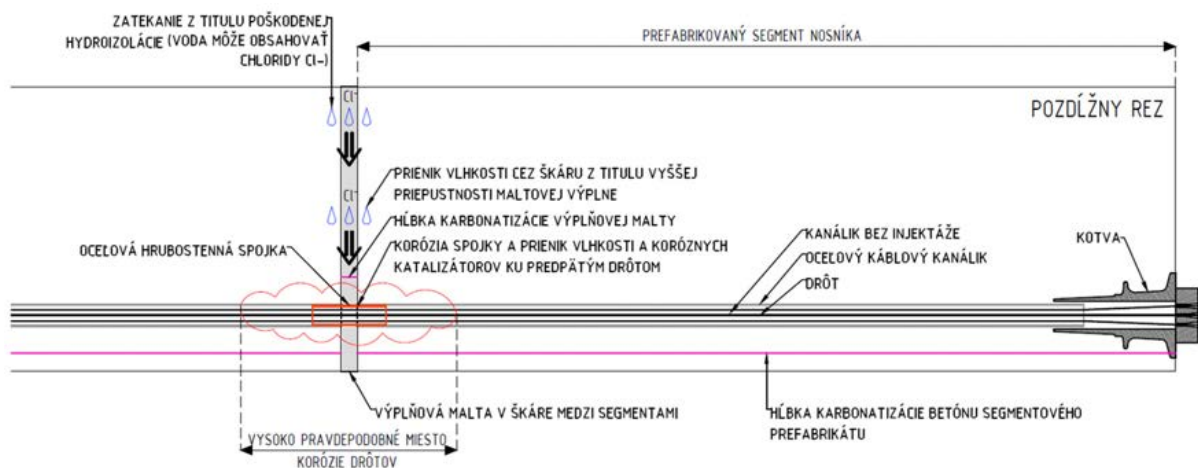
2 Technologické nedostatky ovplyvňujúce životnosť dodatočne predpätých mostov

Prvá generácia Slovenských mostov s dodatočným predpätím prevažne využíva vnútorný systém predpätia so súdržnými káblami. Tento systém je charakteristický vedením predpínacích káblov v plnej časti betónového prierezu, pričom súdržnosť medzi káblami a betónom je zabezpečená injektážnou maltou. Injektážna malta plní zároveň aj ochrannú funkciu a vytvára pasívne prostredie v okolí predpätých drôtov [1–5]. V prípade dodatočne predpätých mostov je potrebné rozlišovať, či sa jedná, alebo nejedná o segmentovú konštrukciu pozostávajúcu z prefabrikovaných dielcov. Tieto dve kategórie mostov si vyžadujú úplne odlišný prístup ku kontrole a údržbe. Najmä v prípade segmentových mostov

s maltovou výplňou škár je konštrukcia viac zraniteľnou, keďže malta v rámci škár môže mať významne horšie vlastnosti ako betón prefabrikovaných segmentov.

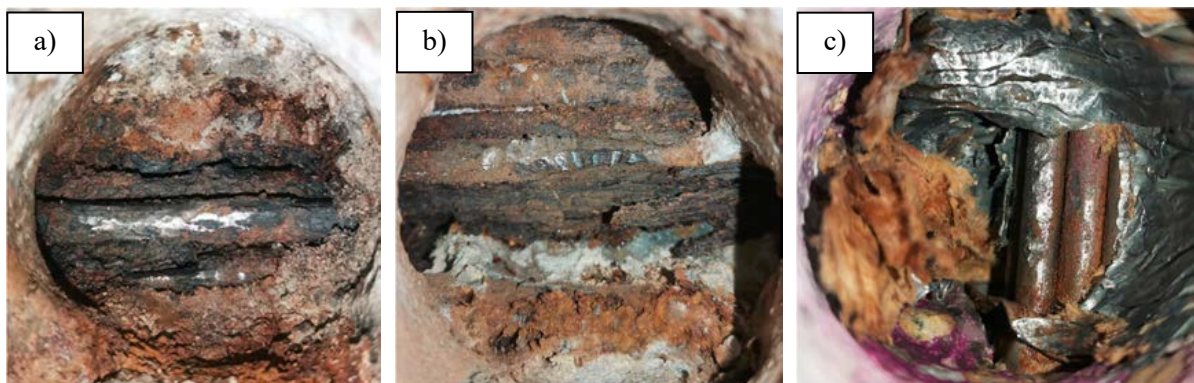
2.1 Škary medzi segmentami

Najmä tie najstaršie typy dodatočne predpätých segmentových prefabrikovaných nosníkov majú škary medzi segmentami vyplnené maltou. Jedná sa o konštrukčný detail, kde je potrebné klásť vysoké požiadavky na zmes výplňovej malty. Súčasný stav a doposiaľ získané skúsenosti sú také, že kvalita malty v škárach, na väčšine typoch segmentových prefabrikátov, je výrazne nižšia ako kvalita betónu samotných segmentov. Ako najviac problematická vlastnosť cementových mált je výrazne vyššia priepustnosť v dôsledku vzniknutých kaverien, ako dôsledok výrobných postupov alebo nevhodnej zmesi použitej na výplň škár. Takýmto spôsobom sa v prípadoch zatekania hornej stavby mosta môže dostať vlhkosť a korozívne katalyzátory priamo ku spojkám káblových kanálikov. Počas kontroly predpätia hornej stavby je potrebné si uvedomiť, že najväčšie riziko poškodenia predpätých drôtov nastáva priamo v škárach medzi segmentami. Tento prípad dobre dokumentuje schéma na Obr. 1. Z titulu vyššej priepustnosti malty v škárach, sa vo väčšine prípadoch pozoruje aj väčšia hĺbka karbonatizácie, ktorá v extrémnych prípadoch presahuje hĺbky spojok káblových kanálikov. Vplyvom karbonatizácie výplňovej malty dochádza ku zníženiu jej schopnosti chrániť spojky káblových kanálikov premošťujúce škáru medzi dvoma segmentami a nastáva ich korózia.



Obr. 1 Schéma pozdĺžneho rezu cez dodatočne predpätý segmentový nosník – mechanizmus poškodenia predpätých drôtov v škáre.

Po poškodení spojky káblových kanálikov koróziou, v prípade nezainjektovaných káblových kanálikov, alebo čiastočne zainjektovaných káblových kanálikov s dutinou v hornej časti injektáže, môže dochádzať priamo v tomto mieste ku rozsiahlejšej korózii drôtov predpínacieho kábla. Rozsah a rýchlosť korózie závisí od druhu použitých spojok káblových kanálikov, ktoré sú najčastejšie z ocelevej hrubostennej rúry, tenkostennej korugovanej rúry a zriedkavo aj z papierového kartónu (Obr. 2). Ocelové hrubostenné spojky zväčša poskytujú dlhší čas (niekoľko rokov) než dôjde ku ich prekorodovaniu, alebo ku poškodeniu ich tesnosti na styku s ocelovými káblovými kanálikmi. V prípade papierových kartónových spojok dochádza ku prieniku vlhkosti ku drôtom kábla okamžite. Aj v prípade plnej injektáže dochádza ku prieniku vlhkosti do injektážnej malty a neskôr aj ku prieniku CO₂, ktoré lokálne znehodnotí ochrannú schopnosť malty v mieste škáry. Kartónové spojky káblov už v minulosti prispeli ku kolapsu mosta Ynys-y-Gwas vo Veľkej Británii [6]. V najhoršom prípade dochádza ku pretrhnutiu drôtov kábla v mieste škáry. Ak je káblový kanálik aspoň čiastočne zainjektovaný, môže dôjsť ku čiastočnému prekotveniu drôtov kábla v injektážnej malte trením a v sonde realizovanej mimo škáry sa drôty javia ako napnuté. Kontrola predpätia, ktorá nezohľadní túto skutočnosť, môže výrazným spôsobom nadhodnotiť reálny stav predpätia. Dopad takejto kontroly možno pozorovať na porovnaní výsledkov dvoch cielených diagnostík predpätia mosta v Tab. 1 a v Tab. 2.



Obr. 2 Pohľad do vŕtanej sondy v mieste škáry medzi segmentami – na obrázku sú vidieť papierové kartónové spojky (segmentový prefabrikát Vloššák); v prípade a) a b) došlo ku ich úplnému zhnitiu a ku rozsiahlej korózii predpätých drôtov v škáre, z nich niektoré sú už pretrhnuté; v prípade c) možno pozorovať mokrú kartónovú spojku a začínajúcu koróziu nezainjektovaných drôtov.

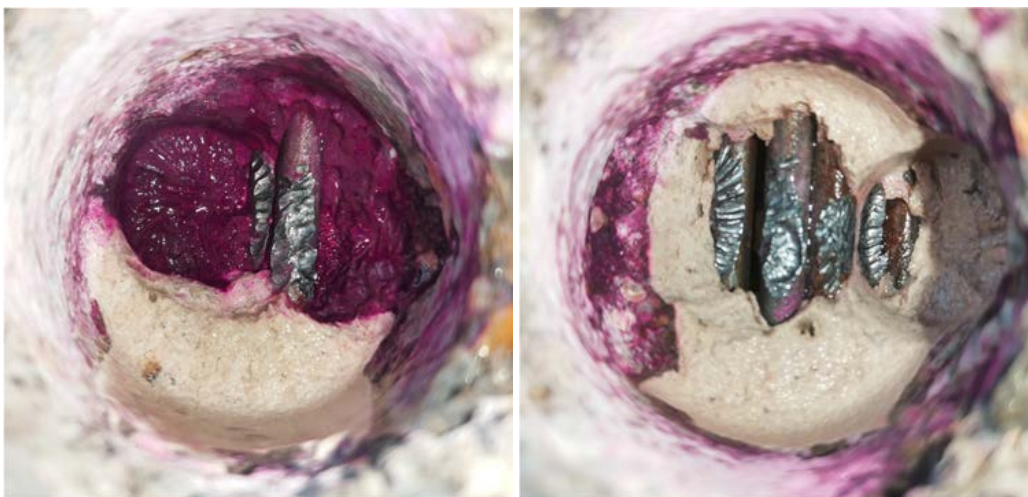
Tab. 1: Porovnanie zisteného poškodenia predpätia nosníkov Vloššák z cieľenej diagnostiky mosta z roku 2015 a 2024.

Výsledky diagnostiky z roku 2015 (realizátor sa naschvál neuvádza)				
Celkový počet overených káblov v škárach medzi segmentmi		Celkové percento korodujúcich káblov		Počet káblov overených v škárach/celkový počet overených káblov
Zdvíhané	Priame	Zdvíhané	Priame	
0	0	6,7%	22,2%	0/48
Výsledky diagnostiky z roku 2024 (realizovaná autorským kolektívom)				
Celkový počet overených káblov v škárach medzi segmentmi		Celkové percento korodujúcich káblov		Počet káblov overených v škárach/celkový počet overených káblov
Zdvíhané	Priame	Zdvíhané	Priame	
21	19	76,2%	68,4%	40/56

Tab. 2: Porovnanie výsledkov z cieľenej diagnostiky predpätia mosta z roku 2015 a 2024 – pretrhnuté káble.

Výsledky diagnostiky z roku 2015 (realizátor sa naschvál neuvádza)					
Celkový počet overených káblov			Percento pretrhnutých káblov		
Zdvíhané káble	Priame káble	Priečne predpätie	Zdvíhané káble	Priame káble	Priečne predpätie
30	18	Neuvedené	0%	0%	100%
Výsledky diagnostiky z roku 2024 (realizovaná autorským kolektívom)					
Celkový počet overených káblov			Percento pretrhnutých káblov		
Zdvíhané káble	Priame káble	Priečne predpätie	Zdvíhané káble	Priame káble	Priečne predpätie
32	24	13	28,1%	12,5%	61,5%

V prípade epoxidovej výplne tenkých škár (1-2 mm) sa rovnako odporúča skontrolovať stav predpínacích káblov na kontakte jednotlivých prefabrikovaných segmentov. Aj v prípade novších typov segmentových dodatočne predpätých prefabrikátov boli pozorované výrobné/technologické nedostatky majúce vplyv na stav predpínacích káblov. U niektorých nosníkov sa zistilo, že v škárach medzi segmentami úplne absentujú akékoľvek spojky a došlo ku zatečeniu epoxidovej výplne škáry priamo do káblových kanálikov (Obr. 3). Z dôvodu čiastočného, alebo úplného upchatia káblového kanálika epoxidom, vznikajú tesne za škárou defekty v injektáži káblových kanálikov a samotná epoxidová výplň neposkytuje žiadnu chemickú ochranu predpätým drôtom voči korózii v mieste škáry.



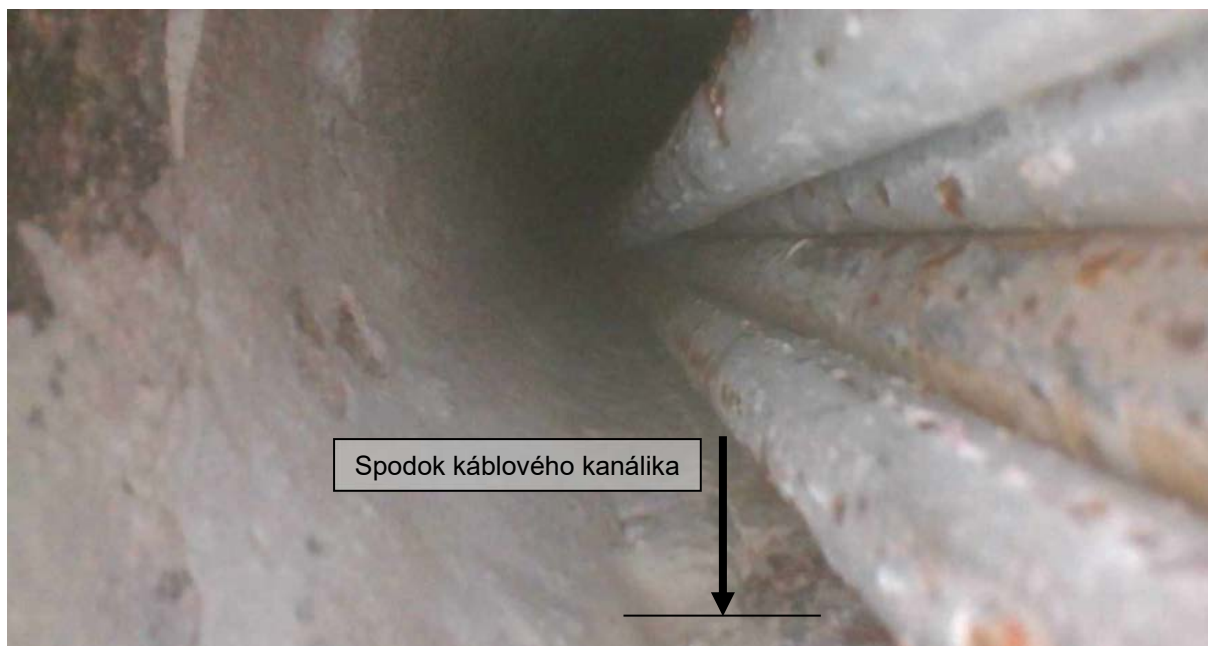
Obr. 3 Epoxidová výplň škáry medzi segmentami nosníka I-73 (biela hmota), ktorá zatiekla do bezprostredného okolia predpätých drôtov ako dôsledok bezspojkového kontaktu medzi káblovými kanálkami dvoch za sebou idúcich segmentov (fialová farba indikuje $\text{pH} > 9,0$ – prostredie chemicky nepriaznivé pre iniciáciu korózie drôtov).

2.2 Injektážna malta

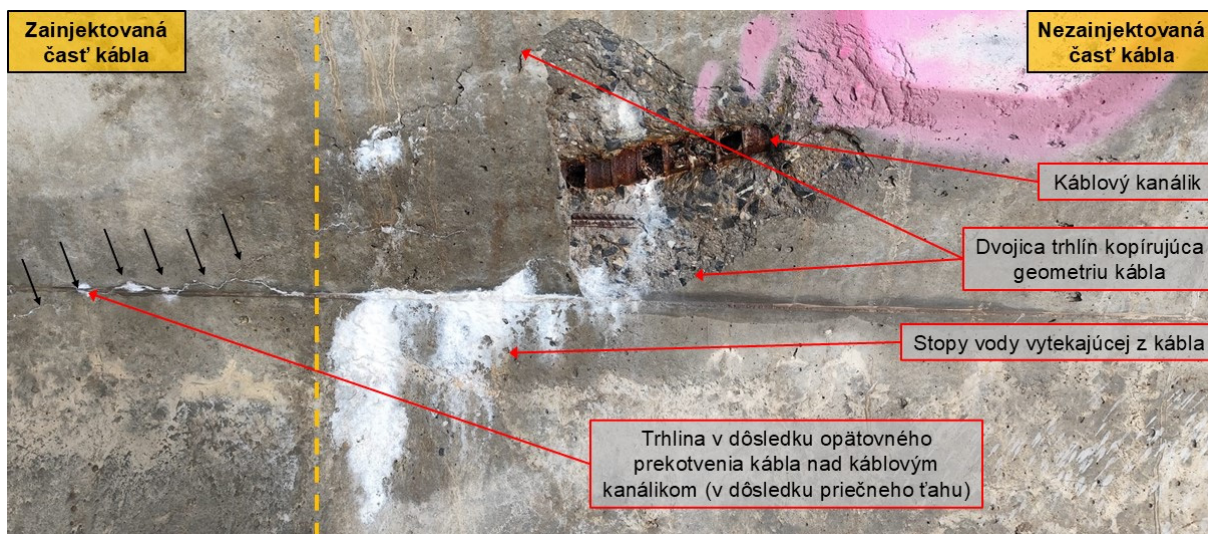
Pravdepodobne z technologických dôvodov (použitie ručných púmp, prosté liatie injektážnej malty do káblových kanálikov, absentujúce odvzdušnenie káblového kanálika) sa pozorujú na väčšine dodatočne predpätých mostov prvej generácie rozsiahle dutiny v injektáži káblových kanálikov. Aby bolo vôbec možné zainjektovať káblový kanálik vtedy dostupnou technológiou, bola pravdepodobne používaná injektážna zmes s vysokým obsahom vody, čo zabezpečovalo dostatočnú viskozitu. Drôty káblov sú preto často bez ochrany (Obr. 4) alebo obalené len niekoľko milimetrovou vrstvou malty (Obr. 5) najmä v šikmých vetvách geometrie káblov. Po odparení vody dochádzalo ku vytváraniu dutín v rovnej časti káblov (spodná poloha), najmä v hornej časti káblových kanálikov a k sadaniu injektážnej malty, následkom čoho sú celé šikmé vetvy zdvíhaných káblov zväčša prázdne (Obr. 6). Injektáž káblov často vykazuje systém navzájom prepojených dutín, do ktorých cez nechránené kotvy preniká vlhkosť a CO_2 , majúce za následok chemické zmeny injektážnej malty po celej dĺžke káblov a následnú koróziu drôtov, ktorá je rozsahovo najvážnejšia zväčša v šikmých častiach geometrie káblov, alebo na styku segmentov v škárach v miestach so zvýšenou vlhkosťou.



Obr. 4 Šikmá poloha zdvíhaného káblového kanálika – kábel bol injektovaný riedkou cementovou maltou pravdepodobne liatou do káblového kanálika bez riadneho obalenia drôtov.

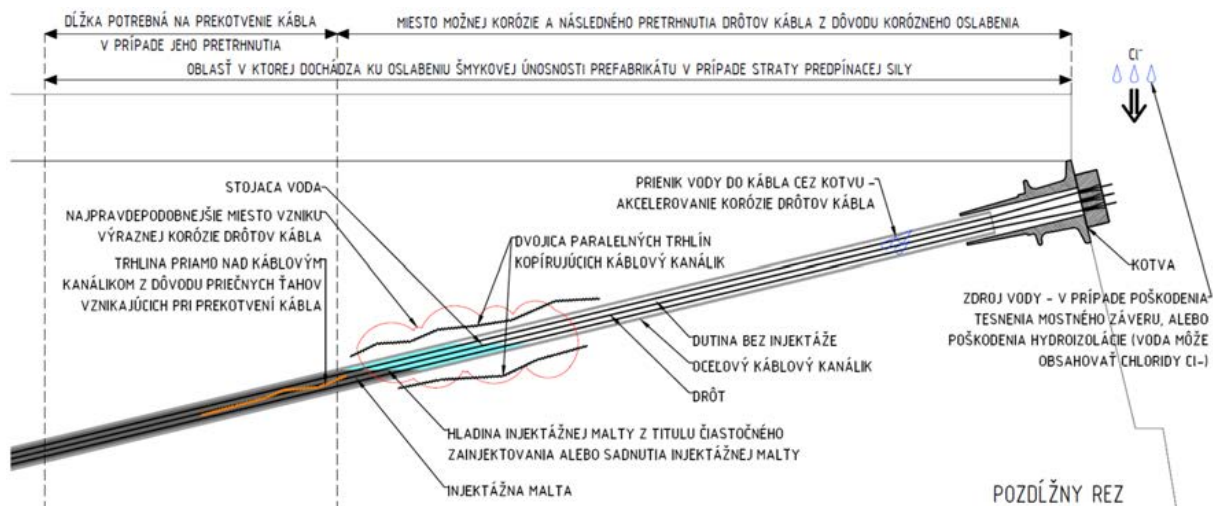


Obr. 5 Šikmá poloha zdvíhaného káblového kanálika – kábel bol injektovaný veľmi riedkou cementovou maltou pravdepodobne liatou do káblového kanálika s obalením drôtov len tenkým povlakom malty.



Obr. 6 Pohľad na stenu prefabrikátu I-73 a vonkajšie prejavy korózie zdvíhaných káblov – čiastočne zainjektovaný zdvíhaný kábel s dutinou v šikmej vetve káblového kanálika.

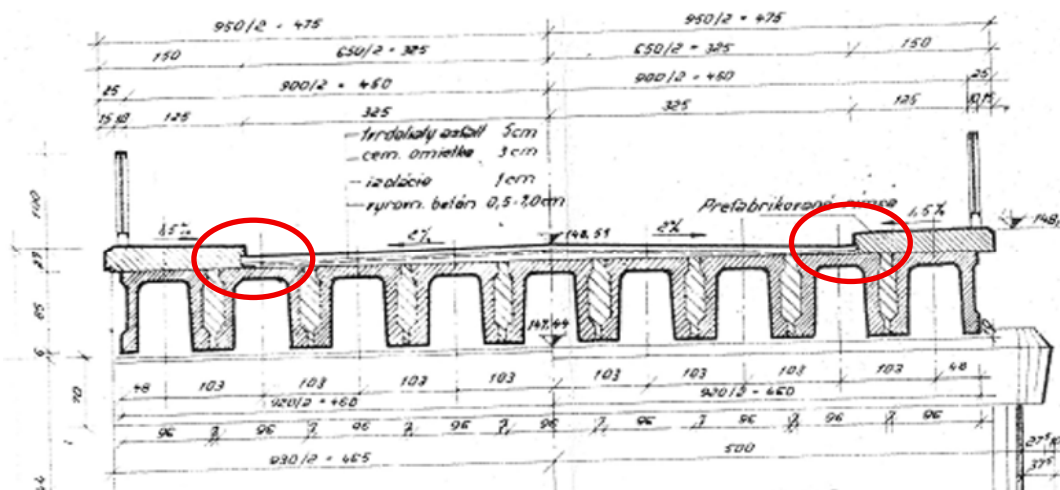
Ku vážnejšiemu poškodeniu káblov segmentových dodatočne predpätých mostov dochádza najmä v dôsledku slabej údržby a pozornosti, ktorá je venovaná týmto mostom, a ktorá by mala kompenzovať hrubé výrobné nedostatky. Často sa prevádzkujú s nefunkčným hydroizolačným a odvodňovacím systémom a mostnými závermi za hranicu životnosti s poškodenými tesneniami. Voda takýmto spôsobom zateká až na nechránené kotvy a hromadí sa v šikmých častiach zdvíhaných káblov, ktoré sú bez injektáže. V takomto stave sú prevádzkované až do doby, kým vonkajšie prejavy nezačnú indikovať na problémy s predpätím (Obr. 6), kedy už je často neskoro na akýkoľvek zmysluplný zásah, ktorý by predĺžil životnosť mosta. Ako najčastejší prejav sa pozorujú trhliny kopírujúce geometriu káblových kanálikov a stopy vody a výluhov na povrchu konštrukcie. V čase výskytu dvojice trhlín paralelných s káblovým kanálkom už zväčša dochádza k tak pokročilej korózii, že väčšina periférnych drôtov kábla je už pretrhnutá (prípád na Obr. 6), čím dochádza ku poklesu zaťažiteľnosti a šmykovej únosnosti prefabrikátu/hornej stavby (Obr. 7) [5].



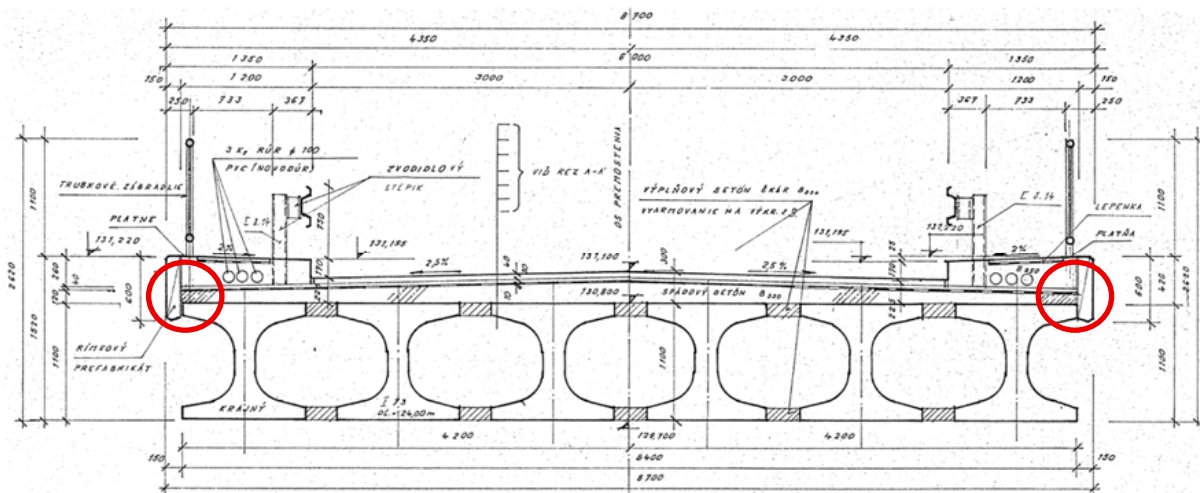
Obr. 7 Schéma pozdĺžneho rezu cez dodatočne predpätý segmentový nosník – vonkajšie prejavy korózie drôtov zdvíhaných káblov.

2.3 Chybne ukončená hydroizolácia

V prípade mostoviek prvej generácie dodatočne predpätých mostov je hydroizolačné riešenie vo väčšine prípadov nedostatočne účinné, čo podporuje infiltráciu vody a následné zatekanie ku okrajovým nosníkom hornej stavby (Obr. 8 a Obr. 9). Životnosť dodatočne predpätých segmentových mostov je vysoko citlivá na zatekanie. Na niekoľkých desiatkach mostov bol pozorovaný priamy súvis stavu predpätia mosta s funkčnosťou hydroizolačného a odvodňovacieho systému. Funkčný hydroizolačný a odvodňovací systém mosta dokáže výrazne predĺžiť životnosť mosta aj s hrubými výrobnými nedostatkami injecktáže káblových kanálikov. Počas cielených diagnostík bolo pozorované, že na niektorých mostoch, s vekom viac ako 50 rokov, dochádza len ku veľmi pomalej rovnomernej korózii nezainjektovaných/čiastočne zainjektovaných predpätých drôtov. Tento stav bol priamo pripísaný funkčnému odvodňovaciemu a hydroizolačnému systému a na viacerých mostoch sa ukazuje, že dobrá údržba mosta dokáže dobre kompenzovať výrobné chyby. Pri plne funkčnom hydroizolačnom systéme mosta, za splnenia podmienky rýchleho a jasného odvodu vody z mostného zvršku, je v nezainjektovaných káblových kanálikoch stabilné prostredie, v ktorom prebieha korózia drôtov zanedbateľnou rýchlosťou.



Obr. 8 Ukončenie hydroizolácie pod odrazovým obrubníkom majúce za následok zatekanie krajných dvoch nosníkov typu Vloššák.



Obr. 9 Ukončenie hydroizolácie bez proti-spádu v oblasti ríms majúce za následok zatekanie krajných nosníkov typu I-73.

3 Záver

Kombinácia technologických nedostatkov prvej generácie dodatočne predpätých segmentových mostov vytvára v súčasnej dobe tlak na dopravnú infraštruktúru v dôsledku nečakaných uzáver a znižovania zaťažiteľnosti niektorých mostov na frekventovaných cestných ťahoch. V extrémnych prípadoch bolo potrebné pristúpiť až k asanácii niektorých segmentových dodatočne predpätých mostov, nakoľko predstavovali riziko pre železničnú, alebo cestnú dopravu. Za súčasný stav segmentových, dodatočne predpätých mostov do veľkej miery môže aj zanedbávanie údržby, alebo prehliadok, ktoré sú nevyhnutnou súčasťou starostlivosti o cestnú infraštruktúru. Ako bolo zistené na viacerých mostoch, kombinácia údržby, ktorá je adresne nastavená na zistené skutočnosti dokáže výrazne predĺžiť životnosť mostov aj napriek výrobným nedostatkom a tým limitovať dopad degradácie kritických súčastí konštrukcie, alebo zmenšiť rozsah potrebnej rekonštrukcie za účelom predĺženia životnosti. Kontroly predpätia sa odporúčajú pre celú škálu mostov od nových typov až po tie najstaršie a dokážu nasmerovať vhodným smerom údržbu, alebo prípadnú rekonštrukciu mostov.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0459/24 „Hodnotenie korózie predpínacích lán v rámci existujúcich betónových predpätých mostov s aplikáciou elektronického monitoringu“ a bola financovaná EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V04-00275.

Literatúra

- [1] A. Menga, T. Kanstad, D. Cantero, L. Bathen, K. Hornbostel, A. Klausen, Corrosion-induced damages and failures of posttensioned bridges: A literature review, *Struct. Concr.* 24 (2023) 84–99. <https://doi.org/10.1002/suco.202200297>.
- [2] M. Bonopera, K.-C. Chang, T.-K. Lin, N. Tullini, Influence of prestressing on the behavior of uncracked concrete beams with a parabolic bonded tendon, *Struct. Eng. Mech.* 77 (2021) 1 – 17. <https://doi.org/10.12989/sem.2021.77.1.001>.
- [3] P. Paulík, T. Makita, L. Bathen, B. Godart, C. Hendy, J. Hunter, M. Kalný, G. Nordbotten, F.R. Stucchi, T.S. Theryo, E. Vonk, Management of post-tensioned bridges, *fib. The International Federation for Structural Concrete*, 2023. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0110>.
- [4] D. Trejo, M.B.D. Hueste, P. Gardoni, R.G. Pillai, K. Reinschmidt, S.B. Im, S. Kataria, S. Hurlebaus, M. Gamble, T.T. Ngo, Effect of Voids in Grouted, Post-Tensioned Concrete Bridge Construction: Volume 1 - Electrochemical Testing and Reliability Assessment, *Fhwa/Tx-09/0-4588-1*, 7 (2009) 366. <https://static.tti.tamu.edu/tti.tamu.edu/documents/0-4588-1-Vol1.pdf>.
- [5] J. Gašpárek, P. Paulík, D. Kopásek, Findings from in-situ survey of post-tensioned precast and segmental post-tensioned bridges, *Structures*. 68 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107190>.
- [6] R. WOODWARD, F. WILLIAMS, COLLAPSE OF YNYS-Y-GWAS BRIDGE, GLAMORGAN., *Proc. Inst. Civ. Eng.* 84 (1988) 635–669. <https://doi.org/10.1680/iicep.1988.179>.

KONTINUÁLNY MONITORING PREDPÄTÝCH SEGMENTOVÝCH MOSTOV POMOCOU FBG SNÍMAČOV NOVEJ GENERÁCIE

Martin MORAVČÍK¹, Jakub KRALOVANEC^{1,*}, Radim ŠIFTA², Jakub SOMER², Michal ZAHURANEC¹

¹ Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² NETWORK GROUP, s.r.o., Olomoucká 91, 627 00 Brno

* korešpondenčný autor: jakub.kralovanec@uniza.sk

Abstrakt

Zhoršujúci sa technický stav cestných mostov, najmä tých z predpätého betónu postavených v 50. a 60. rokoch, si vyžaduje nové systémové riešenia pre zabezpečenie ich spoľahlivosti. Najrizikovejšie sú segmentové mosty z prefabrikovaných prvkov, ktoré často spadajú do kritických stupňov stavebno-technického stavu (V.–VII.). Nádejným prístupom sa ukazuje online monitoring konštrukcií za ich prevádzky, ktorý umožňuje včasné odhalenie problémov. Vývoj v oblasti diagnostiky a monitorovania mostov zdôrazňuje potrebu presných a stabilných meracích metód, ako sú techniky uvoľnenia napätia alebo kontinuálne sledovanie zaťaženia. V tomto príspevku je predstavený špeciálne vyvinutý merací systém s pokročilými varovnými funkciami, založený na optických FBG (Fiber Bragg Grating) snímačoch, ktoré merajú pomerné pretvorenia konštrukcie. Popísaný je jeho vývoj, laboratórne testovanie a pilotná aplikácia na existujúcom dodatočne predpätom segmentovom moste. Tento systém umožňuje správcom infraštruktúry spoľahlivo sledovať stav mosta v reálnom čase a efektívne riadiť jeho údržbu aj v prípade závažného statického poškodenia.

Kľúčové slová:

Monitoring;
Segmentové mosty;
Optické snímače;
Predpätie;
Diagnostika;
Spoľahlivosť mostov.

1 Úvod

Predpäté betónové mosty predstavujú základný pilier moderného mostného inžinierstva, pričom oproti klasickým železobetónovým konštrukciám ponúkajú výrazné výhody z hľadiska odolnosti, trvanlivosti a hospodárnosti. Od svojho nástupu v polovici 20. storočia zohrali kľúčovú úlohu pri rozvoji infraštruktúry nielen v Európe, ale aj vo svete. Technologický pokrok umožnil rozšírenie prefabrikovaných predpätých konštrukcií, pričom od 50. rokov 20. storočia sa začali vo veľkej miere využívať segmentové predpäté prvky. S narastajúcim počtom starnúcich mostov a rastúcimi nárokmi na dopravné zaťaženie však vzniká čoraz väčšia potreba hodnotiť ich dlhodobú spoľahlivosť. Táto téma sa stáva kľúčovou oblasťou výskumu v mostnom staviteľstve, najmä vzhľadom na často zanedbanú údržbu a nedostatočný monitoring [1].

Na životnosť predpätých betónových mostov vplyva množstvo faktorov. Medzi najvýznamnejšie dnes patrí nedostatočná ochrana predpínacej výstuže a kotevných prvkov, ako aj nepresnosti v procese predpínania pri použití starších technológií. Okrem toho sa v priebehu rokov prejavujú ďalšie degradačné javy – chemické a elektrochemické zmeny materiálov, korózia výstuže či poruchy kotevných systémov [2,3]. Kombinácia nízkej technologickej úrovne pri realizácii, veku konštrukcie, nepriaznivých environmentálnych vplyvov a zvýšenej prevádzkovej záťaže môže výrazne urýchliť degradáciu predpínacej výstuže, čím vzniká riziko zlyhania celej konštrukcie [4].

Stav predpínacej výstuže je rozhodujúci pre zachovanie celkovej integrity mosta. Jej korózia alebo mechanické poškodenie môžu viesť k vážnym poruchám alebo až k úplnému kolapsu. Preto sa statické posúdenie spoľahlivosti predpätých betónových mostov stáva mimoriadne aktuálnou výzvou pre odborníkov z praxe aj výskumu [5]. Tradičné diagnostické metódy, ako napríklad vizuálna kontrola,

však často nedokážu spoľahlivo odhaliť skryté chyby alebo počiatočné prejavy poklesu predpätia – ako sú jemné trhliny v konštrukcii alebo drobné otvorenie škár medzi segmentmi.

Nedávne kolapsy mostov v Európe ešte viac poukázali na potrebu účinných stratégií pre hodnotenie a správu týchto konštrukcií. Príkladom je tragický pád Morandiho mosta v talianskom Janove v roku 2018. Hoci nešlo o čisto predpätú konštrukciu, obsahovala predpäté prvky a zlyhanie sa pripisuje kombinácii korózie, nedostatočnej údržby a konštrukčných nedostatkov [6]. V roku 2019 sa zrútil segmentový predpätý most v Trstenej (Obr. 1), ktorý bol v čase nehody našťastie uzavretý pre dopravu. Ďalším varovným signálom bolo zrútenie mosta v Nemecku v roku 2024, ktoré opätovne otvorilo diskusiu o stave a bezpečnosti predpätých betónových mostov.



Obr. 1: Most v Trstenej – a.) otvorenie škáry pred kolapsom; b.) kolaps.

Jedným z kľúčových problémov v oblasti správy mostov je potreba presných a spoľahlivých hodnotiacich metód, ktoré umožnia komplexné posúdenie technického stavu konštrukcie. Bežne používané vizuálne prehliadky a tradičné nedeštruktívne metódy testovania často nedokážu identifikovať skryté poruchy, najmä v oblasti predpínacej výstuže. Z tohto dôvodu je nevyhnutné rozvíjať pokročilé diagnostické prístupy, predovšetkým systémy kontinuálneho monitorovania mostov. Moderné stratégie správy mostov dnes kladú dôraz na integrovaný (tzv. holistický) prístup. Ten zahŕňa kombináciu údajov z pravidelných prehliadok, nedeštruktívnych meraní a monitorovacích systémov v reálnom čase v rámci komplexného systému známeho ako SHM (Structural Health Monitoring) [7]. Takýto prístup výrazne zvyšuje schopnosť včas identifikovať rizikové miesta a prijímať účinné opatrenia na predĺženie životnosti a bezpečnosti mostných konštrukcií.

2 Popis vývoja snímačov

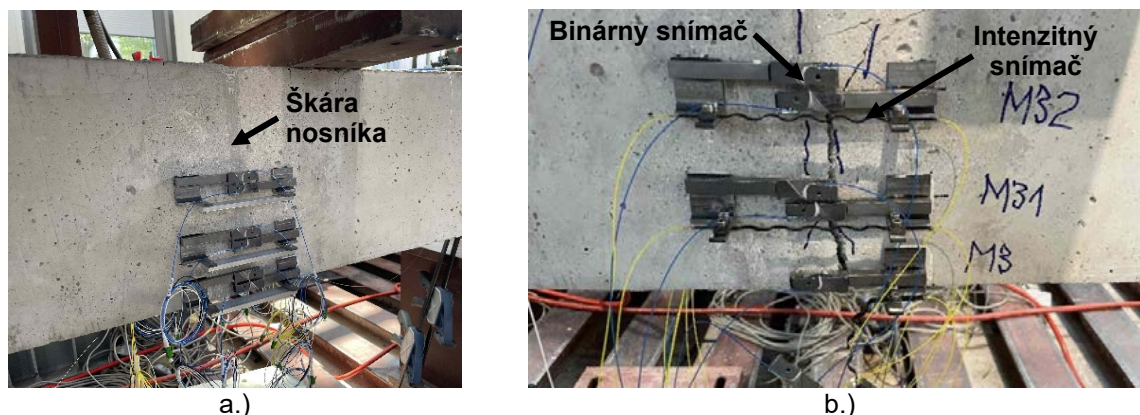
Na vývoji komplexného monitorovacieho systému pre predpäté mostné konštrukcie sa podieľala spoločnosť NETWORK GROUP, s.r.o., Brno, v úzkej spolupráci so Stavebnou fakultou Žilinskej univerzity v Žiline. Tento systém je zameraný na kontinuálne sledovanie zmien pomerných pretvorení v konštrukcii, najmä v kritických oblastiach, ako sú medzisegmentové škáry alebo miesta potenciálneho vzniku trhlín.

Za týmto účelom boli vyvinuté opto-vláknové (FBG - Fiber Bragg Grating) snímače, ktoré reagujú na dve základné požiadavky:

1. Zachytenie okamihu otvorenia škáry alebo vzniku trhliny, čo je pre predpäté konštrukcie kľúčové (tzv. *binárne sledovanie*),
2. Následné monitorovanie zmien deformácií v týchto porušených oblastiach (tzv. *intenzitné meranie*).

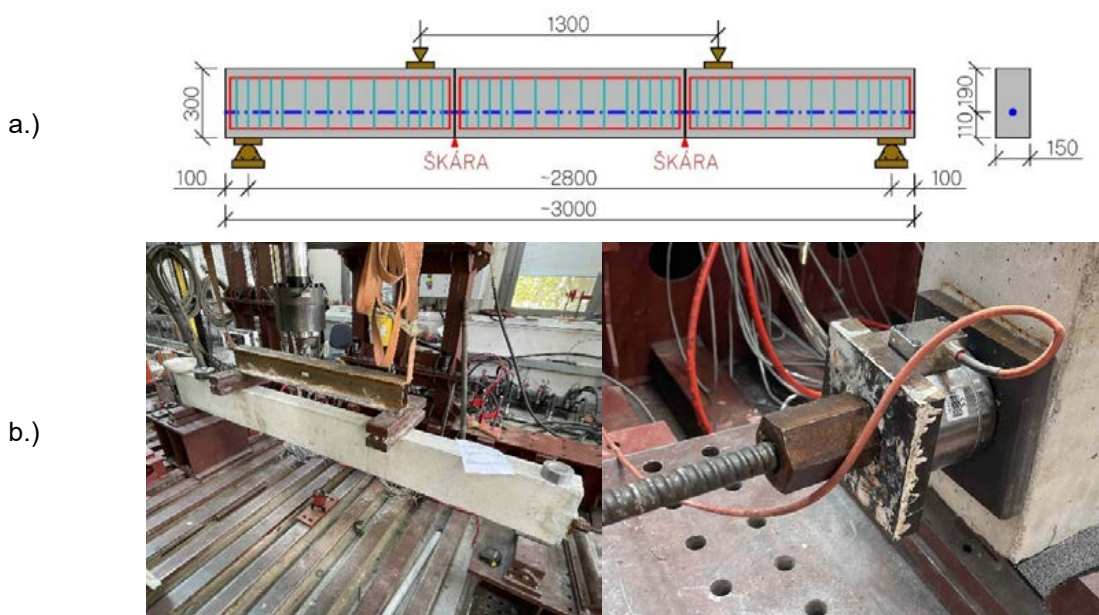
Obe tieto funkcie boli následne integrované do jedného typu kombinovaného senzora. Jeho štruktúru tvorí kompozitný prvok s vloženým optickým vláknom, ktorý plní dve úlohy – detekciu poškodenia a meranie jeho vývoja (Obr. 2). V momente, keď sa zaznamená prvotné otvorenie trhliny alebo škáry, systém aktivuje druhú funkciu senzora, ktorá zabezpečuje kontinuálne sledovanie pretvorenia v danom mieste. Ako sa škára rozširuje a dĺžka konštrukcie mení, dochádza k zmenám intenzity optického signálu, ktoré sa automaticky analyzujú a interpretujú. Merací systém umožňuje detekciu v rozsahu 0 – 5 mm, s vysokým rozlíšením 10 μ m a vzorkovacou frekvenciou až 5 kHz.

Vyhodnocovacia jednotka spracúva získané dáta v reálnom čase, filtruje ich podľa vopred definovaných prahových hodnôt a zabezpečuje prenos údajov prostredníctvom 4G rozhrania na centrálny server.

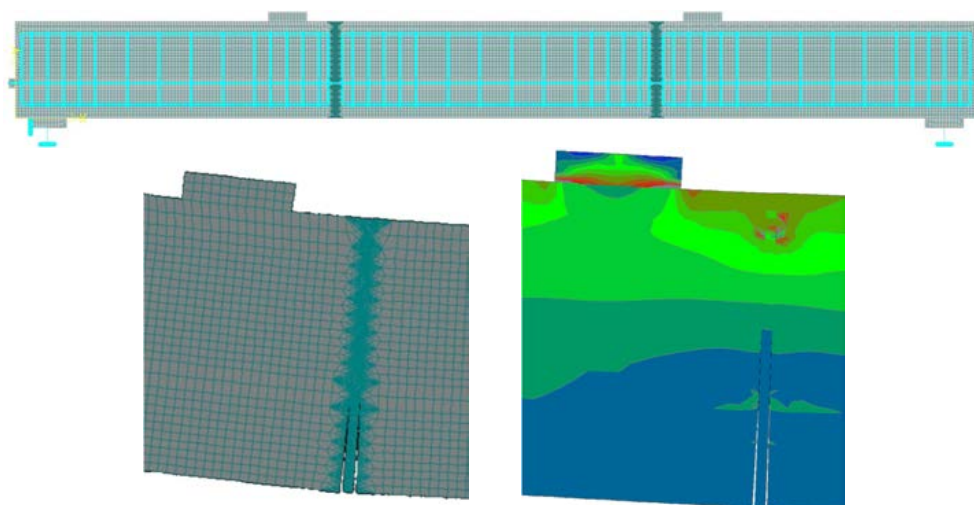


Obr. 2: Vyvíjané FBG snímače – a.) Škára pred testovaním; b.) Snímače počas testovania.

Navrhnuté snímače boli podrobené experimentálnemu overeniu v laboratórnych podmienkach Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline. Na tento účel boli zhotovené tri kusy dodatočne predpätých nosníkov s dĺžkou 3,0 m (Obr. 3). Každý nosník pozostával z troch identických segmentov s dĺžkou 1,0 m, ktoré boli navzájom spojené pomocou predpínacej tyče 18 mm/950/1050 MPa. Predpínacia tyč bola vedená plastovým kanálikom, čím sa vytvorilo nesúdržné predpätie, simulujúce reálny stav v mostných konštrukciách. Predpínacia sila bola zvolená približne na úrovni 90 kN. Segmenty boli vyrobené z betónu triedy C 30/37 a vystužené betonárskou výstužou typu B500 B. Spojenie medzi segmentmi zabezpečovala zálievková cementová malta, ktorej vlastnosti boli zhodné s použitým betónom. Každý nosník bol následne zaťažovaný pomocou štvorbodového ohybu, pričom sa zaťaženie zvyšovalo postupne až do zlyhania. Zlyhanie nastalo v škáre medzi segmentmi v dôsledku rozdrvenia betónu. V priebehu zaťažovania, po vzniku trhliny, bolo vykonané jedno odľahčenie konštrukcie pri sile približne 40 kN, čo umožnilo ďalšie pozorovanie správania sa škáry a funkčnosti meracieho systému. Získané experimentálne údaje boli následne porovnané s výsledkami numerickej analýzy, ktorá bola zameraná predovšetkým na overenie správania sa škáry medzi segmentmi. Pozornosť bola venovaná najmä modelovaniu procesu otvorenia škáry v softvéri ATENA 2D, pričom detail tohto javu v numerickom modeli je znázornený na Obr. 4.

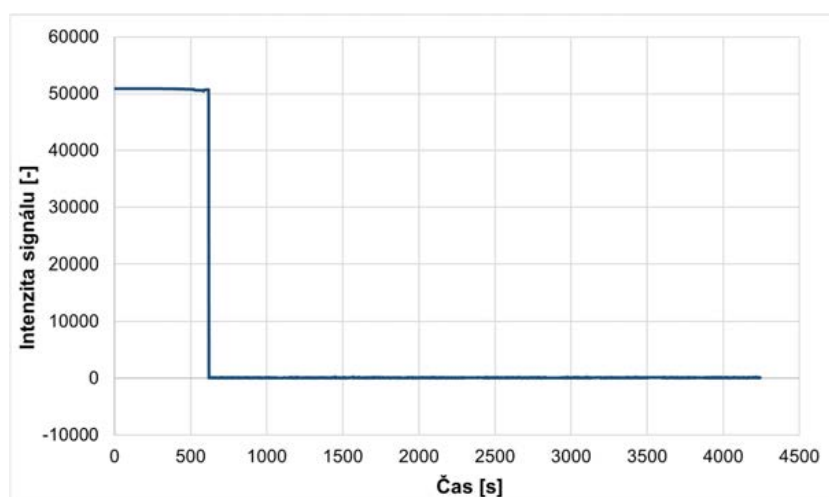


Obr. 3: Laboratórne testovanie – a.) zaťažovacia schéma nosníka; b.) skúška a snímač sily v kotvení predpínacej tyče.

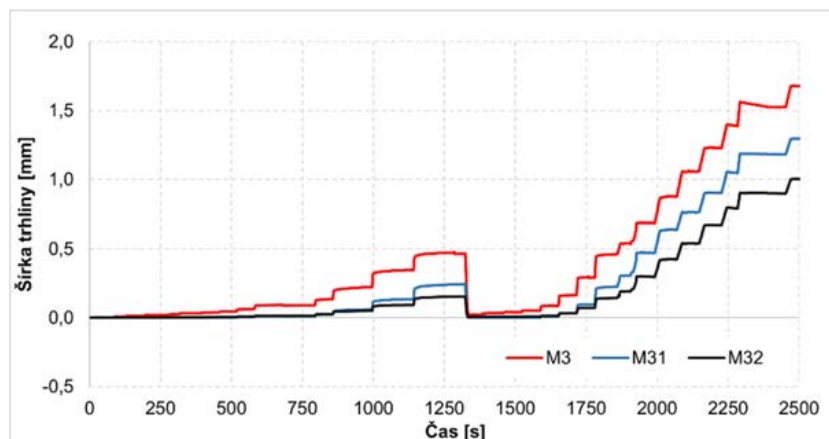


Obr. 4: Numerický model v softvéri ATENA 2D – otvorenie škáry nosníka.

Prvotné otvorenie škáry bolo zaznamenané binárnou časťou snímača pri sile v lise na úrovni 30 – 32 kN, čo dobre zodpovedalo vypočítanej hodnote predpokladaného otvorenia škáry, určenej na 28 kN. Ukážka z merania binárnym snímačom je zobrazená na Obr. 5. Otvorenie škáry je znázornenie náhlým poklesom intenzity signálu po pretrhnutí optického vlákna. Medzný stav únosnosti konštrukcie bol identifikovaný pri sile v lise 50 – 55 kN, čo opäť dobre korešpondovalo s teoretickou hodnotou únosnosti stanovenou výpočtom na úrovni 48 kN. Záznam priebehu meraní z troch intenzitných snímačov, umiestnených v jednej škáre jedného z nosníkov, je znázornený na Obr. 6. Snímače boli osadené po výške ťahovej zóny nosníka v oblasti škáry, aby bolo možné detailne sledovať priebeh otvárania a deformácií počas zaťažovania.



Obr. 5: Meranie aktivity škáry binárnym snímačom.

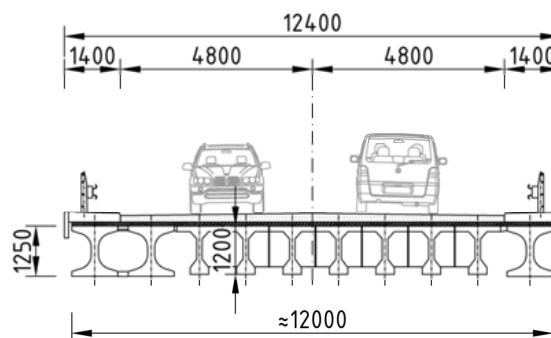


Obr. 6: Meranie otvorenia škáry pomocou troch intenzitných snímačov.

Vyvinuté snímače, ktoré boli aplikované počas laboratórnych meraní, preukázali vysokú stabilitu, spoľahlivosť a presnosť merania. Všetky zaznamenané údaje vykazovali dobrú zhodu s predpokladmi nelineárnej numerickej analýzy, čo potvrdilo ich vhodnosť pre praktické využitie. Na základe týchto pozitívnych výsledkov bolo rozhodnuté o ich pilotnom nasadení pri monitorovaní skutočnej mostnej konštrukcie. Pre tento účel bola vybraná a dohodnutá predpätá segmentová mostná konštrukcia, ktorá poskytla vhodné podmienky pre overenie funkčnosti systému v reálnom prostredí.

3 Pilotný monitoring mosta

Pilotná štúdia monitorovacieho systému bola realizovaná na moste postavenom v 50. rokoch minulého storočia. Išlo o jednopolový most, ktorý pozostával zo segmentových nosníkov v tvare písmena „T“. V 60. rokoch bol most rozšírený o tri nosníky typu „I“ (Obr. 7). Most sa nachádzal vo veľmi zlom stavebnotechnickom stave a správca už v tom čase plánoval jeho nahradenie novou konštrukciou. Táto situácia predstavovala ideálnu príležitosť na overenie nového monitorovacieho systému, ktorý bol navrhnutý na sledovanie škár medzi segmentami. V čase realizácie meraní bol most stále v prevádzke, čo umožnilo sledovať vplyv dopravného zaťaženia na otváranie škár v poškodených nosníkoch.

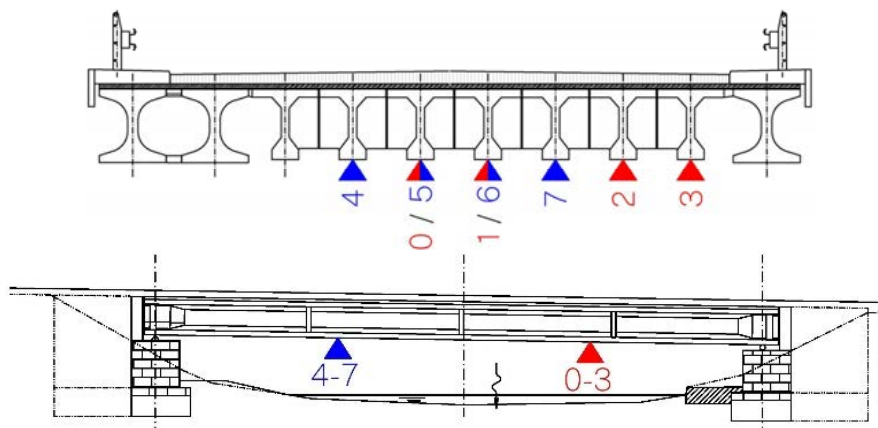


Obr. 7: Monitorovaný segmentový most.

Rozpätie nosnej konštrukcie bolo približne 21,5 metra, pričom každý nosník pozostával z troch segmentov. Monitorovací systém bol nainštalovaný na pôvodných nosníkoch tvaru „T“. Tieto nosníky boli spojené priečnym predpätím, ktoré bolo umiestnené v priečnikoch a hornej príruke. Priečniky tvorili integrovanú súčasť segmentov. Týmto spôsobom boli nosníky priečne predopnuté, čo umožnilo vzájomnú interakciu medzi nimi a prispelo k zvýšeniu únosnosti celej ortotropnej sústavy. Na niektorých nosníkoch boli škáry medzi segmentami už otvorené, zatiaľ čo na iných zostávali vizuálne uzatvorené. Tento faktor sa ukázal ako kľúčový pre funkčnosť celej konštrukcie. Merania potvrdili, že reziduálne predpätie sa líšilo medzi jednotlivými nosníkmi. Nosníky v lepšom stave sa čiastočne podieľali na prenose zaťaženia od tých, ktoré boli v horšom stave a mali otvorené škáry.

3.1 Použitý monitorovací systém

Navrhnutý monitorovací systém inštalovaný na moste pozostával z 8 kombinovaných snímačov, ktoré boli navrhnuté na detekciu aktivity škár a zároveň na kontinuálne sledovanie ich otvorenia. Pre technické problémy bol však snímač označený ako „5“ zo systému meraní vyradený. Rozmiestnenie monitorovacieho systému spolu s umiestnením jednotlivých snímačov je znázornené na Obr. 8 a 9.



Obr. 8: Rozmiestnenie snímačov v rámci priečného a pozdĺžneho rezu mosta.

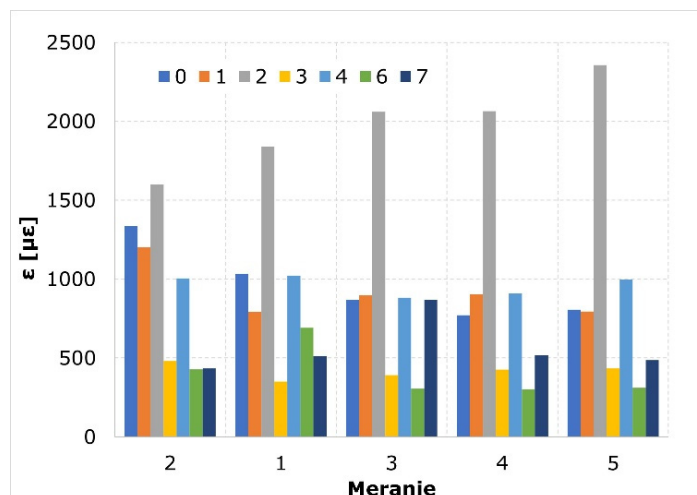


Obr. 9: Nainštalované snímače na spodnej príрубе segmentového mosta.

V rámci štúdie bola vykonaná numerická analýza na porovnanie výsledkov z merania s teoretickými hodnotami. Pre tento účel bol vytvorený podrobný lineárny model mosta pomocou metódy konečných prvkov (FEM) v programe SCIA Engineer. Cieľom analýzy bolo stanoviť normou požadovanú odozvu mosta pri rôznych scenároch zaťaženia, pričom boli zohľadnené normové kombinácie zaťaženia podľa Eurokódu, vrátane častej a charakteristickej kombinácie, ako aj účinky teplotných zmien. Okrem toho bol zahrnutý aj zaťažovací model z roku 1957, ktorý bol relevantný pri pôvodnom návrhu mosta. Analýza poskytla kritické údaje, vrátane minimálnych a maximálnych hodnôt pretvorení pre jednotlivé kombinácie zaťaženia. Táto numerická validácia slúžila na porovnanie výsledkov reálne nameraných účinkov zaťaženia s hodnotami predpokladanými normou alebo návrhom.

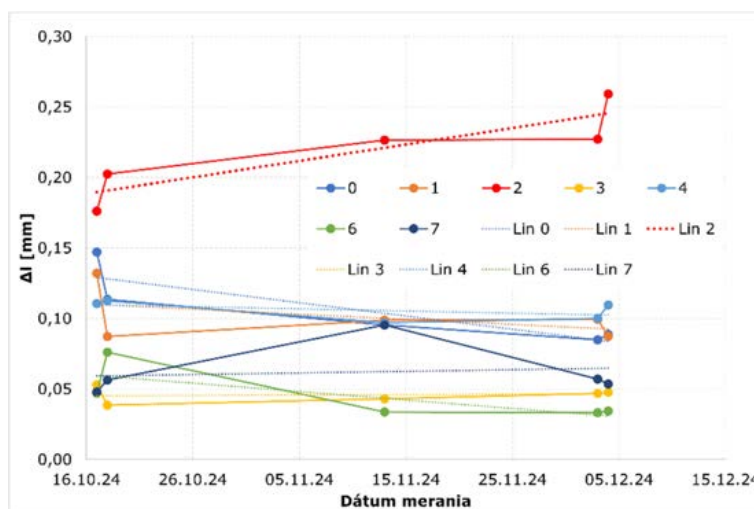
3.2 Vyhodnotenie

Merania potvrdili, že technický stav skúmaného mosta bol veľmi zlý, čo zodpovedalo aj rozhodnutiu správcu o jeho celkovej výmene. Pomerné pretvorenia namerané na jednotlivých meracích bodoch sú zdokumentované na Obr. 10. Pretvorenia v škáre zaznamenané snímačom „2“ boli výrazne vyššie ako u ostatných snímačov, čo presne korešpondovalo so stavom škáry, ktorá bola už čiastočne otvorená pri inštalácii monitorovacieho systému. Tento nosník bol v podstatne horšom stave než susedné nosníky a predpokladá sa, že bez aktívneho účinku priečného predpätia by mohlo dôjsť k jeho reálnemu kolapsu. Je potrebné zdôrazniť, že odozva všetkých sledovaných škár na prevádzkové zaťaženie bola výrazne vyššia než hodnoty stanovené normou alebo návrhom, čo opätovne poukazuje na problematický, až havarijný stav celej konštrukcie.



Obr. 10: Namerané pomerné pretvorenia z jednotlivých snímačov – 5 rôznych meraní.

Na Obr. 11 sú znázornené merania absolútneho otvorenia škár zaznamenané počas vybraných dní. Zistilo sa, že šírka otvorenia škár dosiahla až 0,15 mm. Tento graf zároveň potvrdzuje problematické správanie nosníka, na ktorom bol nainštalovaný senzor „2“. V tomto prípade sa šírka otvorenia škáry pohybovala medzi 0,20 mm a 0,25 mm. Dokonca počas meraní vykonaných v decembri šírka otvorenia prekročila hodnotu 0,25 mm. Sledovať je možné aj postupný nárast aktivity v kritickej škáre, čo podporuje správnosť rozhodnutia o budúcnosti mosta.



Obr. 11: Absolútne hodnoty otvorenia škár.

4 Závery

Skúsenosti získané počas vývoja, laboratórneho testovania a pilotného monitoringu mosta s využitím vyvinutých špecializovaných FBG snímačov vedú k nasledujúcim záverom:

- Potvrdila sa vysoká účinnosť vyvinutých kombinovaných (binárno–intenzitných) snímačov, ktoré umožňujú sledovať a zaznamenávať rozvoj poškodení konštrukcie, pričom sú umiestnené v jej najkritickejších častiach. Tieto snímače veľmi citlivo reagujú aj na malé zmeny zaťaženia a správania konštrukcie v priebehu času. Vďaka použitiu optovláknovej technológie sú zároveň odolné voči vplyvom zmien teploty, magnetizmu, poveternostných podmienok a podobne.
- Laboratórne merania zdôraznili nevyhnutnosť presnej registrácie okamihu otvorenia škáry, keďže po jeho prekročení dochádza u segmentových konštrukcií k náhlemu nárastu pretvorení v ťahových zónach, najmä ak je problémová súdržnosť predpätia. Z tohto dôvodu je dôležité kontinuálne sledovať ďalšiu aktivitu poškodenia, čo umožní správcovi mosta presne nastaviť alarmové hlásenia a predikovať potenciálny ďalší vývoj poškodení.
- Merania ukázali, že okamih otvorenia škáry je kľúčovým momentom pre ďalšie statické správanie konštrukcie, a preto je kontinuálne monitorovanie rozvoja poškodenia nevyhnutné pre definovanie parametrov alarmových hlásení systému. Tento prístup umožní správcovi

mostov efektívne riadiť a mať plnú kontrolu nad poškodenými konštrukciami v reálnom čase, na základe spoľahlivých nameraných dát.

Odporúčania pre implementáciu monitorovacieho systému predpätých mostov:

1. Postupná inštalácia senzorov na kritických miestach:
Odporúča sa inštalovať kombinované FBG snímače najmä v oblastiach so zvýšeným rizikom poškodenia, ako sú škáry medzi segmentmi, trhliny a oblasti s problematickou súdržnosťou predpätia.
2. Zabezpečenie kontinuálneho monitorovania:
Systém by mal umožňovať kontinuálny zber dát s vysokou frekvenciou meraní, aby bolo možné detegovať okamih otvorenia škár a následný vývoj poškodenia v reálnom čase.
3. Integrácia s riadiacim softvérom:
Dáta zo senzorov je potrebné prepojiť s inteligentným systémom na vyhodnocovanie, ktorý automaticky vyhodnotí namerané hodnoty a podľa prednastavených prahových hodnôt generuje alarmy.
4. Nastavenie jasných alarmových prahov a protokolov:
Na základe pilotných meraní a numerických modelov by sa mali stanoviť presné prahové hodnoty pre spustenie výstrah, ktoré budú indikovať potrebu údržby alebo zásahu.
5. Vzdelávanie a príprava správcov mostov:
Správcovia by mali byť vyškolení v interpretácii dát a správnom využití monitorovacieho systému, aby mohli prijímať rýchle a kvalifikované rozhodnutia o stave mosta.
6. Pravidelné revízie a aktualizácie systému:
Monitorovací systém je potrebné pravidelne kalibrovat', overovať a vylepšovať podľa skúseností z prevádzky, aby sa zabezpečila jeho dlhodobá spoľahlivosť a presnosť.
7. Zahnutie monitoringu do správy infraštruktúry:
Dáta z monitoringu by mali byť integrované do celkových systémov správy infraštruktúry, aby bolo možné efektívne plánovať opravy, rekonštrukcie alebo výmeny mostných prvkov.

Podakovanie

Táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg Slovensko – Česko 2021 - 2027 pre projekt: Environmentálne efektívne stavebníctvo ako nástroj pre zmiernenie klimatickej zmeny v cezhraničnom regióne, 403201DPP8, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.



Literatúra

- [1] KRALOVANEC, 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, Iss. 2, 2024, pp. 920-932, doi: 10.2478/cee-2024-0067
- [2] MORAVČÍK, M. – BUJŇÁKOVÁ, P. – BAHLEDA, F.: Failure and Damage of a First-Generation Precast Prestressed Bridge in Slovakia, Structural Concrete, Vol. 21, 2020, pp. 2353–2362, doi: 10.1002/suco.201900526
- [3] BUJŇÁKOVÁ, P. – MORAVČÍK, M. – KRALOVANEC, J.: Condition Assessment of a First Generation Precast Prestressed Bridge in Slovakia, In: Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures – EUROSTRUCT 2021, Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 200, Springer, Cham, 2022, doi: 10.1007/978-3-030-91877-4_13
- [4] BUJŇÁKOVÁ, P.: Anchorage System in Old Post-Tensioned Precast Bridges, Civil and Environmental Engineering, Vol. 16, Iss. 2, 2020, pp. 379-387, doi: 10.2478/cee-2020-0038
- [5] KRALOVANEC, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – ŠIFTA, R. – SOMER, J.: Saw-cut method verification for determining the most important factors influencing its applicability. Structural Concrete, 2024. <https://doi.org/10.1002/suco.202400271>
- [6] MATOS, J.C. – NICOLETTI, V. – KRALOVANEC, J. – SOUSA, H.S. – GARA, F. – MORAVČÍK, M. – MORAIS, M.J.: Comparison of Condition Rating Systems for Bridges in Three European Countries. Appl. Sci. 2023, 13, 12343. <https://doi.org/10.3390/app132212343>
- [7] FIB: Existing Concrete Structures Management, Testing and Structural Health Monitoring. FIB Bulletin 109, October 2023, Switzerland

PŘÍSTUP K OPRAVÁM MOSTŮ VÝHLEDOVĚ URČENÝCH K DEMOLICI NA DÁLNICI D1

Jan NOVÁČEK^{1*}, Pavel KOLENČÍK¹, Jevhenij PYLYPENKO¹

¹ Stráský, Hustý a partneři, Bohunická 50, Brno, Česká republika

* korešpondenční autor: j.novacek@shp.eu

Abstrakt

Předmětem příspěvku jsou výstupy komplexní studie mostních objektů na dálnici D1 u Brna před jejím plánovaným rozšířením na 6 pruhové uspořádání. Modernizace dálnice D1 si vyžádá postupnou demolici všech mostních objektů. Každý z nich však musí sloužit svému účelu různou výhledovou dobu. Příspěvek představuje jaké principiální přístupy je možné použít pro stávající mosty v různém stupni zastižené degradace.

Celkem bylo analyzováno 32 mostních objektů, u kterých proběhl podrobný diagnostický průzkum. Na základě průzkumů byly zpracovány přepočty zatížitelností. Podle skutečného stavu byly dle možných scénářů uvaženy citlivostní analýzy pro pravděpodobnost budoucího snížení zatížitelnosti jednotlivých mostů.

Tato analýza zároveň sloužila pro doporučení o způsobu případné rekonstrukce dle stupně degradace a hlavních příčin současného oslabení konstrukcí.

Klíčové slová:

diagnostika;
degradace konstrukcí;
koroze předpínacích lan;
predikce zatížitelnosti.

1 Úvod

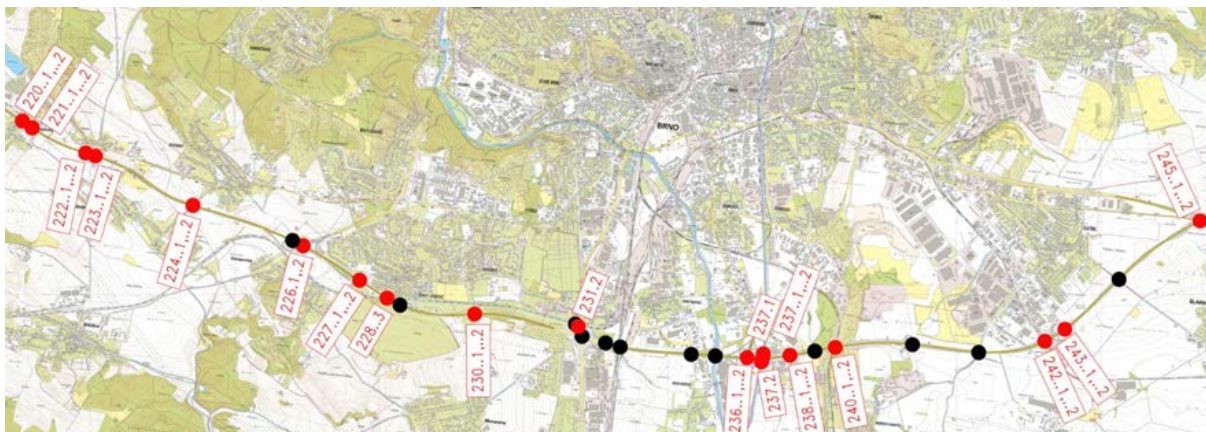
V rámci zkapacitnění dálnice D1 u Brna v České republice má dojít k rozšíření z dvoupruhového uspořádání na třípruhové v úseku 30 km mezi Kývalkou a Holubicemi. Prakticky všechny mosty na tomto úseku musí být nahrazeny novými z důvodu nedostatečné stávající šířky.

Projekt rozšíření je připravován delší dobu, a proto k mostům bylo přistupováno dlouho jako ke konstrukcím k odstranění. Mezitím došlo u některých konstrukcí ke zhoršení jejich stavebně technického stavu.

Tento příspěvek je zaměřen na vyhodnocení technického stavu mostů doplněných o diagnostické práce včetně přepočtů zatížitelností jednotlivých mostních objektů. Celkem bylo analyzováno 32 předpjatých mostních objektů v rámci studie zpracované pro Ředitelství silnic a dálnic. Tato studie sloužila jako podklad pro další rozhodnutí správců o postupu dalších kroků do doby realizace nových mostních objektů.

Ve studii nebyly zpracovány veškeré objekty na tomto úseku D1 ale pouze vybrané, u kterých byla dle vizuálních prohlídek identifikované riziko možné větší degradace s potenciálním dopadem do hodnot zatížitelnosti mostních objektů.

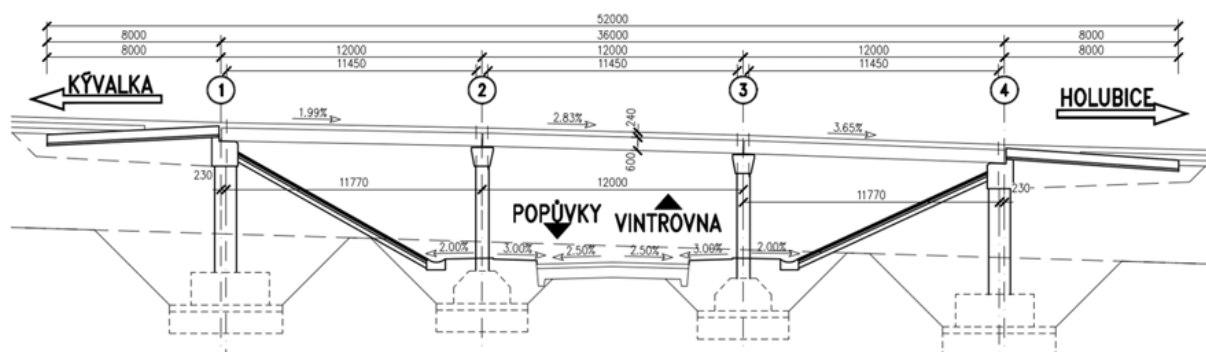
Obecně je tento článek zaměřen zejména na nosné konstrukce mostů, jelikož spodní stavba nebyla u mostů rozhodujícím prvkem pro jejich stavební stav, anebo zatížitelnost.



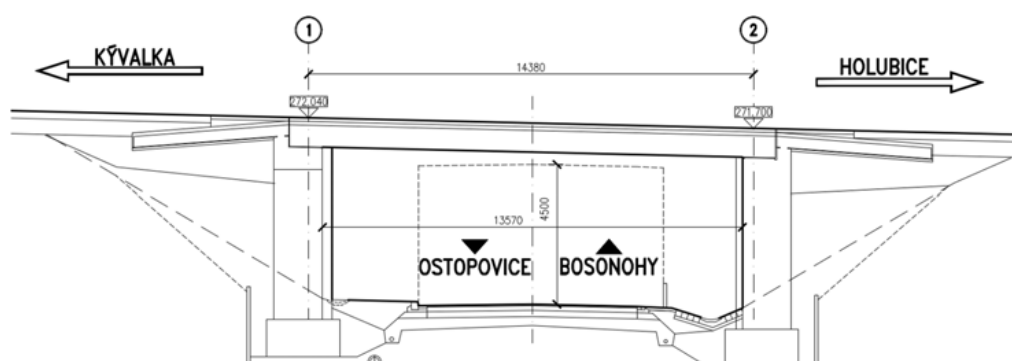
Obr. 1: Schéma s vyznačením posuzovaných mostů

2 Typy mostních konstrukcí

Sledované mostní objekty jsou tvořeny konstrukcemi z předpjatých tyčových prefabrikátů postavených mezi léty 1971 – 1982. Všechny mosty jsou dnes v aktivním provozu, jelikož byla dokončena zatím pouze první nejkratší etapa rozšíření D1 na 6 pruhů. Nejčastěji se jedná o mosty jednoplové rozpěrákové konstrukce nebo trojpolové mosty tvořené třemi prostými nosníky. U složitějšího rozmístění překážek se jedná o atypické vícepolové mosty spojitě, které po osazení prefabrikátů jsou doplněné o kabely spojitosti, zejména prefabrikáty DS-A a DS-C.



Obr. 2: Typické uspořádání 3 polového mostu s prostými nosníky KA-67 (D1-221..1)



Obr. 3: Typické uspořádání rozpěrákového mostu s nosníky KA-67 (D1-224..1)

Tab. 1: Počet mostních objektů dle typu tyčových prefabrikátů.

Typ nosníků	DS - A	DS - C	I-67	I-73	KA-67	KA-73	celkem
Počet mostů	4	4	2	6	14	2	32

3 Diagnostiky

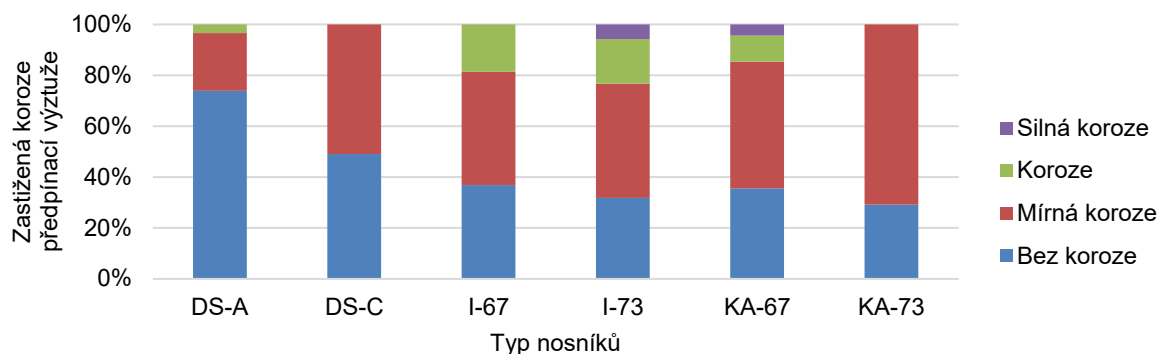
Diagnostické průzkumy se soustředily zejména na fyzikálně mechanické parametry betonů včetně hloubky karbonatace. Výsledky je možné zobecnit:

1. Pevnost betonu v tlaku prefabrikátů dosahuje zpravidla vyšších hodnot než projektovaných
2. Pevnost betonu v tlaku spodní stavby odpovídá projektovaným hodnotám, anebo je nižší
3. Hloubka karbonatace je vyšší zejména v místě spodní stavby a krajních nosníků.

K hlavním aspektům ovlivňujícím stav předpjatých mostů patří koroze předpínací výztuže. V případě zjištěné koroze je problematické definovat její přesný rozsah a stanovit, jak progresivně bude dále postupovat a jaký vliv bude mít na zatížitelnost mostu. Obecně tak je vycházeno ze statistiky zastižených míst koroze předpínací výztuže, které vytvářejí určitý reprezentující obraz o stavu předpínací výztuže. V rámci diagnostického průzkumu zpracovávaného různými subjekty byl zastižený stav předpínací výztuže kvantifikován do 4 skupin:

1. Bez koroze
2. Mírná povrchová koroze
3. Koroze (oslabení plochy do 5 %)
4. Silná koroze (oslabení 5 % - 10%)

Vyšší hodnoty než oslabení nad 10% průřezové plochy výztuže nebylo zastiženo, a proto není s tímto dále pracováno. Na Obr. 4 jsou uvedeny průměrné hodnoty zastiženého stavu předpínací výztuže dle typů prefabrikátů. Tato statistika byla provedena nad souborem 790 sond k předpínací



výztuži.

Obr. 4: Zastižená koroze předpínací výztuže dle typu tyčového koroze.

4 Přístup k odhadu zbytkové životnosti

K hlavním aspektům ovlivňujícím stav předpjatých mostů patří koroze předpínací výztuže. V případě zjištěné koroze je problematické definovat její přesný rozsah a stanovit, jak progresivně bude dále postupovat a jaký vliv bude mít na zatížitelnost mostu.

Stanovení vývoje koroze je velmi obtížné proto, že záleží na mnoha faktorech. Zejména se jedná o agresivitu prostředí, použitý materiál předpínací výztuže - některé oceli (zejména předpínací) jsou náchylné ke korozi více, stav zainjektování kabelových kanálků a další faktory.

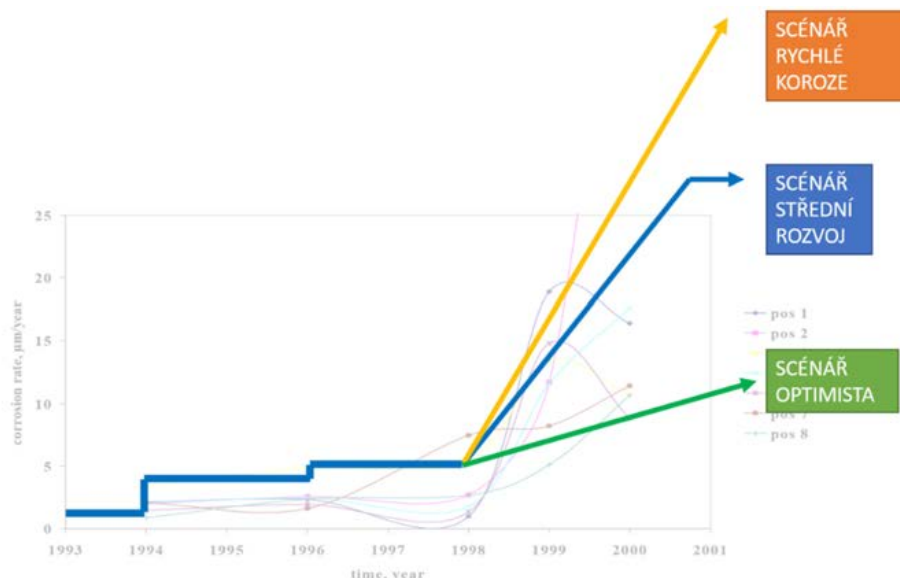
Postupy pro stanovení korozních úbytků u ocelových konstrukcí vystavených přímo atmosférickému prostředí je možné daleko lépe predikovat než v případě betonářské nebo předpínací výztuže. Tyto výztuže jsou umístěny uvnitř konstrukce a mohou na ně po délce zabudování působit různé vlivy s ohledem na lokální degradaci betonu nebo kvalitu injektáže v kanálku. V současné době není k problému stanovení rychlosti koroze předpínací výztuže v betonu stanovena jasná metodika. Při zpracování studie bylo vycházeno z [1] a [2].

Na základě těchto závěrů těchto dokumentů byly stanoveny tři možné scénáře vývoje koroze u výztuže, kde byla identifikována koroze, Obr. 5:

1) Scénář vývoje koroze *optimistický* – rychlost úbytku má lineární progres zvyšující se každý rok o stejnou hodnotu, přírůstky jsou uvažovány nízké. Rychlost koroze se pohybuje v řádu jednotek μm za rok.

2) Scénář vývoje koroze *střední* – rychlost úbytku má lineární progres zvyšující se každý rok o stejnou hodnotu (který je po několika letech ustálen na konstantní hodnotu), přírůstky jsou uvažované střední. Dle tohoto scénáře rychlost koroze dosahuje desítek μm za rok.

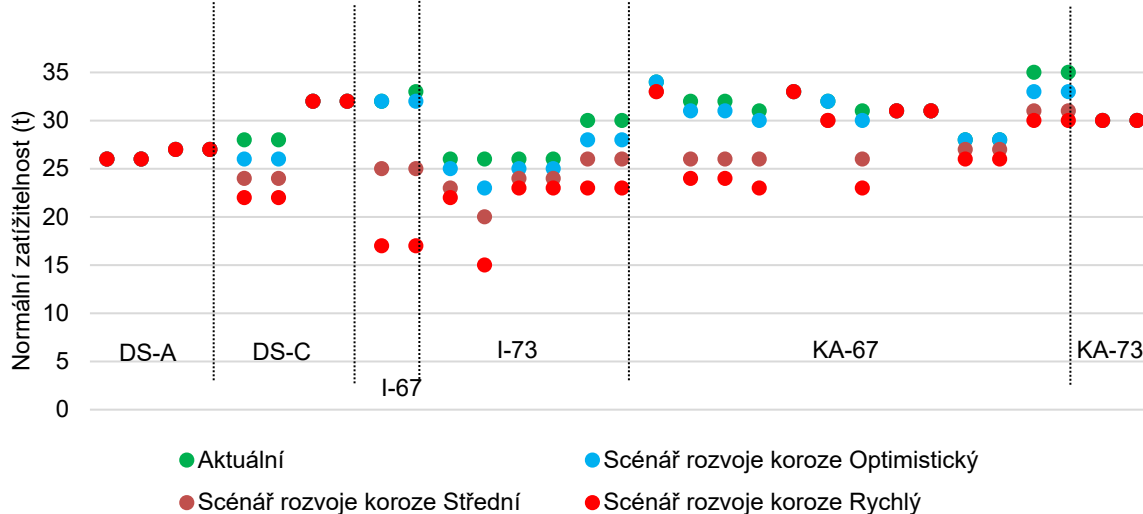
3) Scénář vývoje koroze *rychlý* – rychlost úbytku má lineární progres zvyšující se každý rok o stejnou hodnotu, přírůstky jsou uvažovány vysoké. Rychlost korozních úbytků rychle dosahuje až stovek μm za rok.



Obr. 5: Scénáře koroze na podkladu [1].

Rozhodovací proces s dalším postupem u jednotlivých mostů se standardně skládal z uvážení prohlídek mostního objektu, diagnostiky a přepočtu zatížitelnosti. Navíc tak byl přidán vstup s citlivostní analýzou, kterou je možné označit za predikci budoucích úrovní zatížitelnosti na základě dosavadních poznatků. Jedná se o inženýrský přístup umožňující zhodnocení konstrukce. Tento vstup byl však brán s patřičnou opatrností s ohledem na riziko statistického zachycení dostatečného množství dat k oslabení výztuže v betonových prvcích.

Na Obr. 6 je možné porovnat dle typu prefabrikátu citlivostní analýzu konstrukce pro různé predikce oslabení výztuže dle scénářů rozvoje koroze. Je zde sledován trend významně větší citlivost zejména nosníku I-67 a KA-67 na rozvoj koroze, jelikož u nich byla zastižena už v době diagnostiky.



Obr. 6: Citlivostní analýza pro hodnoty normálních zatížitelností v závislosti na typu prefabrikátů.

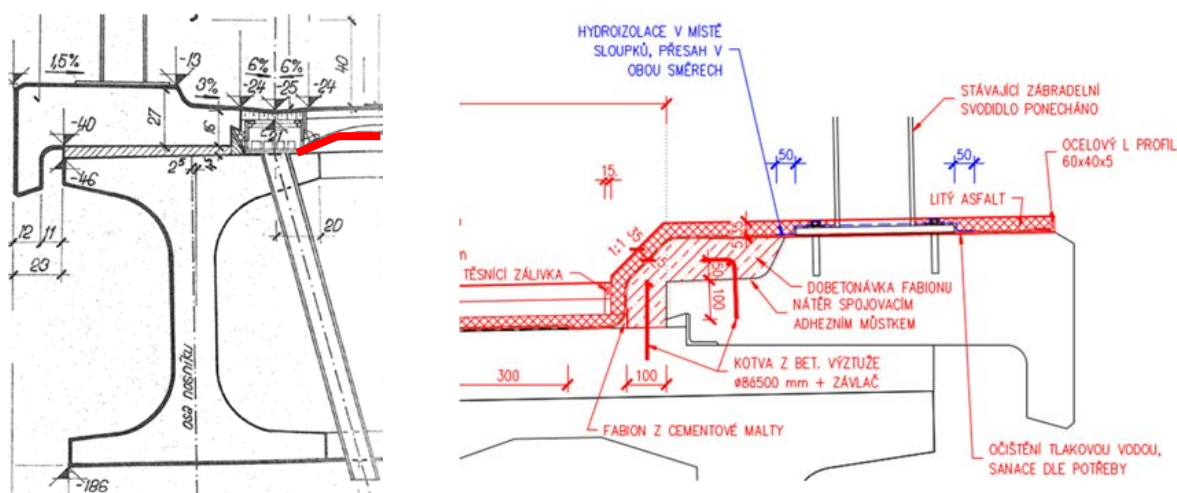
5 Závěry

V rámci komplexního zhodnocení mostů na D1 u Brna byla především zvažována míra intervence do stávajících konstrukcí do doby jejich nahrazení v rámci nové výstavby dálnice.

Obecně je možné konstatovat, že mosty v nejhorším stavu podložené diagnostikou jsou mosty vykazující dlouhodobou nefunkčnost izolace zejména na vnějších krajích podél říms a také nefunkční izolace mostních závěrů. U těchto mostů byly zpravidla zastiženy vyšší hodnoty koroze předpínací výztuže.

Zároveň je potřeba zmínit, že velmi významným prvkem je správné zainjektování předpínací výztuže, zatěsnění kanálku. V případě, že byl kanálek identifikovaný jako zavlhlý, tak bylo velmi často doprovázeno zvýšenou hodnotou koroze.

Pro zabránění dalšího zatékání vody s rozpuštěnými rozmrazovacími prostředky akcelerující korozi bylo přistoupeno na několika mostech k dočasnému řešení spočívající k úpravě izolace podél říms. Tato úprava předpokládá, že plošná izolace je funkční (názorně je to vidět ve spárách mezi nosníky), a proto dochází k úpravě pouze u říms. Toto řešení spočívá v optimalizaci finančních a časových nároků na realizaci, a tak je hydroizolace mostu vytažena na horní povrch římsy a následně je ochráněna vrstvou z litého asfaltobetonu, Obr. 7. Není také zasahováno do stávajícího zádržného systému na mostech. Významným benefitem této úpravy je dopad do dopravních omezení, kdy je možné zpravidla dopravu převést kolem pracovišť v režimu 2+2. Důležité je věnovat pozornost i úpravě v místě mostního závěru.



Obr. 7: Typické ukončení izolace (červeně) na stávajících mostech (vlevo) a návrh řešení (vpravo).

Zmíněná úprava byla provedena u prvního mostu D1-235 v roce 2021 a v současné době vykazuje stále dobrou funkci, kdy nedochází k zatékání vody na krajní nosník. Tento konkrétní most je určen k demolici v rámci přestavby křižovatky D1 a D2 se zahájením na podzim 2025.

U některých mostů byly stanoveny dostatečné úrovně zatížitelnosti i přes vyšší hodnoty zatížitelnosti. U těchto mostů bylo obecně doporučeno další sledování a obnova diagnostiky v horizontu cca 3-5 let, kdy v současné době dochází u některých mostů k obnovování zejména sond k předpínací výztuži a porovnání s citlivostní analýzou úrovně předpětí.

Literatura

- [1] Frølund, T.; Klinghoffer, O.; Poulsen, E.: Rebar Corrosion Rate Measurements for Service Life Estimates, ACI Fall convention 2000, Toronto Canada
- [2] C. Andrade, C. Alonso, J. A. Gonzales, J. Rodrigues, Remaining service life of corroding structures, IABSE Report 57/1, Durability of structures

OPRAVY MOSTŮ S VYUŽITÍM UHPC

Jan L. VÍTEK^{1*}

¹ Metrostav a.s., Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8 a Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, Česko

* korešpondenční autor: jan.vitek@metrostav.cz, vitek@fsv.cvut.cz

Abstrakt

UHPC – ultra vysokohodnotný beton se začal využívat koncem minulého století pro nové konstrukce. Brzy se přišlo na to, že jej lze výhodně použít i na zesilování a opravy stávajících konstrukcí, zejména mostů. Technologie oprav se postupně vyvíjejí. Výhody vysokohodnotného materiálu spočívají ve vynikajících mechanických vlastnostech i v jeho velké trvanlivosti. Zvláštní pozornost je třeba věnovat spolupůsobení nových vrstev se stávající konstrukcí. Ukládka vrstvy UHPC ve spádu je typická pro aplikaci na mostech a vyžaduje speciální požadavky na složení UHPC. Pro opravy mostů je též zajímavá možnost využití UHPC jako hydroizolační vrstvy. Tak lze dosáhnout zkrácení doby provádění oprav při současném dosažení vysoké trvanlivosti a dlouhé životnosti. Příspěvek ukazuje možnosti využití UHPC pro opravy mostů na příkladech ze zahraničí i z ČR.

Klíčové slová:

beton;
most;
UHPC;
zesilování;
soudržnost.

1 Úvod

Rozvoj v technologii betonu akceleroval zejména novými plastifikačními přísadami se stal příčinou vzniku nového materiálu označovaného jako UHPC (Ultra High Performance Concrete). Vyznačuje se vysokou pevností zejména v tlaku a dlouhodobou odolností proti atmosférickým vlivům která zajišťuje trvanlivost staveb z tohoto materiálu. Princip dosažení vynikajících mechanických vlastností i trvanlivosti spočívá ve vytvoření velmi hutné struktury kameniva a dalších velmi jemných složek (mikrosilika) s minimem vzduchových pórů. Jemné póry jsou též vyplněny zrny cementu. Množství vody je redukováno na minimum, dokonce je použito méně vody, než by bylo třeba na hydrataci dodaného množství cementu. Ve struktuře tak zůstávají nezhydratovaná zrna cementu, která působí jako zrna jemného kameniva. V případě vzniku trhliny, kam se dostane voda, dojde k dodatečné hydrataci těchto zrn cementu a trhliny se obvykle zahojí. Hutná struktura materiálu má vysokou pevnost v tlaku, což vede současně s relativně malou tahovou pevností k velmi křehkému porušení. Při tlakovém namáhání dochází u nevyztuženého UHPC k explozivní reakci při dosažení pevnosti a náhlému kolapsu. Takové působení je pro aplikace v konstrukcích nepřijatelné. Proto se UHPC vyztužuje vláknovou výztuží. Nejčastěji se používají ocelová mikrovlákná o tloušťce 0,2 až 0,3 mm a délce do 18 mm. Vyztužení vlákny omezuje křehké porušení při tlakovém namáhání a zajišťuje určitou duktilitu materiálu při namáhání tahem. Protože aplikace UHPC bez vyztužení vlákny prakticky neexistují, někdy se UHPC označuje UHPFRC (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete).

Občas se setkáme s diskusí, zda je UHPC druh betonu nebo zda jde o nový materiál. Jeho složení je velmi podobné betonu, jde o cementový kompozit, který však musí splňovat velmi přísná kritéria na kvalitu složek i na jejich poměry ve směsi. Na druhou stranu, aplikace, které využívají tahové působení UHPC i bez vyztužení prutovou výztuží vyžadují duktilní chování v tahu někdy i se zpevněním po vzniku trhlin, čímž se UHPC liší od běžného betonu. Zkušenosti ze zahraničí ukazují, že pro UHPC nelze používat běžné normy, a proto vznikají nové normy, resp. doporučení, která specifikují požadavky na UHPC v oblasti výroby a zkoušení, specifická pravidla pro navrhování a pro provádění konstrukcí. Pro aplikaci v Evropě jsou asi nejvhodnější normy francouzské [1], [2], [3], nebo švýcarské předpisy [4], [5]. V ČR se používání UHPC řídí Technickými pravidly ČBS č. 07 Ultra-vysokohodnotný beton [6], která byla s malými úpravami vydána a schválena MD ČR jako TP MD ČR č. 267 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC) [7].

V roce 1997 byla postavena jedna z větších prvních konstrukcí, lávka v Sherbrooke v Kanadě. Jde o hybridní ocelobetonovou konstrukci s předpjatými pásy z UHPC o rozpětí 60 m. Pak vzniklo řada

lávky různého typu. Lávky se ukázaly jako optimální konstrukce pro pilotní projekty, kde se nový materiál mohl spolehlivě odzkoušet. Jsou lehké a redukce hmotnosti použitím vysokohodnotného materiálu se dobře zúročila nejen vylehčením konstrukce pro konečný stav, ale též omezení hmotnosti vede k usnadnění montáže a ke zrychlení postupu výstavby. Při návrhu je však třeba správně uvažovat o využití materiálu, drahé UHPC musí být využito s mírou a argumentovat vysokou trvanlivostí, je možné jen u konstrukcí, kde všechny prvky mají vysokou trvanlivost. Kombinace trvanlivých částí s jinými částmi, které mají trvanlivost výrazně menší nevede k deklarovanému cíli stavět udržitelné a trvanlivé stavby. Dosud se rozvoj UHPC rozvinul a používá se nejen pro lávky, ale i pro mostní nosníky a jiné nosné konstrukce, ale i pro další konstrukce, kde se využívá jeho trvanlivost, jako jsou střešní konstrukce nebo fasádní prvky.

Vysoká cena UHPC vedla ke snaze využít jeho příznivé vlastnosti a současně snížit použité množství. UHPC se často využívá v prefabrikovaných konstrukcích, kdy spoje prefabrikátů se vybetonují pomocí UHPC. Výhodné je, že spoj je malý, není třeba mnoho UHPC a velmi únosný kotevní délky výztuže v UHPC jsou výrazně kratší než v běžném betonu, a proto může být spoj malý.

Dalším výrazným prostorem pro aplikace UHPC jsou rekonstrukce a zesilování stávajících betonových konstrukcí. Lze zesilovat vodorovné konstrukce – stropní desky, mostní desky – a to při namáhání jak kladnými i zápornými ohybovými momenty, i svislé konstrukce – sloupy, stěny. UHPC se vyznačuje velmi důležitou vlastností – výbornou soudržností UHPC a stávajícího betonu. Ta umožňuje účinné spolupůsobení obou materiálů a tím i vysokou účinnost zesílení i při malých tloušťkách doplněného UHPC. Protože se doplňuje relativně malé množství nového materiálu ve srovnání se zesílením běžným betonem, dochází i k malému přetížení stávající konstrukce. To dále zvyšuje efektivnost zesílení.

U zesilování svislých prvků – sloupy stěny – se často využívá i vysoké odolnosti UHPC proti agresivnímu prostředí. Např. u pilířů mostů v blízkosti komunikací se zvyšuje jejich odolnost pro účinkům rozmrazovacích solí.

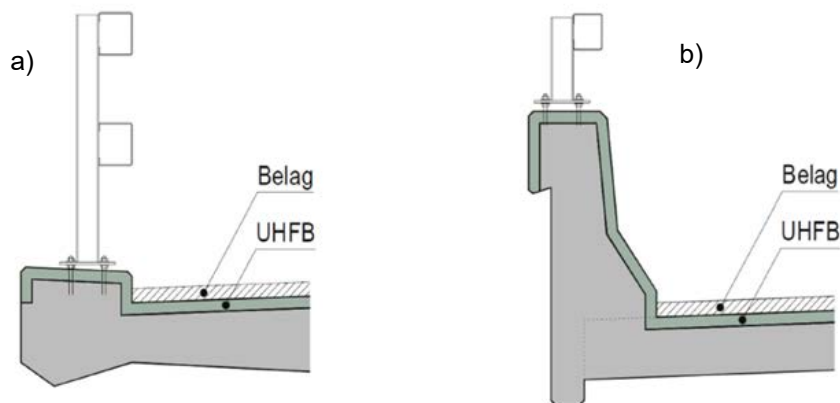
2 Použití UHPC pro zesilování nosných konstrukcí mostů

Nosné konstrukce mostů jsou vysoce zatížené konstrukce dále vystavené ještě účinkům agresivního prostředí, zvláště rozmrazovacím solím a mrazivým cyklům. Použití UHPC má proto svá specifika. Základní princip zesílení spočívá v nabetonování tenké vrstvy UHPC na stávající očištěný povrch nosné konstrukce. Zesilující vrstva UHPC může plnit 3 funkce: 1. Funkci vyrovnávací, 2. Funkci zesilující a 3. Funkci hydroizolační. Optimální je, pokud plní všechny 3 funkce současně, protože to pak vede k nejlevnějšímu a zároveň k nejrychlejšímu postupu na stavbě. Další možností je, že vrstva UHPC je přímo pojižděná, není tedy vyžadováno pokládat další vrstvy vozovky a proces opravy mostu se dále urychlí. Přímou pojižděné mostovky jsou běžné např. v USA, v Evropě se obvykle dává přednost použití běžného vozovkového souvrství.

Aby se ochrana nosné konstrukce ještě zvýšila, je možné nabetonovanou vrstvu UHPC napojit na obetonávku okrajů mostní desky, resp. mostních říms (Obr. 1).

Aby vrstva UHPC mohla plnit výše uvedené funkce, musí mít určité technické parametry a musí být dobře spojena se stávajícím betonem mostovky, resp. musí být zajištěna dobrá soudržnost s původním betonem.

UHPC obecně vykazuje velmi dobrou soudržnost s běžným betonem, pokud je jeho kvalita dobrá a pokud je povrch dobře připraven. Tato kritéria jsou poměrně subjektivní. Jako minimální kvalita se považuje pevnost povrchové vrstvy v odtrhu hodnotou 1.5 MPa. Jde o ne příliš přísné kritérium, a navíc výsledky zkoušek vykazují obvykle značný rozptyl. V případě, že je jakákoli pochybnost o kvalitě stávajícího betonu, je vhodné navrhnout spřahovací prvky, které zajistí propojení vrstvy UHPC se stávající konstrukcí.



Obr. 1: Ochrana okrajů nosné konstrukce a) Obetonování římsy, b) Obetonování svodidlové zídky (dle [5])

2.1 Příprava povrchu stávající konstrukce

V rámci přípravy povrchu stávající konstrukce je cílem dosáhnout optimální podmínky pro využití soudržnosti. Povrch proto musí být poměrně hrubý (nerovnosti min 3 mm), měla by být obnažena hrubá zrna kameniva a povrch musí být čistý (bez prachových částic) a vlhký, aby neodebíral vodu z ukládaného UHPC. Taková kvalita povrchu lze dosáhnout nejsnadněji tryskáním tlakovou vodou s velkým tlakem (> 2500 bar). Příprava závisí na lokálních podmínkách – velikostí nerovností, vyztužení atd. Někdy se využívá kombinace frézování a tryskání.

2.2 Požadavky na vlastnosti UHPC

UHPC v klasické formě má obvykle samozhutnitelný charakter, tj. blíží se samonivelačnímu materiálu. Tato vlastnost se pro použití na mostech příliš nehodí, protože povrchy mostních konstrukcí bývají ve spádu. Často se kombinuje spád podélný a spád příčný, takže výsledný spád může být 6 až 8%. UHPC musí být uloženo do spádu. Konzistence musí být proto upravena tak, aby UHPC byl tixotropní a ve spádu se udržel. To je technologicky náročné, ale řešitelné pomocí úpravy složení dávkování plastifikátorů, popř. obsahu vláken.

Pokud vrstva UHPC má tvořit bariéru proti vodě, tzn. nahrazovat hydroizolaci, pak je třeba zajistit jeho vodonepropustnost. Vrstva UHPC je namáhána tahovými napětími zejména od smršťování a od změny teplot. Trhliny, které vzniknou, musí být tak malé, aby vrstva byla těsná. To lze dosáhnout silným vyztužením ocelovými vlákny. Pro vodonepropustné vrstvy UHPC se doporučuje minimální obsah ocelových vláken 3% obj. Vysoký obsah vláken výrazně zvyšuje cenu materiálu, a zhoršuje zpracovatelnost. I za těchto podmínek jde však o efektivní technologii, která je konkurenceschopná s klasickými způsoby hydroizolací. Její hlavní výhodou je dlouhá životnost shodná s celou mostní konstrukcí. Při návrhu hydroizolační vrstvy z UHPC je nutné řešit těsnost pracovních spár a prostupů, ale na to jsou již dnes ověřené postupy.

2.3 Vyztužení vrstvy UHPC

Při aplikaci nabetonávky z UHPC na mostovku se rozhoduje o vyztužení dle tloušťky nabetonované vrstvy. Minimální tloušťka UHPC by neměla být menší než 25 mm. Do tloušťky 40 mm se předpokládá, že nebude použita prutová výztuž a tahová napětí budou zachycena pouze výztuží z vláken. Pro tloušťky přesahující 40 mm se uvažuje použití prutové výztuže, a to většinou ve formě sítí. Při větších tloušťkách nebo ve směru tahových napětí, lze doplnit další prutovou výztuž. Při návrhu vyztužení je třeba respektovat konstrukční zásady (zvl. krytí a přesahy) a podle toho navrhnout tloušťku vrstvy UHPC.

2.4 Kotvení vrstvy UHPC do podkladu

Při dobré kvalitě podkladního betonu není třeba vrstvu UHPC kotvit. Soudržnost by měla být dostatečná k přenosu všech namáhání. Na druhou stranu jsou vrstvy zesilující mostovky v převážné míře vyztužené. Výztuž je třeba fixovat v předepsané poloze, a proto se nabízí řešení využít fixační prvky zároveň i jako kotvení. Instalace kotev do vývrtů pomocí chemické kotvy je rychlá a velmi účinná.

U nás byly použity jednoduché kotvy z betonářské výztuže (obr. 2), např. v Holandsku používají rektifikovatelné kotvy ze závitové tyče (obr. 3).

Případná nutnost kotvení je závislá též na postupu betonáže a rozdělení plochy na betonážní celky. Vrstva UHPC nabetonovaná na betonový podklad je vystavena účinkům vysychání, které však probíhá zvláště z horní strany. Tím dochází k nerovnoměrnému smršťování a tendenci zvedání okrajů betonované plochy. Aby nedošlo na okrajích k delaminaci doporučuje se přikotvení minimálně okrajů najednou betonových dílů, tj. umístění kotev podél pracovních spár. Tak se dá případné delaminaci zabránit. Takový postup je zejména vhodný, pokud kvalita stávajícího betonu je nižší.



Obr. 2 Kotvení z betonářské výztuže



Obr. 3 Kotvení ze závitové tyče (dle [8])

2.4 Statická funkce vrstvy UHPC

Tloušťka nabetonované vrstvy se pohybuje běžně kolem 60 mm a může být i výrazně vyšší, v závislosti na geometrii původní konstrukce a též v závislosti např. na způsobu řešení vodonepropustných pracovních spár. Vzhledem k výšce průřezu mostního pole je tato tloušťka relativně malá. K zesílení na účinky ohybu, popř. smyku v podélném směru nemůže vrstva UHPC tvořit zásadní příčinek. Může se příznivě projevit navýšení plochy průřezu, pokud by se doplňovalo též podélné předpětí a pak by se mohl účinek zesílení významněji projevit i pro podélný směr působení mostu.

Naopak v příčném směru se projeví zesílení horní desky i u komorových průřezů významně. Nabetonováním i menší vrstvy UHPC se již významně zvýší tuhost horních desek a konzol mostů. S příslušnou výztuží pak mohou být zejména konzoly mostů pojižděny těžkými vozidly, nebo je možné přidat zatížení např. od protihlukových stěn.

2.5 Provádění vrstvy UHPC

Před zahájením prací je třeba povrch určený k nabetonování vrstvy UHPC rozdělit na betonážní úseky, tj. naplánovat rozmístění pracovních spár. Vždy je snaha počet pracovních spár minimalizovat. Možnosti minimalizace jsou však omezeny možným postupem prací, protože je třeba zajistit dopravu UHPC na místo ukládky. Na mostě se většinou postupuje v podélných pruzích tak, že v jednom pruhu se dopravuje UHPC (příjezd automixů) a druhý pruh se betonuje. V případě, že se využívá vrstva UHPC též jako hydroizolace, pak je třeba věnovat zvláštní péči konstrukci pracovních spár, aby byla zajištěna jejich vodonepropustnost.

Základním prvkem pro úspěšné zesílení je příprava povrchu stávající konstrukce. Po odstranění povrchových vrstev, je třeba ofrézovat nebo otryskat povrch stávající nosné konstrukce, aby bylo dosaženo potřebné hrubosti povrchu, čistoty a bezprašnosti. Podklad se připravuje bezprostředně před betonáží (resp. před ukládáním výztuže), aby nedocházelo k jeho degradaci během delší doby čekání na betonáž. Bezprostředně před betonáží se povrch dočišťuje a zvlhčuje, aby došlo spolehlivě k aktivaci soudržnosti.

Výztuž většinou ve formě sítí se připevňuje ke kotvám, pouze v případě absence kotev se používají podkladní tělíska. Kotvení se doporučuje minimálně na okrajích betonovaných dílů.

Ukládání betonu se provádí ručně (pokud jde o menší objemy) nebo lze použít finišer.



Obr. 4 Ruční pokládka UHPC



Obr. 5 Pokládka UHPC finišerem [9]

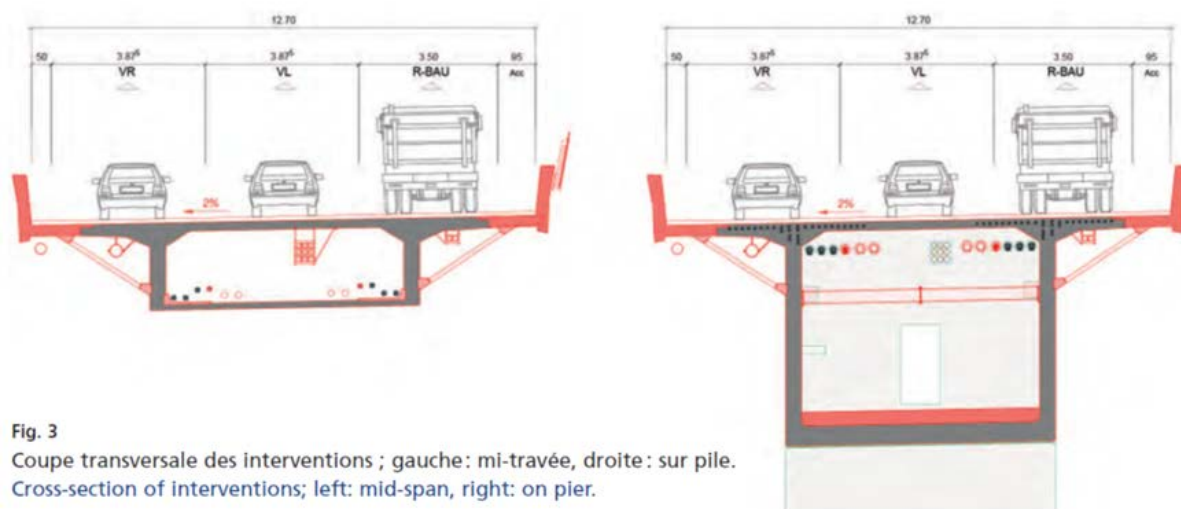
UHPC pro zesilování mostovek je vhodné hutnit vibrátory. Na rozdíl od běžného UHPC, které se obvykle dodává v samozhutnitelné formě, tixotropní UHPC s vysokým obsahem vláken je vhodné hutnit. Hutnění pomáhá dokonalému proniknutí UHPC po výztuž a přilnutí k povrchu stávající mostovky. Při ruční pokládce se použijí ponorné vibrátory, při použití finišeru jsou využity vibrátory, které jsou součástí finišeru.

2.6 Ošetřování vrstvy UHPC

Ošetřování vrstvy UHPC je velmi důležité pro zajištění kvality zesílení. Vede k významné redukci tahových napětí od nerovnoměrného vysychání a omezení vzniku trhlin. Ihned po uložení je nutné povrch udržovat vlhký (zajištění vodní mlhy), a dále nástřik prostředkem proti odpařování vody. Jakmile je to technologicky možné povrch se zakrývá PE fólií, aby se zabránilo odpařování vody z povrchu a aby byl povrch chráněn proti vysychání od větru a oslunění. Doba ošetřování závisí na klimatických podmínkách, obvykle min. po dobu 3 dnů.

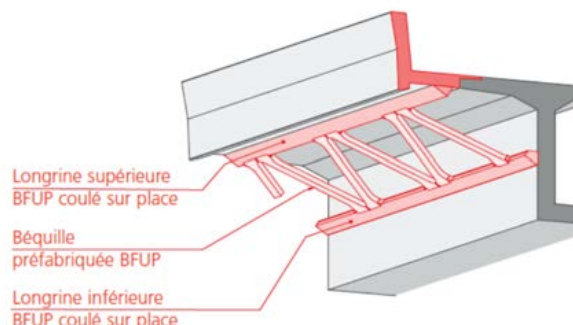
3 Další možnosti aplikace UHPC pro nosné konstrukce

Dosud byla popsány pouze aplikace pro zesílení mostovek nabetonováním. UHPC je však vhodné i pro rozšiřování mostů a další nosné konstrukční prvky. Jako příklad lze uvést rozšíření viaduktu Pauzeze ve Švýcarsku. Dálniční most byl rozšířen ze dvou na tři jízdní pruhy rozšířením konzol. Schéma příčného řezu je uvedeno na obr. 6.



Obr. 6 Příčný řez rozšiřovaného viaduktu Pauzeze ve Švýcarsku [10]

Červeně vyznačené části na obr 6 označují doplněné nové části mostovky, kde se vhodně kombinuje použití běžného betonu a UHPC. Nejzajímavější jsou nově instalované vzpěry, které jsou z prefabrikovaných prvků z UHPC (obr.7). Výhodou použití UHPC pro vzpěry je zejména minimalizace údržby v místech těžko přístupných.



Obr. 7 Vzpěry podporující konzoly realizované z UHPC [10]

4 Zesilování svislých konstrukcí

Zesilování svislých konstrukcí mostů má obvykle 2 cíle: 1. Zvýšení únosnosti a 2. Zvýšení odolnosti proti účinkům prostředí. Jde obvykle o obetonování stávajících pilířů, popř. stěnových podpor. Vrstva UHPC bývá vyztužena betonářskou výztuží, která se kotví po původního povrchu. Podobně jako u mostovek je vhodné věnovat velkou pozornost přípravě povrchu původního betonu. Jako příklad lze uvést zesílení pylonů zavěšeného mostu „de Burgogne“ ve Francii [11]. Masivní dřík pylonů byl poškozen trhlinami od zpožděného vývoje ettringitů. Pomocí UHPC byla konstrukce opravena.

Jiným příkladem, ne typicky mostním je oprava pilot a pilířů podporujících hotel FAIRMONT v Monacu [12]. Pilíře byly postaveny v letech 1972-3 a jsou vystaveny přímému působení mořské vody. Protože došlo k jejich degradaci, přistoupilo se v letech 2020-22 jejich opravě pomocí UHPC. Lze očekávat, že je jejich trvanlivost významně zvýší.

5 Závěr

Používání UHPC se za poslední léta rozšířilo prakticky po celém světě. Kromě nových konstrukcí se ukazuje vysoký potenciál jeho použití pro zesilování a opravy stávajících konstrukcí. Vhodnou kombinací jeho výhod, a to vysokých mechanických parametrů a vysoké odolnosti pro agresivité prostředí jej lze velmi účinně používat právě pro zesilování stávajících konstrukcí, a to při malém přitížení dalšími materiály. Krátké kotevní délky výztuže v UHPC dávají další prostor pro redukci objemu dodávaného materiálu a ke zrychlení výstavby. Na druhou stranu jde o náročnou technologii, kde se vyžaduje přesnost a mimořádná pečlivost ve všech stádiích, a to od výroby materiálu, přes jeho ukládku až po ošetřování. Vysoká cena materiálu je při správném návrhu vyvážena úsporami vlivem trvanlivosti, rychlosti výstavby a malých objemů dodávaného UHPC. Zkušenosti z posledních let ukazují, že trend využívání UHPC pro opravy a rekonstrukce je stále rostoucí a že jde o mocný prostředek, jak udržet řadu konstrukcí v provozu po řadu dalších let.

Poděkování

V příspěvku byly částečně využity výsledky výzkumného projektu podporovaného MPO č. FV 20472.

Literatura

- [1] Francouzská norma NF P 18-470. Concrete – UHPFRC – Specifications, performance, production and conformity. 2016.
- [2] Francouzská norma NF P 18-710 NA to EC2. Design of concrete structures: specific rules for UHPFRC. 2016.
- [3] Francouzská norma NF P 18-451. Concrete – Execution of concrete structures – Specific rules for UHPFRC. 2018.

- [4] Švýcarská norma SIA 2052. Ultra-High-Performance Fibre Reinforced Cement-based composites. 2016.
- [5] Astra 82022. UHFB für die Erhaltung und den Bau von Kunstbauten der Strasseninfrastruktur. Bundesamt für Strassen ASTRA, 2023.
- [6] Technická pravidla ČBS č. 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC), ČBS 2022
- [7] Technické podmínky MD ČR TP č. 267 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC), MDČR, 3/2024
- [8] Buitelaar, P., Oettel, V.: Istandsetzung und Verstärkung von Bestandbrücken mit UHFB-Aufbeton in den Niederlanden. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderheft 3/2025, 90-98
- [9] Brühwiler, E.: Ertüchtung von Stahlbetonbrücken mit UHFB – Erfahrungen aus 400+ Anwendungen. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderheft 3/2025, 68-78
- [10] Menetrey, P., Moreillon, L.: Modernisation of the bridges over the Paudeze. Structural Concrete in Switzerland, Swiss national report for the 6th fib Congress, held in Oslo, in June 2022, 86-91
- [11] Odin, J.M., Haidar, K., Gery, D., Giroud, Ch.: The pylons repair of “pont de Bourgogne”: An example of use of UHPFRC on existing concrete affected by delayed ettringite formation. RILEM/-fib-IABSE-ACI-AFGC Int. Symp. On Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. UHPFRC 2024, Oct. 21-23, 2024 Menton, France
- [12] Marcel, R, Nguyen, N.L., Paille, L., Simon, A., David, D. : UHPC used for heavy restructuring of the 40 piers of the Spelugues complex in Monaco. RILEM/-fib-IABSE-ACI-AFGC Int. Symp. On Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. UHPFRC 2024, Oct. 21-23, 2024 Menton, France

VYUŽITÍ METODY 3D CSFM PŘI REKONSTRUKCÍCH MOSTŮ

Pavína LAKATOSOVÁ^{1*}, Lukáš BOBEK², Josef KVĚTOŇ²

¹ IDEA StatiCa s.r.o., Šumavská 519/35, Brno, 602 00, Česká republika.

² Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331, Brno, 602 00, Česká republika.

* korešpondenční autor: pavlina.lakatosova@ideastatica.com

Abstrakt

Metoda 3D CSFM (3D Compatible Stress Field Method) představuje moderní nástroj pro návrh a posouzení oblastí diskontinuit železobetonových konstrukcí, který umožňuje realističtější zachycení napjatosti a redistribuce sil v posuzovaném detailu oproti běžným metodám. Příspěvek se věnuje možnému využití této metody při rekonstrukcích existujících mostních objektů, a to například v případě zatížení okraje hlavy pilíře při zvedání nosné konstrukce kvůli výměně ložisek nebo posouzení zakotvení protihlukových stěn v římsách v blízkosti otvorů pro chráničky inženýrských sítí. Nespornou výhodou metody 3D CSFM je normové posouzení zadaného detailu konstrukce, nejedná se tedy o obecný MKP software. Materiálový model betonu je založen na vztazích a zákonitostech předepsaných v EN 1992-1-1 a jsou v něm zakomponovány dílčí součinitele materiálů, které může uživatel dle potřeby měnit. Zatížení se rovněž zadává v návrhových hodnotách a díky tomu je možné provést různé posouzení požadované normou. Ověření MSÚ se provádí pro pevnost betonu v tlaku, pevnost vyztuže v tahu a kotvení (napětí v soudržnosti).

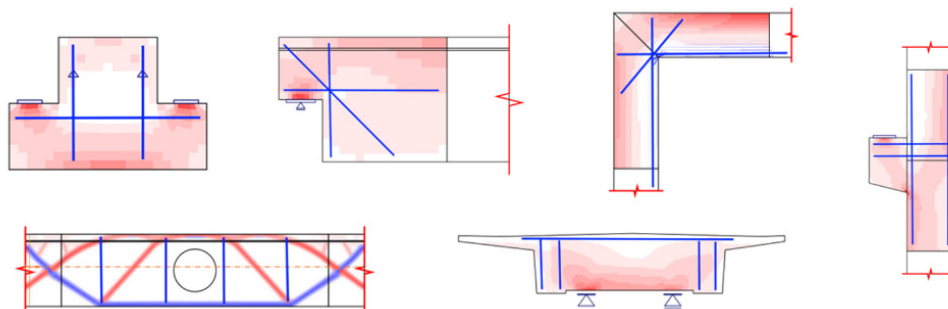
Klíčové slová:

3D CSFM;
Oblast diskontinuity;
Kotvení;
Posouzení MSÚ;
Detail.

1 Úvod

V průběhu své profesní praxe se většina stavebních inženýrů, zabývajících se návrhem betonových konstrukcí, setká s řešením oblastí diskontinuit (tzv. D-oblastí), viz Obr. 1. Jedná se o části konstrukce, kde pro posouzení nelze použít Bernoulli-Navierovu hypotézu o zachování rovinnosti průřezu. Typicky jde o místa se soustředěným zatížením nebo náhlou změnou průřezu – například rámové rohy, krátké konzoly apod. V mostních konstrukcích mezi běžné D-oblasti patří zhlaví pilířů, nadpodporové příčnický či deviátory.

Při návrhu těchto oblastí má inženýr několik možností, jak tyto oblasti posoudit a navrhnout jejich dostatečné vyztužení. Jednou z metod je příhradová analogie (dále SaT), která je zakotvena v platných návrhových normách EN 1992-1-1 a EN 1992-2. Správné použití této metody však vyžaduje zkušenosti s tvorbou vhodného příhradového modelu. Proto je často výhodné využít specializovaný software pro řešení 2D/3D prostorových úloh, který návrh zjednodušuje a zároveň napomáhá lépe porozumět chování konstrukce v nespojitých oblastech.



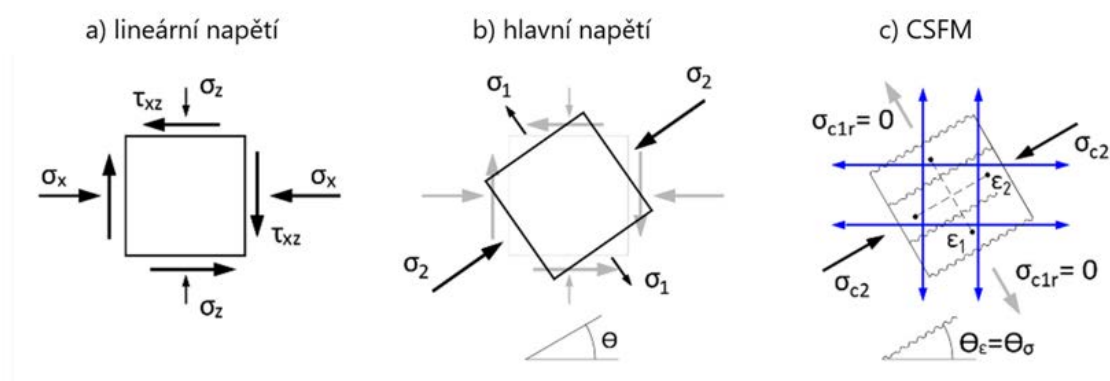
Obr. 1: Příklady oblastí diskontinuit.

Jednou z takových aplikací je IDEA StatiCa Detail, jejíž výpočet je založen na metodě kompatibilních polí napjatosti (CSFM) a která byla ve spolupráci s univerzitou ETH v Zurichu vyvinuta pro rovinné úlohy a následně byla rozšířena do třetí dimenze pro postihnání prostorového chování konstrukce. Nespornou výhodou této metody oproti obecné metodě konečných prvků je zapracování normových předpokladů a požadavků a přímé normové posouzení nejen oblastí diskontinuit.

2 Compatible stress field method (CSFM)

2.1 Obecný princip

Z názvu metody, kterou lze do češtiny přeložit jako metodu spojitých polí napjatosti, vyplývá, že jejím řešením jsou spojitá pole napětí v řešeném segmentu konstrukce. Princip CSFM lze vysvětlit na napjatosti základního rovinného elementu železobetonové konstrukce. Na obr. 2a je napjatost elementu, jak ji známe z učebnic pružnosti a pevnosti, získaná například pružnou analýzou pomocí metody konečných prvků (MKP). Na element působí vodorovný tlak σ_x , svislý tlak σ_z , a smykové napětí τ_{xz} . Z těchto napětí lze stanovit tzv. hlavní napětí a jejich sklon θ (Obr. 2b). Element je pak namáhán složkami hlavních napětí, smykové napětí je nulové. Na uvedeném obrázku je σ_1 hlavní napětí v tahu a σ_2 je hlavní napětí v tlaku.

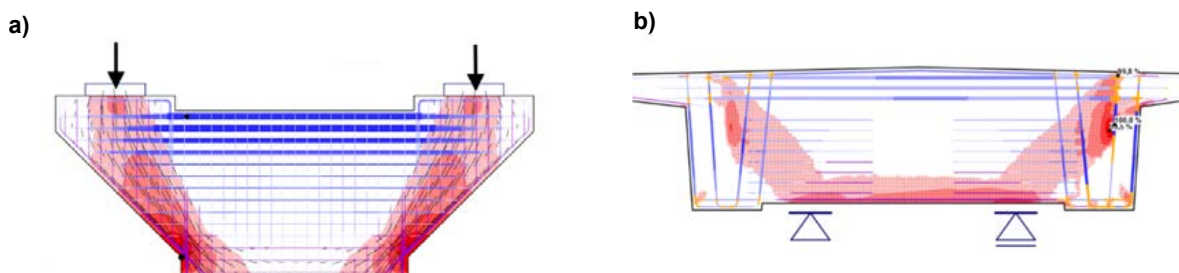


Obr. 2: Princip CSFM: a) napětí ve směru lokálních os; b) hlavní napětí; c) napětí při řešení pomocí CSFM.

Na obr. 2c je pak zobrazena napjatost stejného elementu analyzovaného pomocí metody CSFM. Ve směru hlavních tlakových napětí σ_2 působí tlakem beton a vznikne tlakové pole s napětím σ_{c2} . V případě tahových napětí se vychází ze základního a bezpečného předpokladu norem, že beton v tahu nepůsobí, proto příčná hlavní tahová napětí σ_1 beton nepřenesou a kolmo na jejich směr vznikne trhlinka. Pro přenos tahových napětí tedy musí být součástí modelu výztuž, která veškeré tahy přenesou (naznačena modře na obr. 2c).

Analýza pomocí CSFM je založena na metodě konečných prvků. V případě rovinné úlohy je beton modelovaný pomocí 2D stěnového elementu a výztuž pomocí 1D prutových prvků. Analýza se neprovádí v jednom kroku, jedná se o nelineární úlohu. Zatížení se během výpočtu aplikuje po přírůstcích a řešení nelineárního systému rovnic se hledá pomocí Newton-Raphsonovy metody. Fiktivní rozetřené trhlinky (ϵ_1 je průměrná hodnota) se „tvorí“ kolmo na směr hlavních tahů, který se může během nelineárního výpočtu měnit, jak se element od jednotlivých přírůstků zatížení „postupně potrhává“.

Provede-li se tato analýza napjatosti pomocí CSFM spojitě po celé řešené 2D oblasti, je výsledkem spojitá tlaková pole a tlaková a tahová napětí ve výztuži. Zjednodušená grafická reprezentace CSFM napěťového pole např. zhlaví pilíře nebo nadpodporový příčník je uvedena na Obr. 3.



Obr. 3: Vykreslení napětového pole: a) zhlaví pilíře; b) příčník (nepřímé uložení).

2.2 Rozšíření do třetí dimenze – 3D CSFM

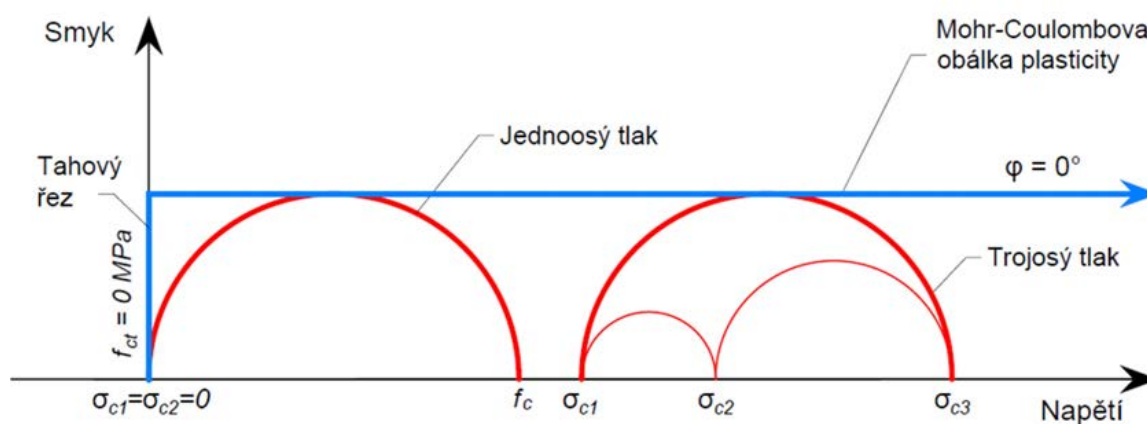
Výše popsaná metoda je nyní rozšířena do třetí dimenze (dále 3D CSFM), která již pracuje s trojosou napjatostí v betonu modelovaného pomocí trojrozměrných prvků.

Stejně jako v případě rovinných úloh, metoda 3D CSFM rovněž uvažuje hlavní napětí v tlaku v betonu a napětí ve výztuži v místě trhliny a zanedbává přitom tahovou pevnost betonu, s výjimkou jejího ztužujícího účinku na výztuž (tahové ztužení je zahrnuto v pracovním diagramu výztuže). Proto je důležité zdůraznit, že popisovaná metoda není vhodná pro analýzu prostého nebo slabě vyztuženého betonu. Chybějící výztuž může vést k zavádějícím deformacím a divergenci modelu.

Na rozdíl od CSFM v rovině je u prostorové úlohy nutné zohlednit vliv trojrozměrné napjatosti betonu na jeho pevnost. Chování betonu při prostorové napjatosti je v 3D CSFM popsáno pomocí Mohr-Coulombovy teorie plasticity, která je stavebním inženýrům známá především z oblasti geomechaniky, nicméně se jedná o matematický model, který se hodí i k popisu kvazi-křehkých materiálů jako např. betonu jakožto soudržného materiálu s vnitřním třením, které se pohybuje kolem cca 35-40°.

V metodě 3D CSFM jsou pro popis chování betonu použity modifikované Mohr-Coulombovy kružnice, ve kterých je uvažován úhel vnitřního tření $\varphi = 0^\circ$. Tento předpoklad leží na bezpečné straně a představuje výrazné zjednodušení výpočtu při zachování dostatečně přesného modelu. Praktickým důsledkem zavedení nulového úhlu vnitřního tření je, že maximální možný rozdíl mezi σ_{c3} a σ_{c1} zůstává konstantní pro libovolnou hodnotu σ_{c3} (viz 5). Ekvivalentní napětí, jehož hodnota je dána právě tímto rozdílem, je pak přímo porovnatelná s jednoosou únosností betonu v tlaku definovanou normami, nezávisle na velikosti σ_{c3} .

V grafu na obr. 4 je obálka plasticity v Mohrově zobrazení. Oblast přípustných napětí je omezena shora vodorovnou přímkou vycházející z Mohr-Coulombova modelu a vlivem uvažování tahového řezu levou částí zobrazené Mohrovy kružnice pro jednoosý tlak.



Obr. 4: Modifikované Mohr-Coloumbovy kružnice pro beton použité v 3D CSFM

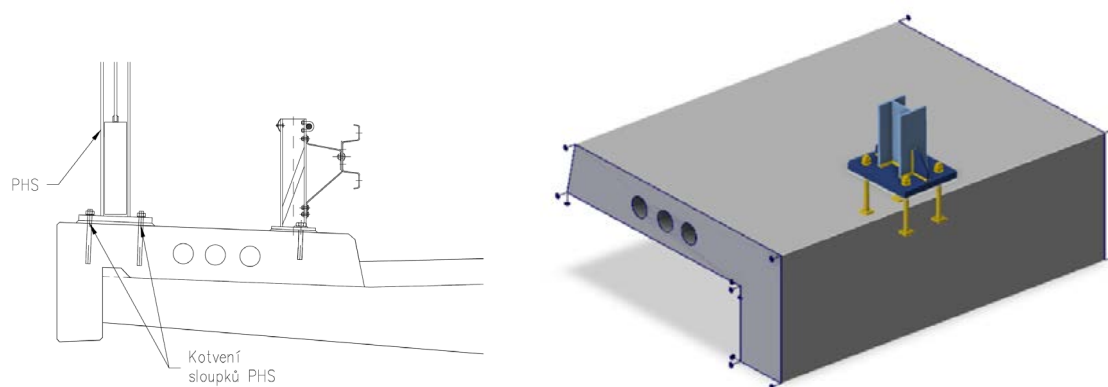
3 Praktické aplikace

V současné době lze metodu 3D CSFM pro výpočty v praxi použít pro posouzení celé řady kotvení do železobetonu. Nespornou výhodou má v případech, které nelze jednoduše postihnout ručním výpočtem dle normy 1992-4, protože se jedná např. o skupinu kotev zatížených z různých zdrojů, o kotvení složitějšího prostorového uspořádání nebo kotvení blízko okraje či posouzení stávajícího vyztužení apod. V mostním stavitelství lze uplatnění metody nalézt ve všech možných detailech kotvení jako je kotvení PHS, prvků záchytného systému a zábradlí, příp. kotvení závěsů do nosných konstrukcí lávek pro pěší nebo dokonce visutých lan.

Dalším možným využitím metody je posouzení lokálně zatíženého okraje betonu, jako je např. zhlaví pilíře při výměně ložisek při rekonstrukci mostu. Oba případy použití budou dále podrobněji představeny.

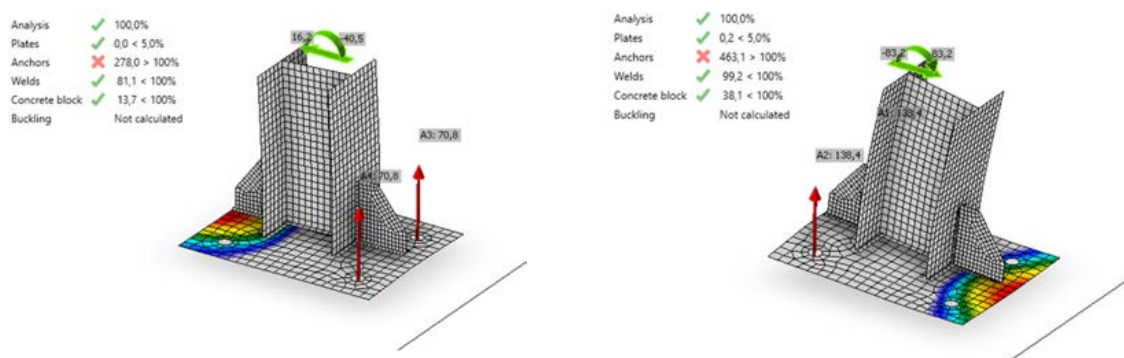
3.1 Kotvení PHS

Na následujících obrázcích je uveden příklad návrhu a posouzení sloupku PHS a jeho ukotvení do římsy mostu, s kterým se projektant nejednou ve své praxi potká. Sloupky PHS je nutné navrhnut jak na provozní zatížení větrem, tak na mimořádné zatížení – náraz od vozidla. Běžná praxe je sloupek posoudit na jeho plastickou únosnost v ohybu, kterou však musí být schopné přenést i kotvení.

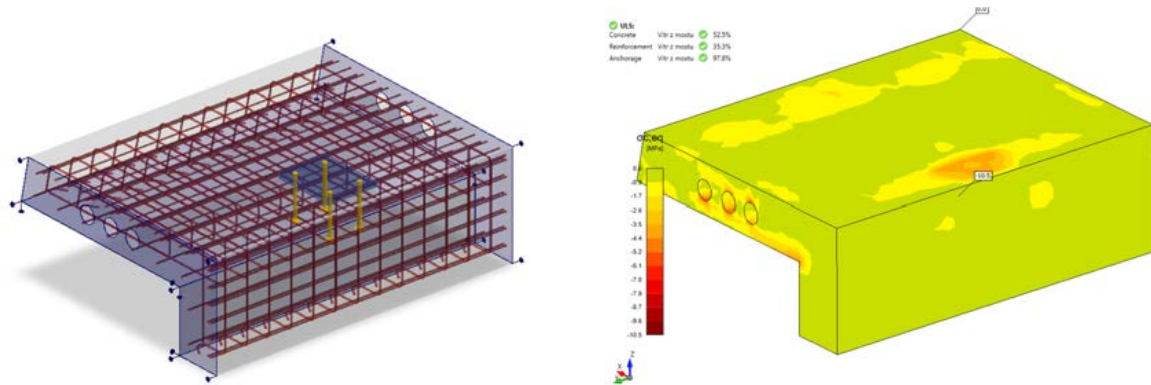


Obr. 5: Příklad kotvení PHS na mostě. Vlevo schéma, vpravo výpočetní model.

Na Obr. 6 jsou zobrazeny souhrnné výsledky analýzy kotvení stanovené na modelu sloupku kotveného do prostého betonu, a je patrné, že navržené kotvy nevychází. Nevyhovujícím posudkem ve smyslu ČSN EN 1994-2 je právě vytržení betonového kužele z prostého betonu u kotvy v tahu.

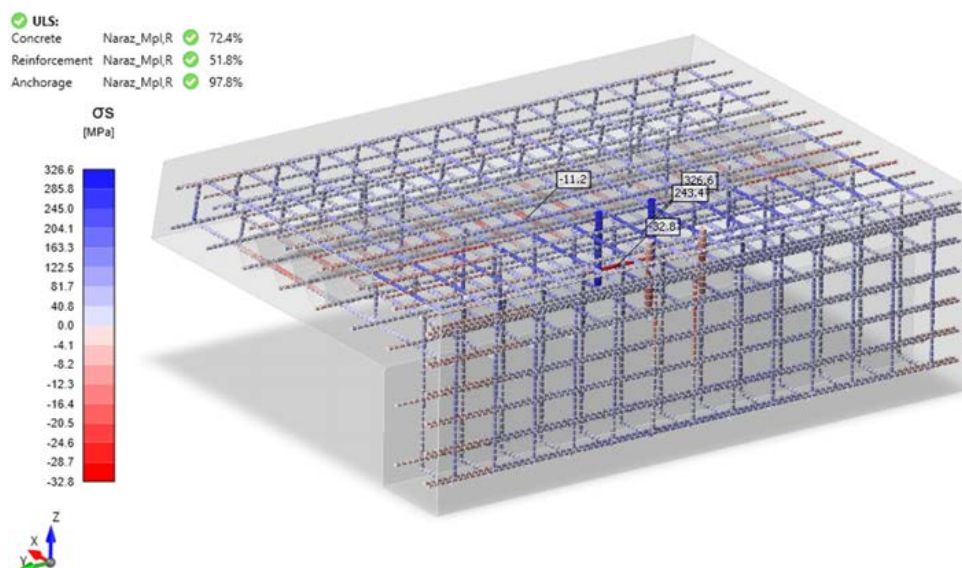


Obr. 6: Souhrnné výsledky analýzy – vlevo zatížení větrem (směr do mostu), vpravo mimořádné zatížení nárazem vozidla (směr z mostu).



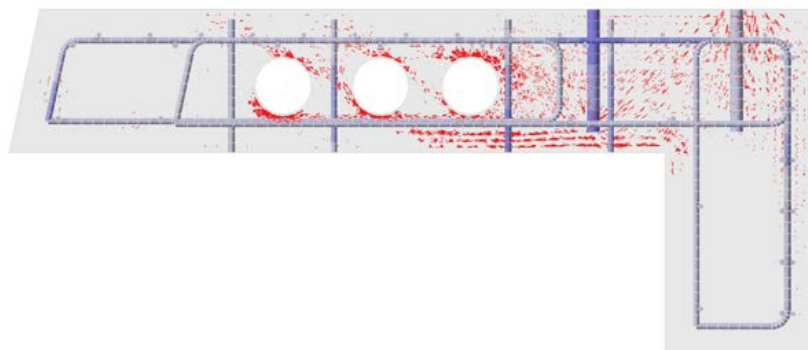
Obr. 7: Vlevo model kotvení betonu se zohledněním výztuže, vpravo průběh ekvivalentního napětí.

Na Obr. 7 vlevo je zobrazen model vyztuženého betonového bloku, který je následně analyzován metodou 3D CSFM. Analýza je prováděna pro mezní stav únosnosti. Na Obr. 7 vpravo je vykresleno ekvivalentní napětí pro rozhodující zatížení a jsou zobrazeny souhrnné výsledky analýzy pro beton, výztuž a soudržnost. Maximální hodnoty jednotlivých veličin jsou přímo porovnány s návrhovými pevnostmi jednotlivých materiálů, příp. s mezní hodnotou napětí v soudržnosti. Rovněž je možné vykreslit napětí ve výztuži (modrou barvou je zobrazen tažená výztuž, červenou barvou tlačaná výztuž) a díky barevné škále lze vidět míru využití jednotlivých vložek.

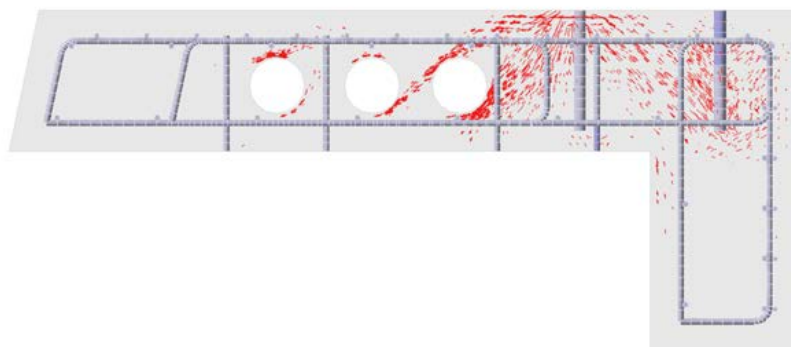


Obr. 8: Napětí ve výztuži (zatížení nárazem vozidla).

Jako v každém modelu řešeného metodou konečných prvků, lze i zde zobrazit směry hlavních napětí v tlaku a tím vykreslit toky napětí a přenos namáhání z tlačného betonu do tažené výztuže. Modrou barvou je vykreslen poměr napětí ve výztuži k mezi kluzu a červenou barvou jsou pak vykresleny směry ekvivalentního napětí v jednotlivých konečných 3D prvcích, které pak dohromady tvoří souvislé diagonály (detailní zobrazení tlakových diagonál viz Obr. 9 a Obr. 10).



Obr. 9: Detailní zobrazení tlakových diagonál – při nárazu vozidla.

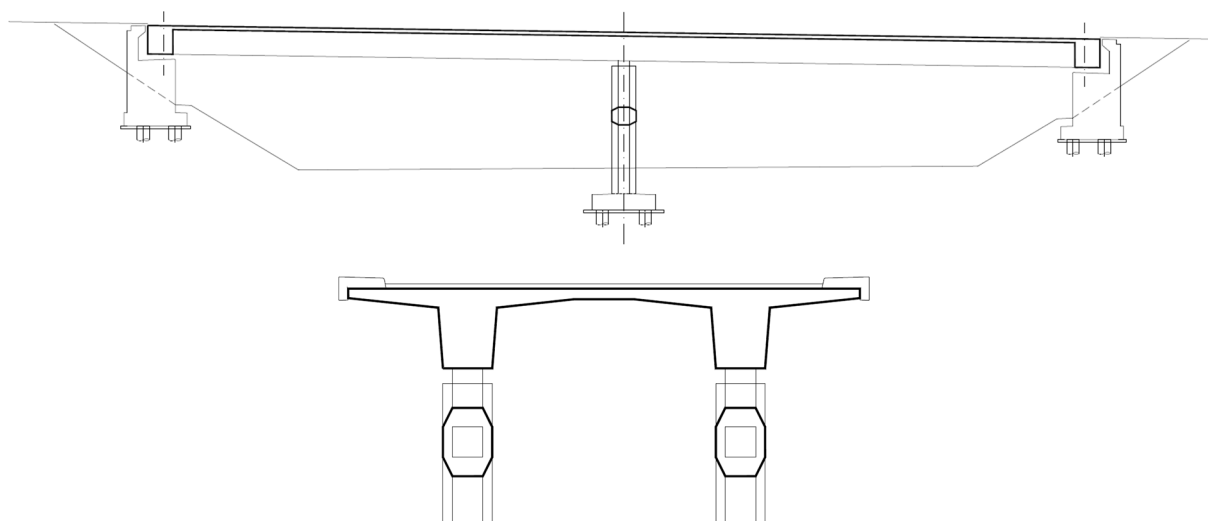


Obr. 10: Detailní zobrazení tlakových diagonál – při zatížení větrem.

3.2 Oblasti uložení mostů

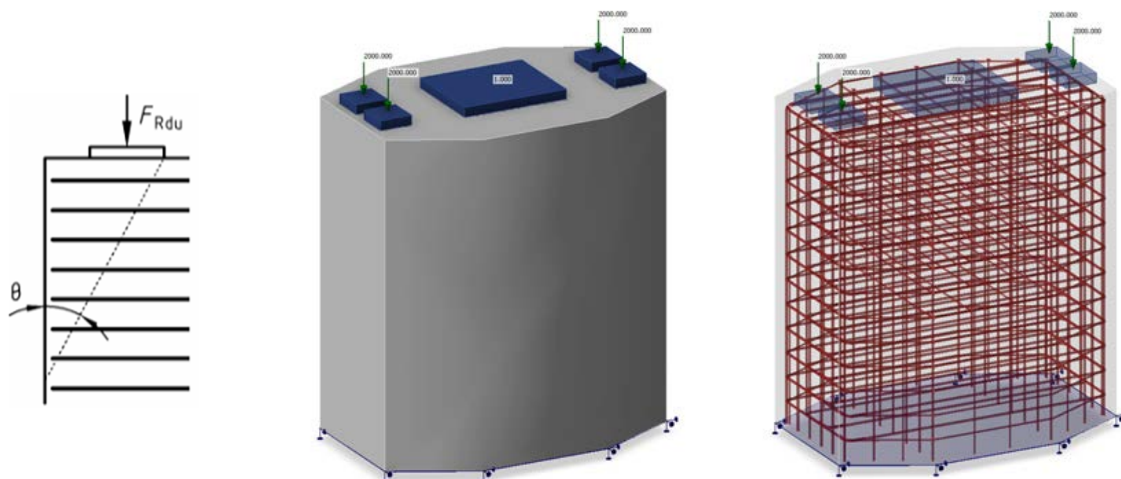
Další možnou praktickou aplikací metody 3D CSFM je posouzení porušení okraje betonu při jeho lokálním zatížení. V normě 1992-2 v příloze J je uveden výpočet částečně zatížených ploch, který je aplikován na oblasti uložení mostů. Výsledkem výpočtu je nutná plocha výztuže, zabráňující usmyknutí okraje. Výztuž má být rovnoběžná se zatíženým povrchem a pravidelně uspořádána až do bodu, kam se roznáší lokální tlaková napětí.

V případě rekonstrukcí mostů, kdy je navržena výměna ložisek a dochází k nadměrnému lokálnímu namáhání okraje od lisů, je nutné na toto namáhání posoudit stávající výztuž a není vždy zřejmé, kterou výztuž lze do posudku započítat, která bude účinná.



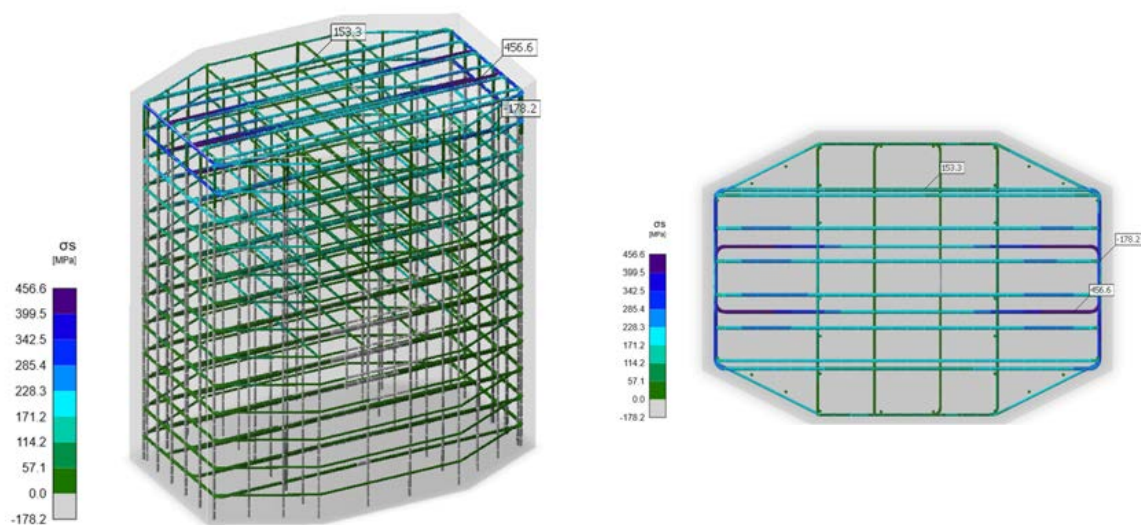
Obr. 11: Schéma mostu s analyzovanou vnitřní podpěrou.

Uvedený příklad použití je představen na dvoupolovém mostu, jehož mostovka je tvořena dvoutrámovým příčným řezem (viz Obr. 11). Trámy jsou uloženy na pilíře přímo. Pro analýzu porušení okraje betonu je vybrána vnitřní podpěra, jejíž zhlaví je zatíženo symetricky vždy dvojicí lisů, a to v podélném směru mostu. Velikost síly působící na lisy odpovídá návrhové hodnotě reakce od stálých zatížení.



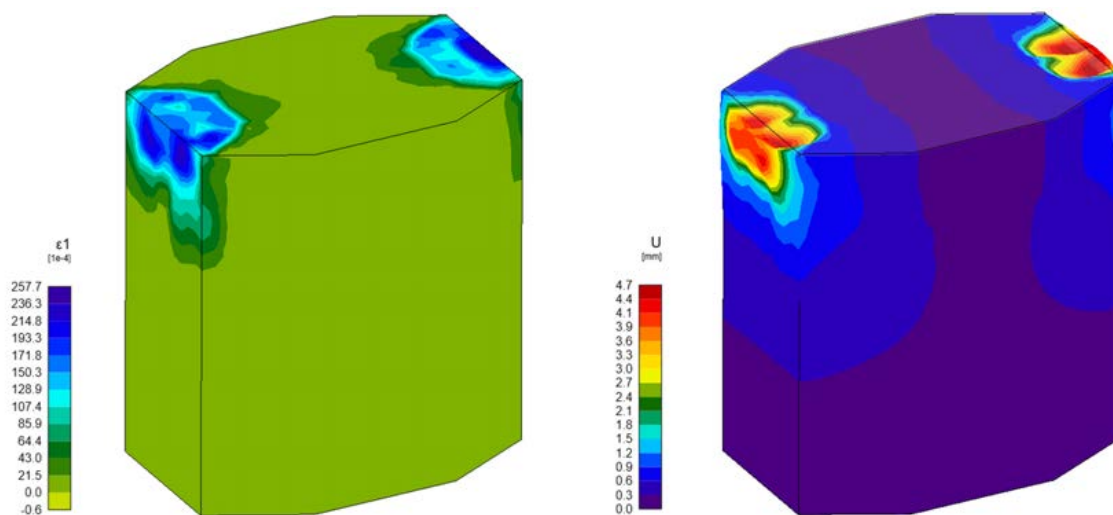
Obr. 12: Model zhlaví pilíře pro řešení lokálně zatíženého okraje.

Při řešení metodou 3D CSFM se zhlaví pilíře řeší jako celek, kdy beton je modelován 3D prvky a betonářská výztuž jako 1D prvky. Uživatelé mohou vymodelovat tvar pilíře i vyztužení velmi přesně dle reálných rozměrů. Ve výpočtu je pak zohledněno spolupůsobení celého armokoše a jeho příspěvek k únosnosti celého detailu (viz Obr. 13). Z velikostí napětí ve výztuži, které dosahuje téměř návrhové meze kluzu betonářské výztuže, vyplývá, že zhlaví pilíře je velmi přetíženo.

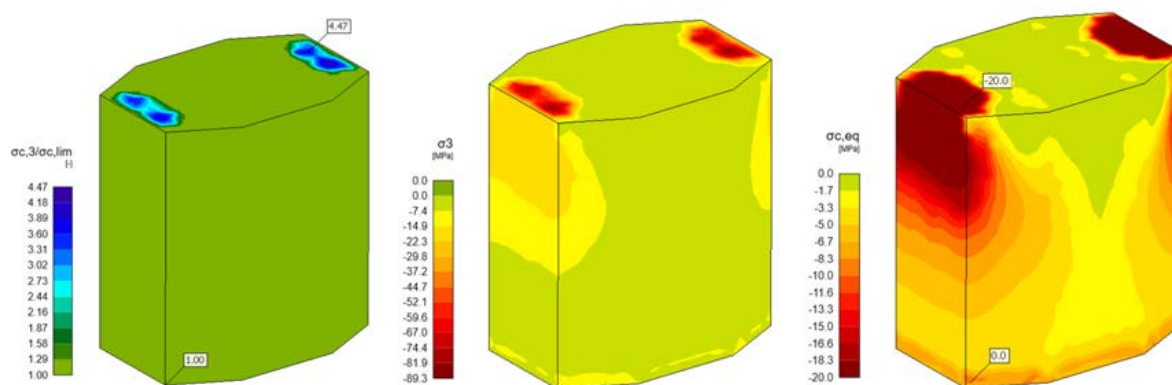


Obr. 13: Napětí ve výztuži.

Výpočet je proveden pouze pro mezní stav únosnosti, tedy výsledkem je stav, kdy nedojde k selhání konstrukce. Případné potrhání konstrukce zatím posoudit nelze. Doporučením je udržet míru napětí ve výztuži v mezi cca do 280 MPa, při kterém se předpokládá, že se nadměrné trhliny nevyvinou, případně použít jinou inženýrskou úvahu. Z uvedených hodnot napětí, které dosahují až 460 MPa, je zřejmé, že by sice nedošlo k usmyknutí okraje pilíře, ale došlo by k jeho nadměrnému potrhání. To lze vidět i na velikosti poměrného přetvoření betonu ϵ_1 .



Obr. 14: Poměrné přetvoření ε_1 a deformace.



Obr. 15: Vliv trojosé napjatosti na zvýšení pevnosti betonu.

V uvedené metodě lze rovněž mj. zobrazit poměr maximálního hlavního napětí v tlaku σ_3 k limitnímu napětí, které je v tomto případě návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd} . Daný poměr vlastně udává míru vlivu trojosé napjatosti na zvýšení pevnosti betonu v tlaku. V tomto případě je únosnost betonu v tlaku vlivem trojosé napjatosti téměř 4,5× větší než jeho jednoosá únosnost, jak je vidět na Obr. 15. Ve výše uvedeném příkladu lokálního zatížení je patrné, že se zvýšení pevnosti betonu vlivem trojosé napjatosti projevuje právě pod lisy, tedy v místě soustředěného namáhání. Ekvivalentní napětí $\sigma_{c,eq}$, tedy rozdíl $\sigma_3 - \sigma_1$, pak odpovídá přímo návrhové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} .

3 Závěr

Metoda kompatibilních polí napjatosti (CSFM), a především její rozšíření do třetí dimenze (3D CSFM), představuje užitečný inženýrský nástroj pro posuzování oblastí diskontinuit v železobetonových konstrukcích. Díky své schopnosti realisticky simulovat chování betonu a výztuže v prostorově složitých detailech nabízí inženýrům výrazně vyšší úroveň porozumění a přesnosti při návrhu a posouzení částí konstrukce, které nelze snadno analyzovat pomocí běžných zjednodušených metod.

Praktické příklady, jako je návrh kotvení protihlukových stěn nebo posouzení zhlaví pilíře při lokálním zatížení, ukazují, že metodu 3D CSFM lze použít při řešení běžných úloh z praxe, kdy není při prostorovém působení zcela zřejmé, jakým způsobem se bude realizovat přenos zatížení do výztuže. Metoda 3D CSFM dovoluje zohlednit příspěvek veškeré dotčené výztuže a návrh vyztužení tak optimalizovat. Právě jedním z největších přínosů uvedené metody je možnost zohlednění stávající výztuže a vlivu trojosé napjatosti na zvýšení pevnosti betonu. A na rozdíl od obecných výpočtů pomocí MKP jsou jednotlivé části přímo posouzeny dle norem.

Literatura

- [1] *IDEA StatiCa Detail – Structural design of concrete 3D discontinuities*. IDEA StatiCa Support Center, 2024.
<https://www.ideastatica.com/support-center/idea-statica-detail-structural-design-of-concrete-3d-discontinuities>
- [2] KALÁB, P.: *Navrhování D-oblastí v mostních konstrukcích pomocí CSFM*. Silnice a železnice 01/2024
- [3] *IDEA StatiCa Detail – Pullout behavior of cast-in-place anchors with different embedment depths*. IDEA StatiCa Support Center, 2024. <https://www.ideastatica.com/support-center/pullout-behavior-of-cast-in-place-anchors-with-different-embedment-depths>
- [4] *IDEA StatiCa Detail– Tri-axial stress – the active confinement effect*. IDEA StatiCa Support Center, 2024.
<https://www.ideastatica.com/support-center/tri-axial-stress-the-active-confinement-effect>
- [5] *IDEA StatiCa Detail– Columns subjected to high compressive loading – Passive confinement effect*. IDEA StatiCa Support Center, 2024.
<https://www.ideastatica.com/support-center/columns-subjected-to-high-compressive-loading-passive-confinement-effect>

REKONŠTRUKCIA ŽELEZNIČNÝCH MOSTOV CEZ RIEKU VÁH – ŽILINA

Filip BALLESTEROS ^{1*}

¹ MONT IRP s.r.o., ul. Oceliarska 2, 010 01 Žilina

* korešpondenčný autor: ballesteros@montirp.com

Abstrakt

Príspevok sa zaoberá rekonštrukciou dvojice železničných mostov a realizáciou novej lávky pre chodcov cez rieku Váh, a to z pohľadu zhotoviteľa oceľových konštrukcií. Mosty boli z hľadiska technického stavu a prevádzkovej spoľahlivosti nevyhovujúce pre súčasné požiadavky železničnej dopravy. Opisuje sa komplexný proces výmeny mostných konštrukcií, ktorý zahŕňa demontáž existujúcich oceľových mostov, výrobu nových mostných dielcov a ich následnú montáž. Hlavný dôraz je kladený na technologický postup výstavby – od prípravných prác, cez logistiku výroby, montáž nových oceľových konštrukcií, použité výrobné technológie až po samotný výsuv mostov do finálnej polohy. V príspevku sú zároveň spomenuté technologické, statické a organizačné výzvy, ktorým bolo potrebné čeliť pri realizácii diela v obmedzených časových a priestorových podmienkach. Záver príspevku je venovaný použitým typom izolácií, ložísk a realizácii zaťažovacej skúšky. Prezentovaná realizácia predstavuje príklad spojenia projektovej prípravy, výrobné fázy a montážnej technológie v oblasti rekonštrukcie železničných mostov.

Kľúčové slová:

Most;
Rekonštrukcia;
Konštrukcia;
Výroba;
Výsuv.

1 Úvod

Na železničnej trati Žilina – Čadca štátna hranica sa začalo v novembri 2022 s prestavbou pôvodných železničných mostov. Mosty sú súčasťou stavby ŽSR, dostavba zriaďovacej stanice Žilina - Teplička a nadväzujúcej železničnej infraštruktúry v uzle Žilina.

Návrh rekonštrukcie mostov vyplynul z dôvodu nevyhovujúceho stavu existujúcich oceľových mostov z hľadiska požiadaviek na priestorové usporiadanie modernizovaných tratí, nevyhovujúcej únosnosti mostov a požiadavky na zriadenie plavebného gabaritu šírky 36m v stredom poli.

2 Pôvodný stav

V pôvodnom stave sa na mieste rekonštrukcie nachádzali 2 oceľové zvárané plnostenné mosty s dolnou prvkovou mostovkou. Pod každou koľajou boli 3 za sebou nasledujúce jednopoložné mosty. Nosné konštrukcie mostov boli tvorené plnostennými nosníkmi s rozpätiami 36 m umiestnenými na dvoch oporách na oboch brehoch a na dvoch medziľahlých pilieroch v koryte rieky Váh.

3 Postup rekonštrukcie

Rekonštrukcia mostov sa zrealizovala formou výmeny existujúcich mostov za úplne nové mostné konštrukcie osadené na novú spodnú stavbu. Nové premostenie bolo navrhnuté pomocou dvoch samostatných nosných konštrukcií pod každou koľajou.

Pôvodná spodná stavba sa po etapách vybúrala a nahradila novými oporami spojenými s krídlami a dvomi medziľahlými piliermi v koryte rieky Váh.

Výstavba mostov bola rozdelená na dve etapy, nakoľko musela byť zachovaná železničná doprava a teda sa rekonštrukcia realizovala vždy pri vylúčení jednej z dvoch koľají.



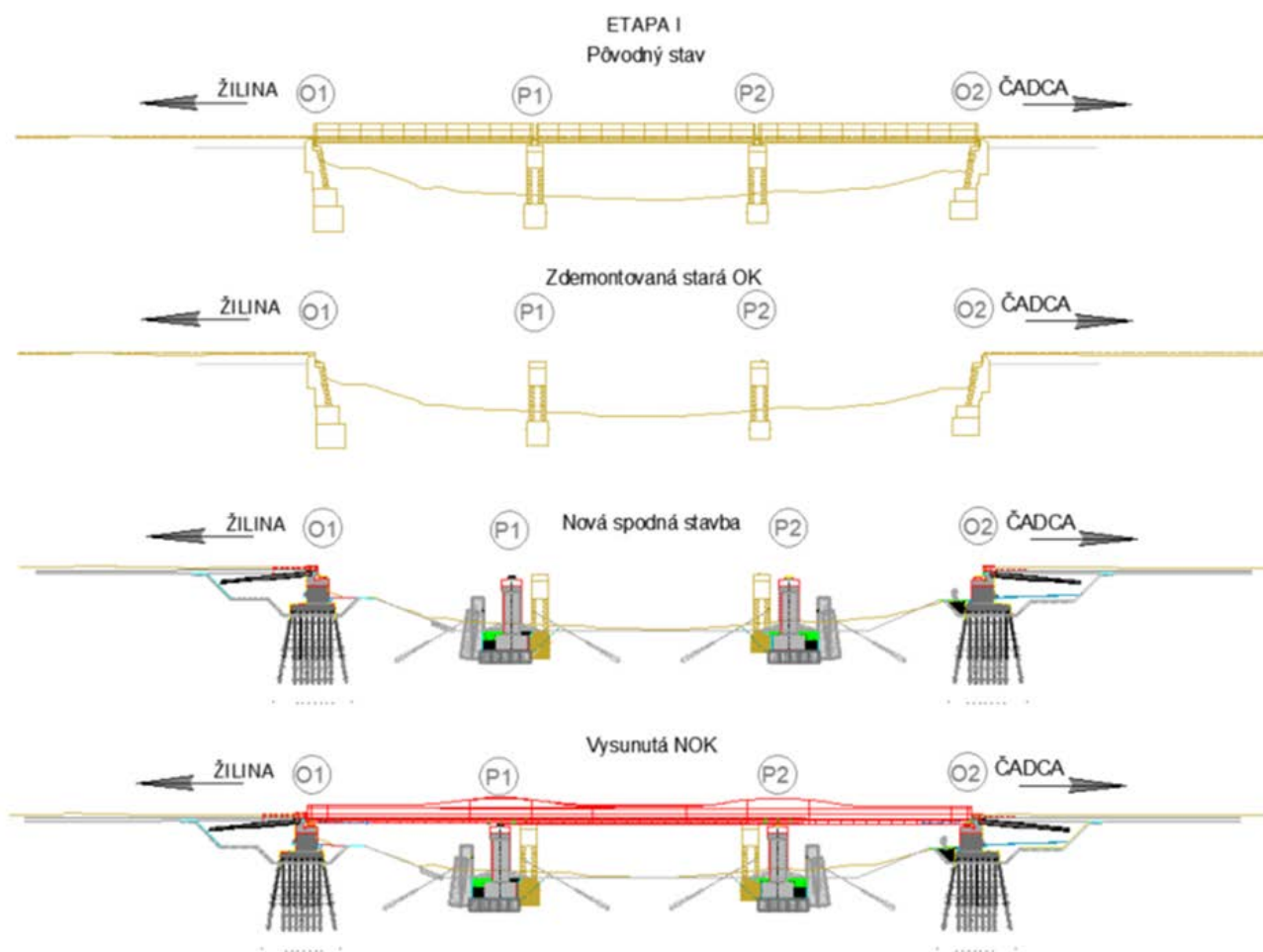
Obr. 1 Pôvodný stav železničných mostov

Rekonštrukcia železničných mostov bola rozdelená v rámci 2 etáp na fázy.

3.1 I. Etapa (november 2022-júl 2024)

- Demontáž starej ocelevej konštrukcie
- Paženie a výkopy stavebných jám
- Búranie starých opôr
- Zakladanie a budovanie nových opôr a pilierov
- Montáž a výsuv NOK

Schematický náčrt (Obr. 2) opisuje postup rekonštrukcie I. etapy od pôvodného stavu po výsuv NOK. Pre jednoznačnosť postupov nie je most na vedľajšej koľaji vykreslený. Búranie starých pilierov sa realizuje v II. etape rekonštrukcie po vylúčení druhej koľaje.



Obr. 2 Postup rekonštrukcie mostov I. etapy

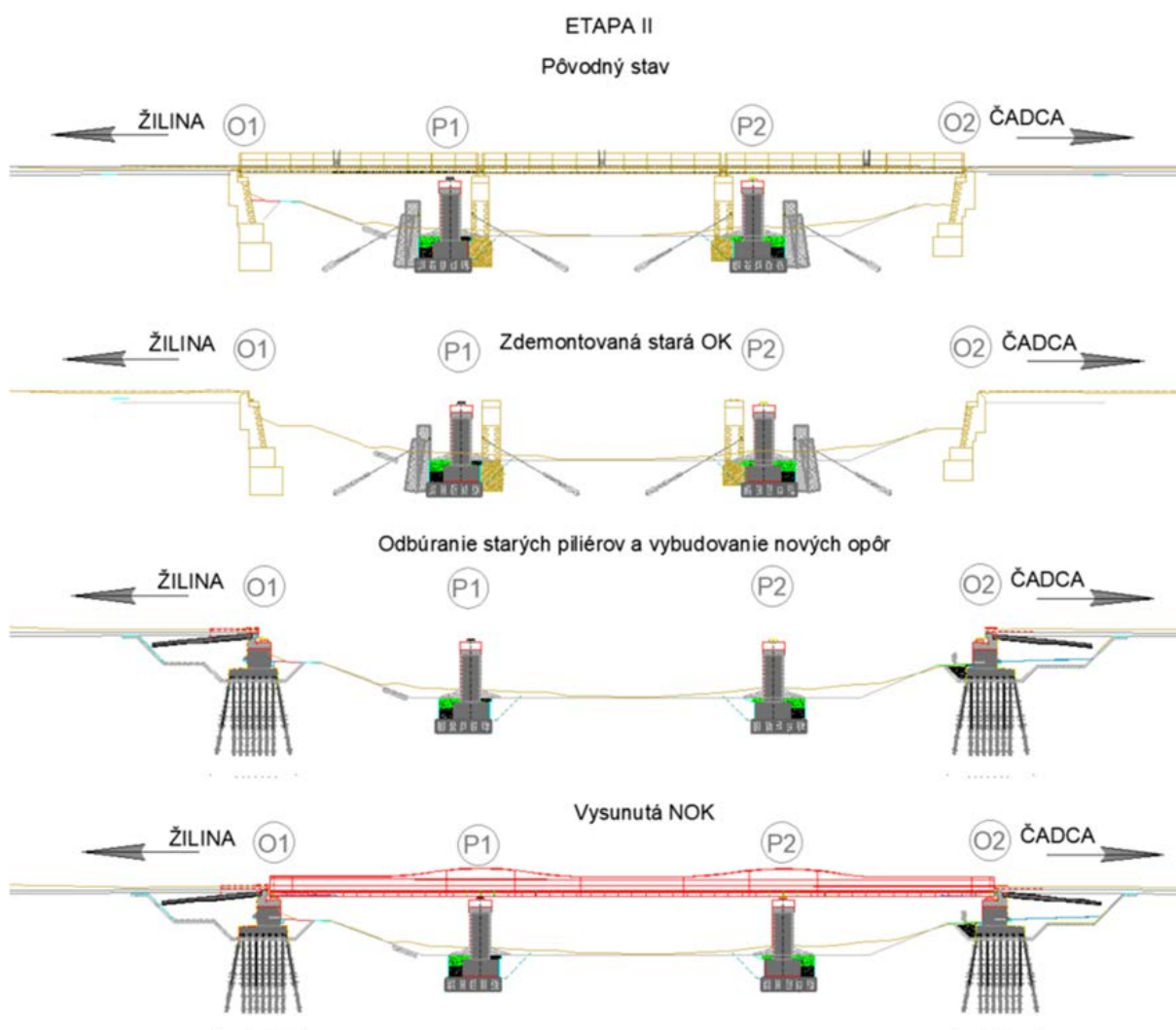


Obr. 3 Rekonštrukcia mostov I. etapa

3.2 II. Etapa (august 2024-október 2025)

- Demontáž starej ocelejovej konštrukcie
- Búranie starých pilierov
- Zakladanie a budovanie nových opôr
- Montáž a výsuv NOK

V druhej etape až po zdemontovaní starej OK bolo možné odbúrať pôvodné piliere až z dna koryta rieky a po výstavbe opôr sa zrealizoval výsuv druhej OK.



Obr. 4 Postup rekonštrukcie mostov II. etapa



Obr. 5 Rekonštrukcia mostov II. etapa

4 Zakladanie a spodná stavba

4.1 Opory

Základová škára opôr bola navrhnutá nad polohu hladiny podzemnej vody. To zabezpečilo, že stavebná jama pre zakladanie opôr mohla byť z časti svahovaná. Opory sú založené na mikropilotách.



Obr. 6 Realizácia opôr

4.2 Pilieri

Pre zrealizovanie výstavby pilierov bol zriadený prístup z brehových lavíc (komunikácií) pomocou presypu časti koryta.

Na zabezpečenie stavebných jám v koryte rieky Váh bola navrhnutá ohrádzka z pilierov vytvorených metódou prúdovej injektáže. Tieto pilieri tvorili vodonepriepustnú bariéru. Boli kotvené lanovými kotvami do podložia.

Zakladanie pilierov bolo navrhnuté ako plošné na zlepšenej vrstve vytvorenej prúdovou injektážou.



Obr. 7 Presyp koryta rieky (pracovná plošina)



Obr. 8 Pilier č. 1

4.3 Paženie

Paženie medzi koľajami pre jednotlivé etapy výstavby bolo realizované ako záporové z HEB profilov a štetovnic spevnených šikmými kotvami.



Obr. 9 Paženie stavebných jám opôr

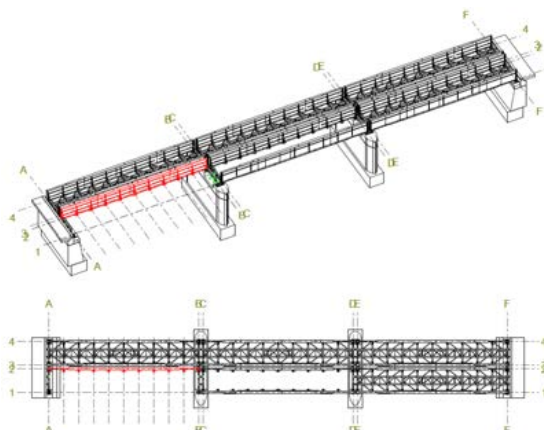
5 Výroba a montáž ocelevej konštrukcie železničného mosta

Od začiatku roku 2023 spoločnosť MONT IRP s.r.o. realizovala výrobu a montáž oceľových konštrukcií železničných mostov. Spolu s výsuvom a podlievaním ložísk sa realizácia dokončila v septembri 2025. Súčasťou prác bola aj odborná demontáž starých oceľových konštrukcií, ktorých ukončenie dalo za zelenú odbúravaniu spodnej stavby v jednotlivých etapách.

5.1 Demontáž starej ocelevej konštrukcie

Odborná demontáž bola navrhnutá na základe pôvodnej dokumentácie a zamerania skutkového stavu riešenej mostnej konštrukcie. Bol spracovaný postup demontáže, ktorý bol staticky posúdený.

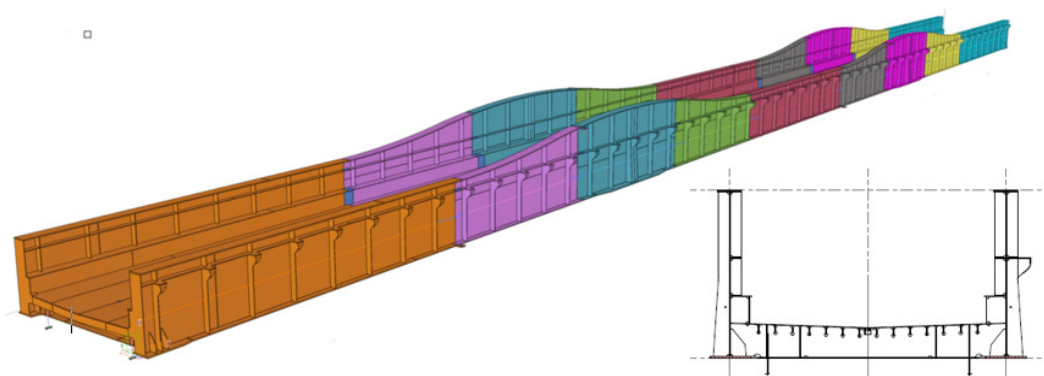
Postup pozostával z osamostatnenia hlavných nosníkov od mostníc, priečnikov a pozdĺžnikov a od samostatnej demontáže hlavných nosníkov za použitia autožeriavov, ktoré operovali z brehov rieky a z pracovných plošín v koryte rieky vybudovaných za účelom výstavby nových pilierov.



Obr. 10 Demontáž starej ocelevej konštrukcie v II. etape

5.2 Popis konštrukcie nového mosta

Zo statického hľadiska je konštrukcia oboch mostných konštrukcií navrhnutá ako spojitý 3-poľový celo zváraný oceľový trámový most s nábehmi hornej pásnice nad piliermi a s rozpätiami polí 31,5m+46,2m+31,5m. Dĺžka ocelevej konštrukcie oboch mostov je 110,5 m. Pre priebežné koľajové lôžko je navrhovaná dolná ortotropná mostovka s plechovým žľabom s vyspádovaním dna plechu. Váha konštrukcie je 480,5 t.



Obr. 11 Rozloženie dielov ocelevej konštrukcie a priečny rez

5.3 Výroba ocelevej konštrukcie

Výroba oceľových konštrukcií prebiehala vo výrobnom závode MONT IRP s.r.o.. Za účelom zhotovenia ocelevej konštrukcie mosta bolo spracovaných 541,17 t plechov dodávaných s atestom kontroly 3.2. Konštrukčné oddelenie podľa zadania projektanta spracovalo VTD tak, že jedna OK je rozdelená na 27 jednotlivých dielov – pozdĺžne je rozdelený na 9 častí a priečne na 3 časti.

Na základe praktických skúseností boli niektoré detaily vo VTD upravené so súhlasom zodpovedného projektanta ako napr. zväčšenie oblúkov v tvorových výpalkoch v miestach križenia zvarov pre správne nadpojenie zvaru v oblúku, úprava geometrie montážnych zvarov a iné.

Pri zváraní konštrukcie boli použité aj mechanizované spôsoby zvárania. Väčšina tupých zvarov bola kontrolovaná nedeštruktívnymi kontrolami ako VT (vizuálna kontrola), PT (penetračná kontrola) a UT (ultrazvuková kontrola).

Vyrobená dvojica mostných polí – t.j. 6 dielov, bola vždy na dielni zostavená, tak pre účel dielenskej prebiecky, ako aj pre kontrolu a úpravu častí montážnych zvarov. Po prebratí dielov v čiernom

stave nasledovala aplikácia PKO v zmysle železničného predpisu TS14 s vrchným náterom v RAL 6029 – zelená.



Obr. 12 Zostavenie dielov vo výrobe

Po aplikácii PKO boli mostné diely transportované na stavbu za pomoci nadrozmernej prepravy.

5.4 Montáž

Montáž novej mostnej konštrukcie v oboch etapách sa realizovala na brehu rieky na strane od Žiliny v tesnej blízkosti prevádzkovej koľaje.

Ešte pred samotným dovozom dielov na stavbu bolo úlohou vytvoriť pevnú zhutnenú pláň, ktorá mala slúžiť nie len na montáž ale aj pre výsuv konštrukcií.

V I. etape poloha vedľajšej prevádzkovej koľaje bola pozdĺž montážnej plošiny a koľaj bola v oblúku, z toho dôvodu bolo nutné montážnu plošinu a samotnú montáž s neskorším výsuvom realizovať v pootočení – t.j. os montovaného mosta nebola totožná ani rovnobežná s osou mosta v definitívnej polohe. Na zjednotenie osí po výsuve slúžil bočný zásun jedného konca mosta. V II. etape skutočnosť, že koľaj bola v oblúku spôsobila, že koľaj sa pozdĺž montážnej plošiny vzdalovala a most bolo možné skladať a vysúvať v jeho osi.

Vzdušné vodiče vysokého napätia križujúce koľaj a montážnu plošinu umožňovali uloženie prvých dielov vo vzdialenosti cca. 30 m od opory.

Diely boli osádzané za pomoci autožeriavu. Diely sa osádzali na montážny rošt po jednotlivých trojiciach postupom: najskôr diely hlavných nosníkov a potom sa medzi ne vložil posledný diel mostovky. Takto sa vyskladal celý most.

Veľkou výzvou bolo zváranie v zimnom období, priebežná mostovka vytvárala ochranu pred vplyvom počasia z vrchu. Zakrytím a vykurovaním konštrukcie v spodnej časti boli vytvorené podmienky vhodné pre zváranie.

Po ukončení zvárania sa na konštrukcii geodeticky zamerali miesta osadenia ložísk, ktoré sa následne vytýčili na ložiskové bloky opôr. Zhotoviteľ spodnej stavby podľa tohto vytýčenia vyhotovil diery pre osadenie ložísk.

Zhotovením PKO montážnych stykov dielov a opravami PKO na poškodených častiach sa ukončila montáž a konštrukcia bola odovzdaná na výsuv.



Obr. 13 Montáž ocelevej konštrukcie v II. etape



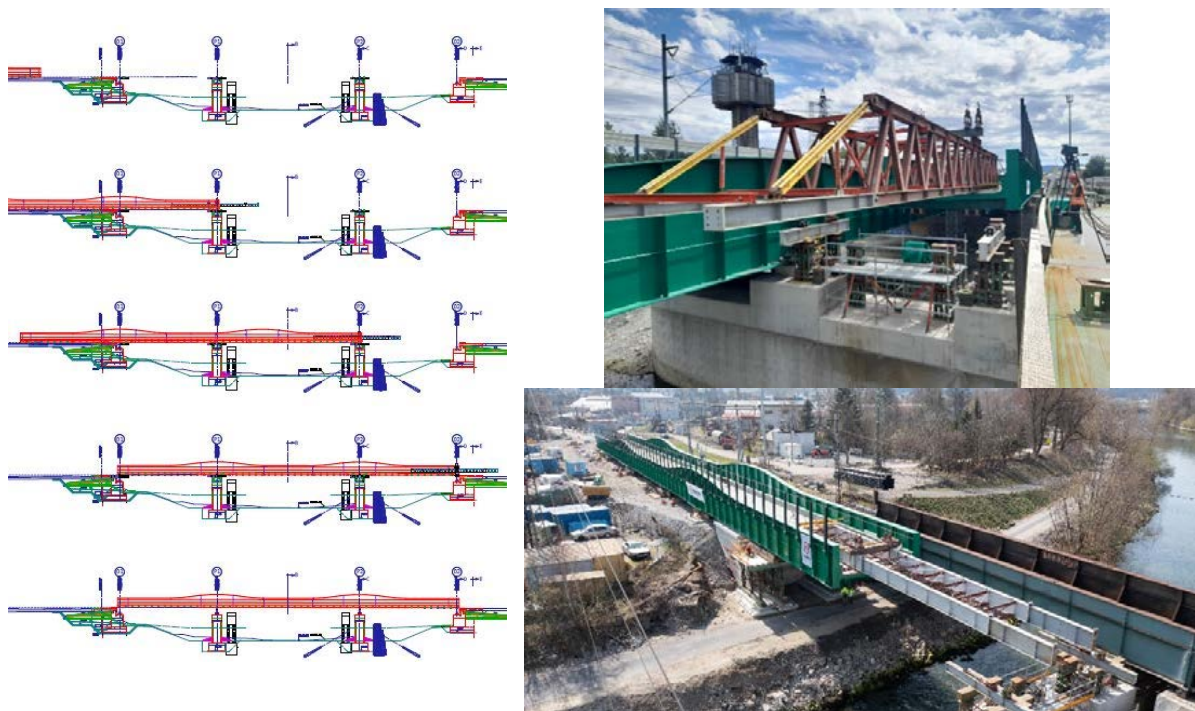
Obr. 14 Zmontovaná oceľová konštrukcia v I. etape

6 Výsuv oceľových konštrukcií

Výsuv OK prebiehal pri úplnom zostavení všetkých dielov v dĺžke 110,5 m a bol rozdelený na etapy:

- Výmenu montážneho založenia za výsuvné stolice
- Montáž dočasných konštrukcií pred oporou a na pilieroch
- Výsuv mostu na oporu 1 (cca. 30 m)
- Montáž výsuvného nosa
- Výsuv mostu na druhú oporu
- Demontáž výsuvného nosa
- Spustenie konštrukcie na výšku zalatia ložísk

Most bol vysúvaný sústavou hydraulických valcov a lisov po krokoch, kde jeden krok spočíval z vysunutia konštrukcie piestami, zdvihom konštrukcie nad úroveň posuvných piestov, stiahnutie posuvných piestov do základnej polohy a polozenie konštrukcie späť na posuvné piesty pripravené pre ďalší krok. Najskôr bol most takto tlačенý z montážnej plošiny a po preskladaní stolíc potom aj z opory.



Obr. 15 Postup a realizácia výsuvu

7 Ochrana mostovky

Na mostovkovej vane bola navrhnutá ochrana konštrukcie striekanou hydroizoláciou. Pre zníženie vibrácií mosta vplyvom jazdy vlaku a pre ochranu striekanej izolácie sa na vrstvu izolácie pokladala antivibračná rohož. Po dokončení týchto prác nasledovala realizácia železničného zvršku, pokládka koľaji a trakčného vedenia.



Obr. 16 Aplikácia izolácie mostovkovej vane

7 Lávka pre peších

Súčasťou rekonštrukcie železničných mostov bola aj výstavba lávky pre peších a cyklistov, ktorá je umiestnená na rovnakých oporách a pilieroch ako železničné mosty – z toho dôvodu bola spodná stavba zhotovená širšia ako tá pôvodná.

Lávka je riešená ako ocelová celo zváraná konštrukcia. Zo statického hľadiska ide o trojpoľovú spojitú konštrukciu v celkovej dĺžke totožnej s mostami.

Projekt uvažoval s montážou lávky po výsuvе oboch železničných mostov na montážnej plošine identickej ako pre most v II. etape. Z dôvodu časových a priestorových súvislostí bolo nutné lávku ako aj most montovať súbežne s výstavbou spodnej stavby a v zapätí po výstavbe opôr a pilierov aj vysúvať. Z toho dôvodu sa montáž lávky uskutočňovala v osi budúcej koľaje rovnako ako aj most avšak na opačnom brehu rieky Váh. V okamžiku montáže lávky už bol most zmontovaný a zváranie konštrukcie ukončené.

Po dokončení montáže lávky obe konštrukcie (most aj lávka) smerovali oproti sebe. Výsuv lávky sa zrealizoval pred výsuvom mosta a na umiestnenie do jej projektovanej polohy po pozdĺžnom výsuvе slúžil priečny zásun.

Pre zvýšenie tuhosti konštrukcie lávky za účelom prenesenie konštrukcie medzi piliermi sa zrealizovala veža, ktorá za použitia predpínacích tyčí dvíhala koniec lávky tak aby sa zamedzilo plastickým deformáciám a výrazným priehybom konštrukcie pri vysúvaní.

Tak isto ako most aj pochôdzna plocha lávky sa ochránila striekanou izoláciou a na izoláciu sa aplikoval protišmykový poter.



Obr. 17 OK lávky na montážnej plošine



Obr. 18 Výsuv OK lávky



Obr. 19 – Lávka osadená na pozícii

8 Záver

Potvrdením únosnosti statickými a dynamickou zaťažovacou skúškou boli mosty odovzdané do plného užívania a tým sa ukončila rekonštrukcia Železničných mostov cez rieku Váh.



Obr. 20 Dokončenie I. etapy rekonštrukcie



Obr. 21 II. etapa – dokončovacie práce

9 Účastníci stavby

Investor:	Železnice Slovenskej republiky
Generálny projektant:	REMING CONSULT a.s.
Hlavný zhotoviteľ:	„Združenie pod Dubňom“
Zhotoviteľ NOK a demontáž OK:	MONT IRP s.r.o.
Výsuv NOK:	M-TEK s.r.o.
Zhotoviteľ spodnej stavby:	STRABAG s.r.o.
Zakladanie:	KELLER s.r.o.

EXPERIMENTÁLNA A NUMERICKÁ ANALÝZA OHYBOVEJ ODOLNOSTI NITOVANÝCH PRIEREZOV

Jaroslav ODROBIŇÁK¹, Josef VIČAN^{1*}, Richard HLINKA¹, Jozef PROKOP¹,
František BAHLEDA¹

¹ Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, Slovenská republika.

* korešpondenčný autor: vican1@uniza.sk

Abstrakt

Článok prezentuje výstupy čiastkovej úlohy riešenej na Katedre stavebných konštrukcií a mostov. Cieľom tejto úlohy bolo na základe experimentálneho výskumu prvkov vyňatých z renovovaných oceľových mostov, doplneného o materiálovo nelineárne numerické štúdium, určiť možnosti bezpečného použitia plastickej, respektíve elasto-plastickej odolnosti nitovaných prierezov pri určovaní ich zaťažiteľnosti. Táto myšlienka nebola doteraz aplikovaná na oceľové mosty s nitovanými prierezmi z dôvodu neznámeho správania sa tohto typu prierezov po prekročení medze klzu. Získané poznatky významne prispievajú k možnostiam zvýšenia zaťažiteľnosti konštrukčných prvkov existujúcich oceľových mostov, a tým aj k prechodnosti prevádzkového zaťaženia cez most. Zároveň získané informácie preukázali možnosti ďalšieho využitia prvkov z renovovaných mostov pre ich aplikácie v iných objektoch dopravnej infraštruktúry, ako sú napríklad lávky pre peších alebo ako dočasné mosty na dopravných trasách..

Kľúčové slová:

Existujúci most;
Nitované nosníky;
Experimentálna analýza;
Numerická analýza;
Plastická odolnosť.

1 Úvod

Článok prezentuje výstup úlohy riešenej na Katedre stavebných konštrukcií a mostov (KSKM), Stavebnej fakulty (SvF) Žilinskej univerzity v Žiline (UNIZA) [1].

Úloha reflektuje na možnosti využívania plastickej odolnosti prierezov zavedenej v Eurokódoch prvej generácie pri nitovaných prierezoch. Pri oceľových mostoch s nitovanými zloženými prierezmi nebola doposiaľ myšlienka využitia plastickej rezervy aplikovaná v dôsledku neznámeho správania sa tohto typu prierezov po prekročení medze klzu. Preto bol výskum orientovaný na zisťovanie plastickej rezervy odolnosti nitovaných prierezov vyňatých z existujúcich asanovaných mostov, ktoré boli dlhšiu dobu v prevádzke, čím by sa preukázala možnosť využitia plastickej odolnosti práve pri existujúcich mostoch z hľadiska určovania ich zaťažiteľnosti. Výskum bol realizovaný pomocou experimentálnych meraní v laboratórnych podmienkach KSKM doplnených numerickými materiálovo nelineárnymi analýzami (MNA). Získané poznatky tak výrazne prispievajú k zvýšeniu zaťažiteľnosti prvkov existujúcich oceľových železničných mostov, a tým aj prechodnosti prevádzkového zaťaženia, prípadne k využitiu plastickej rezervy nitovaných prierezov pri mimoriadnych prepravách špeciálnymi koľajovými vozidlami. Súčasne by získané informácie mohli preukázať možnosti ďalšej exploatácie prvkov z asanovaných mostov na ich použitie v iných stavbách dopravnej infraštruktúry, ako sú napríklad lávky pre chodcov alebo ako provizórne mosty na dopravných komunikáciách.

2 Experimentálna analýza

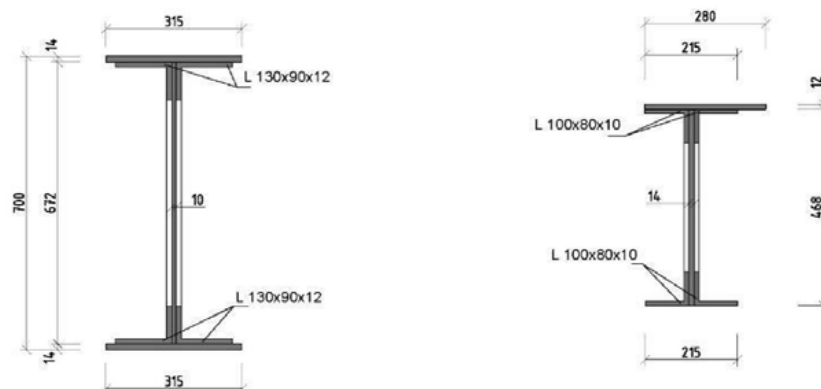
2.1 Príprava experimentu

Experimentálny výskum plastickej odolnosti zložených nitovaných prierezov sa sústredil na testovanie 5-tich vzoriek pozdĺžnikov (N1 až N5) vybraných z asanovaných nosných konštrukcií mosta cez rieku Varínku v km 327,632 trate Košice – Žilina (obr.1) [2]. Ide o pozdĺžniky s nitovanými prierezmi vrátane častí vypálených z priečnikov, na ktoré boli pôvodným nitovaným stykom pripojené.



Obr. 1 Pohľady na asanovaný most

Na testovanie boli z mosta vybraté vnútorné pozdĺžniky rozpätia 2,40 m so stenou P14 - 468 mm a hornou pásnicou hrúbky 12 mm šírky 280 mm, ktorá nesymetrická v dôsledku plošného uloženia mostníc. Spojenie so stenou zabezpečujú krčné uholníky L 100 x 80 x 10 mm. Dolnú pásnicu pozdĺžnikov tvoria 2 uholníky L 100 x 80 x 10 mm. Z celkovo vytipovaných 9 ks pozdĺžnikov sa na laboratórne testovanie vybralo 5 nosníkov, ktoré neboli výraznejšie poškodené únavou ani koróziou. Pozdĺžniky boli testované s časťami priečnikov, na ktoré boli pripojené pôvodným nitovaným spojom. Geometrické parametre pozdĺžnikov a priečnikov sú zrejmé z obr. 2.



Obr. 2 Geometrické parametre mostovkových prvkov, priečnik (vpravo), pozdĺžnik (vľavo)

V rámci zisťovania materiálových vlastností ocele použitej na zhotovenie pozdĺžnikov boli vykonané skúšky chemického zloženia ocele, skúšky pevnostných charakteristík a skúšky vrubovej húževnatosti. Overenie zistených pevnostných charakteristík ocele bolo vykonané aj tvrdomernými skúškami podľa Brinella. Z chemického rozboru bolo zrejmé, že použitá oceľ je nízkouhlíkatá s relatívne vyšším obsahom mangánu, nízkym obsahom kremíka a veľmi nízkym obsahom síry a fosforu. Stopovo sú zastúpené aj zliatinové prvky – chróm, molybdén, meď, hliník, titán apod. Súčasne boli testované z pohľadu chemického zloženia aj dve vzorky ocele, z ktorej boli zhotovené nity. Výsledky chemického rozboru materiálu nitov poukazujú, že boli vyrobené z nízkouhlíkatej ocele, pravdepodobne 11 343. Z chemického zloženia ocele bol identifikovaný uhlíkový ekvivalent C_e preukazujúci zvárateľnosť ocele.

Pevnostné charakteristiky ocele použitej na výrobu pozdĺžnikov boli zisťované na 6-tich vzorkách, ktoré sa testovali v trhacom lise ISTRON. Na základe skúšok boli podľa [5] stanovené charakteristické hodnoty medze klzu a medze pevnosti ocele pozdĺžnikov – $f_{y,k} = 249,17 \text{ MPa}$, $f_{u,k} = 366,42 \text{ MPa}$, z ktorých je zrejmé, že ide o oceľ S235. Charakteristická hodnota medze pevnosti nitov bola stanovená tvrdomernými skúškami s výsledkom $f_{u,k} = 385,87 \text{ MPa}$, ktorý zodpovedá oceli 11 343.

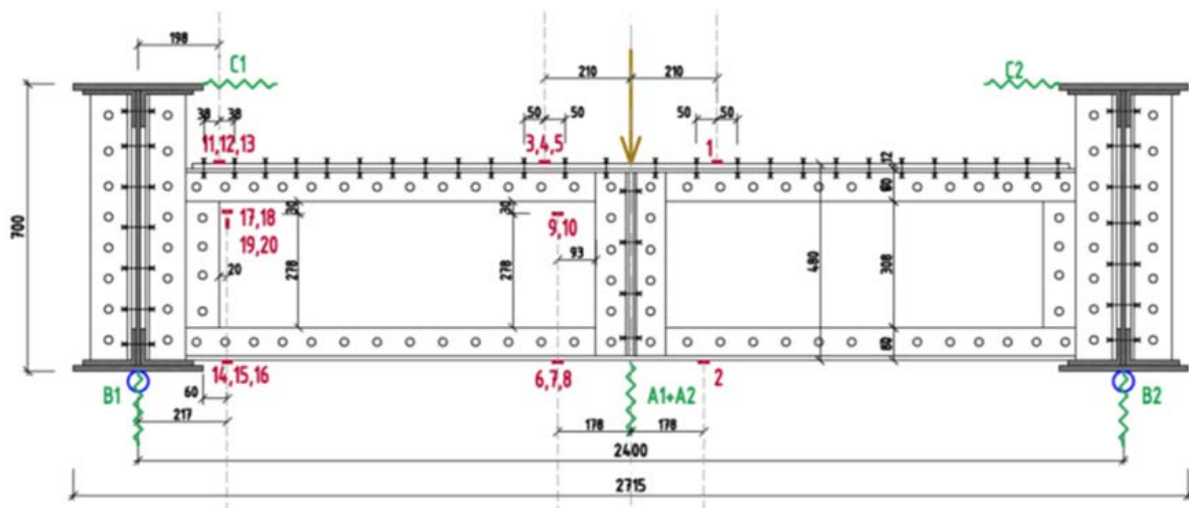
Skúšky vrubovej húževnatosti boli vykonané pomocou Charpyho kladiva pri teplotách $+20^\circ\text{C}$ a -20°C . Výsledky skúšok preukázali, že použitá oceľ spĺňa hodnoty predpísané pre kvalitu J0.

2.2 Realizácia experimentov

Testovanie vzoriek pozdĺžnikov bolo vykonané v laboratóriu KSKM v zmysle [3], [4]. Vzorky N1, N2 a N4 boli testované statickou skúškou trojbodovým ohybom, vzorka N3 bola testovaná staticky do prvej plastizácie s následnou dynamickou skúškou a opäť staticky až do porušenia. Vzorka N5 bola skúšaná opäť len staticky.

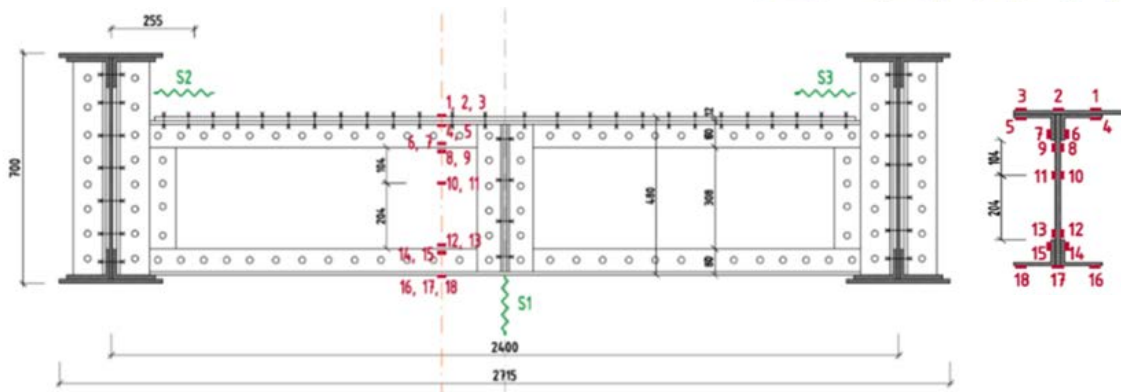
Pri statickej skúške nosníkov boli monitorované pomerné pretvorenia pomocou tenzometrických snímačov 6/120 LY11 s odporom $120 \Omega \pm 0,35\%$ a s gage-faktorom $2,11 \pm 1,0\%$. Na meranie deformácií sa využili potenciometrické snímače dráhy TR50. Sila na lisu bola zaznamenávaná automaticky nanometrom.

Pri pozdĺžnikoch N1 až N3 sa sledoval priebeh pomerných pretvorení po výške prierezu v priečnom reze blízkom stredu rozpätia. Súčasne boli sledované parciálne miesta na pozdĺžnikoch pri priečniku. Cieľom bolo zaregistrovať možné preklzy nitovaných pásnic pozdĺžnika oproti krčným uholníkom, resp. stene (T1-T10), a to až do porušenia v dôsledku vzniku plastických deformácií v strede rozpätia pozdĺžnika. Tenzometricky sa sledovali aj preklzy horných pásnic oproti stenám pri priečnikoch (T11-T18). Súčasne boli monitorované priehyby testovaných nosníkov v strede ich rozpätia pod zaťažovacím bremenom (A1, A2), poklesy v miestach uloženia meranej zostavy (B1, B2) a posuny priečnikov (C1, C2) v dôsledku ich pootočenia vyvolaného priehybmi pozdĺžnikov, tiež s využitím potenciometrických snímačov TR50. Rozmiestnenie meracích snímačov pre nosníky N1 až N3 je uvedené na obr. 3.



Obr. 3 Usporiadanie snímačov pomerných pretvorení a deformácií (nosníky N1 až N3)

V prípade nosníkov N4 a N5 sa merania sústredili najmä na okolie stredu rozpätia pozdĺžnikov, kde boli nalepené tenzometrické snímače na zaznamenanie pomerných pretvorení po výške nosníka (T1 až T18) s cieľom monitorovať preklzy jednotlivých častí priečného rezu navzájom. Opäť boli sledované priehyby v strede pozdĺžnika pod pôsobiacim zaťažovacím bremenom pomocou potenciometrického snímača dráhy TR 50 (S1) a súčasne boli monitorované preklzy hornej pásnice oproti krčným uholníkom, tiež pomocou potenciometrických snímačov TR 50 na oboch koncoch nosníka (S2, S3). Pre nosník N4 a N5 je rozmiestnenie snímačov uvedené obr. 4.



Obr. 4 Usporiadanie snímačov pomerných pretvorení a deformácií (nosníky N4 a N5)

V rámci statickej skúšky boli nosníky testované trojbodovým ohybom pomocou hydraulického lisu ENERPAC s možnosťou maximálnej sily 3 000 kN. Zaťažovanie nosníkov prebiehalo postupným nárastom sily po 100 kN (riadená sila) s následným odľahčením po každom zaťažovacom kroku. Veľkosť zaťažovacej sily v jednotlivých zaťažovacích krokoch bola meraná pomocou nanometra na hydraulickom lise. Tenzometrické snímače, ako aj potenciometrické snímače boli zapojené do meracej aparatury SPIDER 8. Zaznamenávanie sledovaných veličín bolo vykonané s časovým krokom po 1 sekunde. Statickou skúškou boli testované všetky nosníky, pričom nosníky N1, N2, N4 a N5 až do porušenia, zatiaľ čo nosník N3 len po prvú plastizáciu, po ktorej bol testovaný dynamickou skúškou do $2 \cdot 10^6$ cyklov a následne pokračovala statická skúška až do kolapsu nosníka.



Obr. 5 Pohľad na osadenie vzoriek pod zaťažovacím lisom - nosníky N1 až N3 (vľavo), nosníky N4, N5 (vpravo)

Vzhľadom na obmedzený priestor príspevku v porovnaní s rozsahom výskumu, výsledky testov uvádzame spolu s výsledkami numerických štúdií v rámci ich porovnania.

3 Numerická analýza

3.1 Úvod

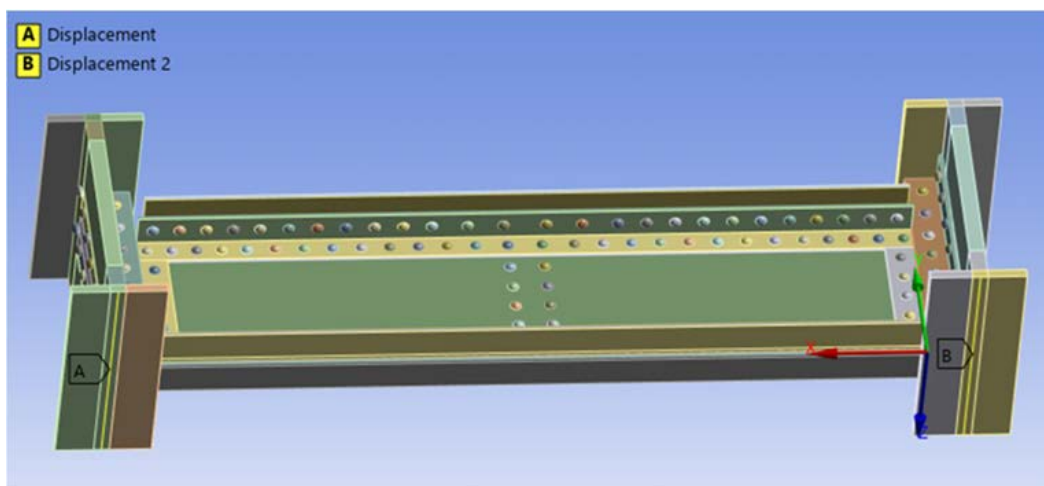
Neoddeliteľnou súčasťou projektu bola aj numerická analýza testovaných pozdĺžnikov. Jej úlohou bolo vytvoriť optimálny model nitovaných nosníkov so zámerom aplikovať validovaný numerický model pomocou experimentálnej analýzy pre ďalšie analýzy súvisiace s presnejšími výpočtami odolností nitovaných prvkov existujúcich mostných konštrukcií pri ich prepočtoch a určovaní zaťažiteľnosti.

3.2 Výpočtový model testovaných pozdĺžnikov

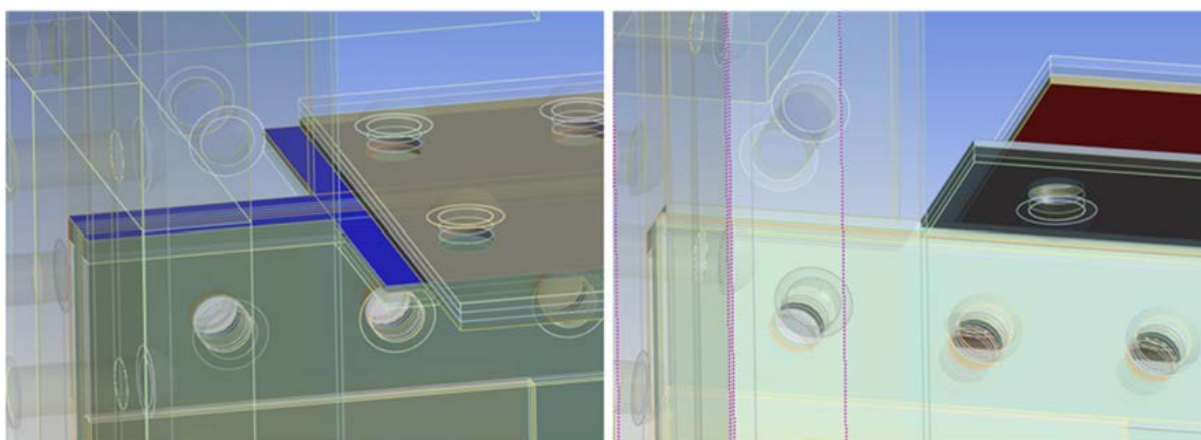
Numerický model bol kreovaný v softvérovom prostredí systému ANSYS 2025 R1 [6]. Model verne zohľadnil reálne geometrické parametre testovaných pozdĺžnikov, ako aj okrajové podmienky dané experimentami vrátane postupu zaťažovania testovaných nosníkov. Preto boli do modelu zahrnuté

aj časti priečnikov uložené na oceľové valce simulujúce podopretia experimentálnych modelov. Detailne boli modelované prípoje pozdĺžnika na priečnik, ktoré ovplyvňovali kvalitu získaných výsledkov.

Prierez pozdĺžnika bol modelovaný ako zložený z jednotlivých plechov a uholníkov, ako bol reálne zhotovený. V modeli boli použité 2 typy konečných prvkov, a to objemové prvky SOLID 185, ktorými boli modelované všetky dôležité časti pozdĺžnika s významným vplyvom na jeho správanie a zároveň objekty, v ktorých je dôležité poznať vývoj napätí od pôsobiaceho zaťaženia. Ďalej to boli kontaktné prvky, konkrétne prvky CONTA 174, TARGE170 a SURF154, ktoré sú kreované automaticky pre prenos síl medzi jednotlivými kontaktnými plochami schopnými prenášať tlak a šmykovú silu reprezentovanú súčiniteľom trenia. Súčiniteľ trenia bol zjednodušené u všetkých častí zohľadnený hodnotou $\mu = 0,2$. Prenos ťahových síl nebol u týchto kontaktných prvkov uvažovaný.



Obr. 6 pohľad na výpočtový model testovaného pozdĺžnika a okrajové podmienky modelu



Obr. 7 Kontaktné plochy medzi uholníkmi, stenou a plechom hornej pásnice

Pre plechy pásnic, stien a uholníkov, kde dochádzalo ku koncentráciám napätia, boli ich hrúbky delené na tri objemové prvky po hrúbke. V prípade plechov priečnika, zvislej výstupy v strede pozdĺžnika a ostatných menej namáhaných prvkoch bolo aplikované delenie na 2 prvky po hrúbke materiálu. V miestach vysokých koncentrácií napätí, ako sú kontakty medzi nitmi a plechmi bola presnosť výpočtu zohľadnená zhustením siete konečných prvkov. Najmä drieky nitov mali maximálnu veľkosť konečného prvku 5 mm.

Uloženie modelu bolo modelované líniovými podperami pod stredom steny priečnikov, teda rozpätie nosníkov v numerickom modeli zodpovedalo reálnemu rozpätiu pozdĺžnikov počas experimentu. Okrajové podmienky boli simulované diskkrétne v uzloch, čo umožnilo odobrať posuny uzlov v jednotlivých smeroch súradnicovej sústavy. Na jednej strane pozdĺžnika bolo zabránené posunom vo zvislom a priečnom smere vzhľadom na pozdĺžnu os nosníka, na druhej strane bolo kvôli zabezpečeniu stability výpočtu zabránené posunom aj v pozdĺžnom smere nosníka.

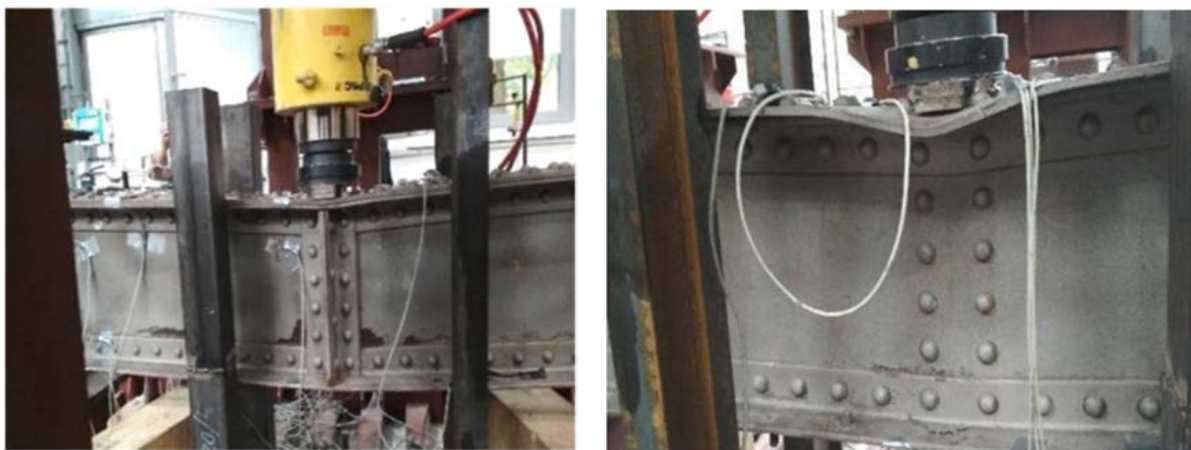
Správanie materiálu bolo v numerickom modeli zohľadnené pomocou multilineárneho materiálového modelu so spevnením, odvodeného zo skutočných ťahových skúšok. Medza klzu a aj medza pevnosti materiálu bola uvažovaná charakteristickou hodnotou získanou zo skúšok - $f_y = 249,176$ MPa a medza pevnosti $f_u = 366,42$ MPa. Vo všetkých nitoch bola modelovaná predpínacia sila, ktorá vzniká spracovaním nitu pri jeho zaťahovaní. Predpínacia sila bola vypočítaná individuálne pre každú dĺžku nitov pomocou súčiniteľa teplotnej rozťažnosti ocele, pričom rozdiel medzi pracovnou teplotou a teplotou pri rozkúť hlavy sa uvažoval hodnotou 600°C .

Zaťaženie bolo modelované ako rovnomerné zaťaženie na povrchu roznášacieho prvku vypočítané zo sily na lise, cez ktorý sa zaťaženie prenášalo do modelu pozdĺžnikov.

Medzný stav analyzovaných nosníkov bol vyšetrovaný materiálovo nelineárnou analýzou (MNA), ktorá stanovuje plastický medzný stav. Plastický medzný stav bol v numerickej analýze interpretovaný ako maximálna úroveň zaťaženia (zaťažovacej sily) vypočítanej na krivke zaťaženie – deformácia.

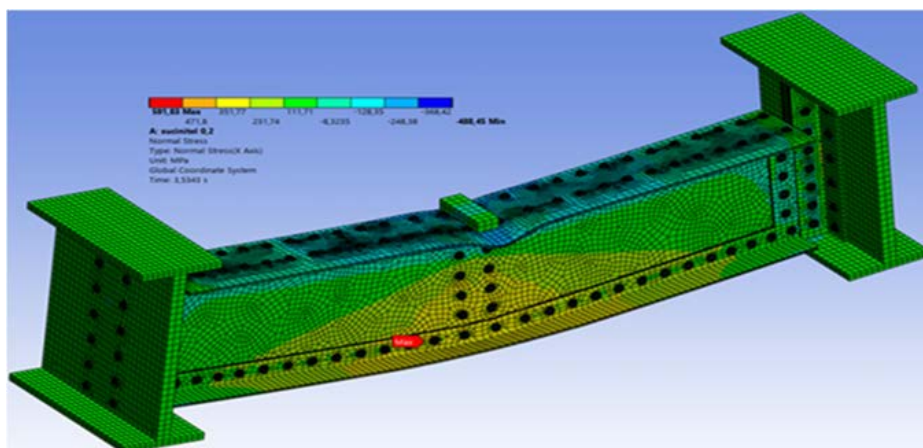
4 Výsledky experimentálnej a numerickej analýzy a ich porovnanie

Medzný stav testovaných nosníkov bol pri všetkých vzorkách rovnaký. Došlo k výraznej plastizácii stredného priečneho rezu pozdĺžnikov sprevádzanej výrazným priehybom v ich strede a lokálnou deformáciou plechu hornej pásnice prelomením jej prečnievajúcej časti. Súčasne sa deformácia hornej pásnice preniesla aj do steny nosníka, ktorá priečne vybočila. Špecifický prípad medzného stavu nastal pri nosníku N4, kde sprievodným javom kolapsu, okrem už uvedených javov, bola navyše roztrhnutá príruha pásového uholníka, tvoriaceho dolnú pásnicu pozdĺžnika, v dôsledku jej výrazného oslabenia koróziou. Typický medzný stav testovaných nosníkov dokumentuje obr. 8.



Obr. 8 Pohľad na typický príklad medzného stavu testovaných pozdĺžnikov (nosník N1)

Numerická analýza preukázala rovnaký tvar kolapsu, ako nastal pri experimentálnom meraní, čo dokladuje obr. 9.



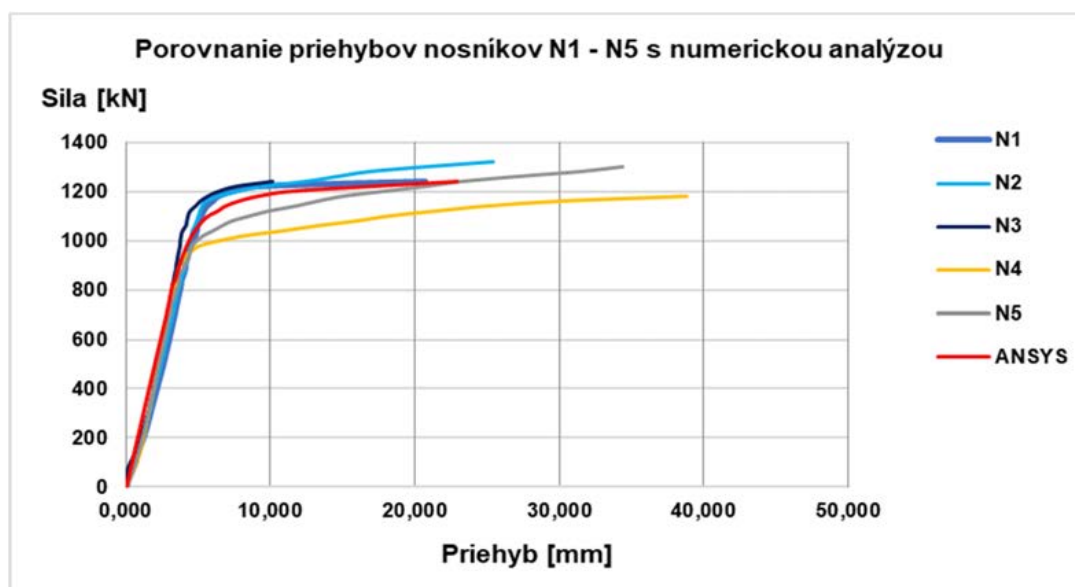
Obr. 9 Medzný stav pozdĺžnika stanovený numerickej analýzou (5x zväčšené)

Číselné hodnoty experimentálne stanovených medzných síl v porovnaní s výstupom numerického výpočtu sú zhrnuté v tab. 2.

Tab. 2 Medzné hodnoty zaťažovacej sily pri kolapse nosníkov

Nosník	$F_{exp,max}$ [kN]	$F_{pl,V,max}$ [kN]	$F_{pl,Ansys,k}$ [kN]	$\frac{F_{exp} - F_{pl,Ansys,k}}{F_{exp}}$ [%]
N1	1229,78	1141,20	1221,74	0,60
N2	1357,77	1109,05	1221,74	10,02
N3	1350,44	1110,97	1221,74	9,53
N4*	1179,60	1150,75	1105,87	6,25
N5	1299,67	1124,98	1221,74	6,00
Priemer	1309,42 ± 59,04	1121,55 ± 14,9	1221,74	6,54 ± 4,34

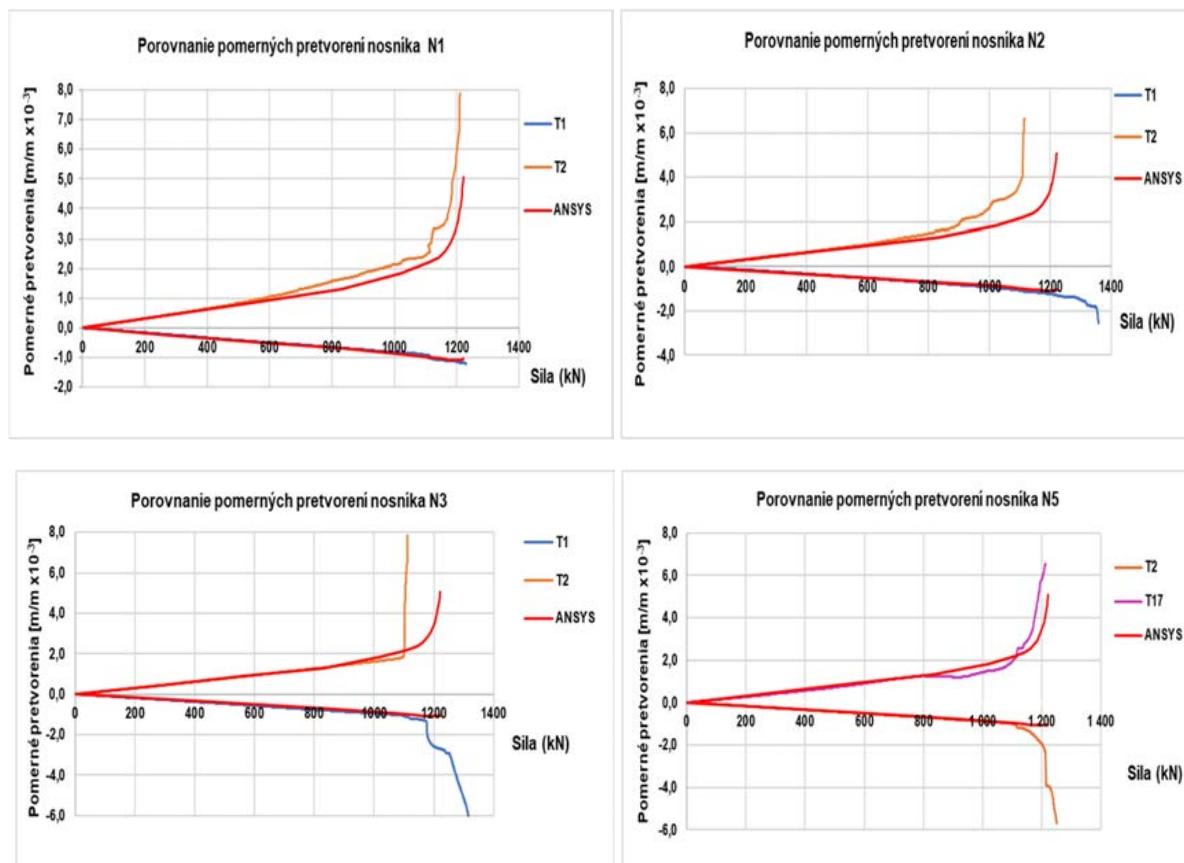
Priebehy prieťahov nosníkov merané v priečnom reze v strede rozpätí pozdĺžnikov v rámci statických skúšok sú uvedené na obr. 10 pre sledované nosníky N1 až N5 spolu s priebehom prieťahu získaného numerickou analýzou. Priebehy majú pri všetkých nosníkoch podobný charakter. Do prvej plastizácie sú priebehy takmer lineárne a nepresahujú hodnotu 5 mm, avšak po prvej plastizácii dochádza k výraznému nárastu prieťahu v dôsledku postupujúcej plastizácie prierezu v strede rozpätia pozdĺžnikov. Prieťahy pri kolapse nosníkov sa líšia v závislosti od rozsahu plastizácie a možnosti hydraulického lisu zväčšovať zaťaženie po čiastočnom splastizovaní prierezu.



Obr. 10 Priebehy prieťahov testovaných pozdĺžnikov

Z grafu je zrejmá dobrá zhoda numerického výpočtu prieťahu nosníkov s experimentálne stanovenými hodnotami deformácií meraných pod stenou v stredoch rozpätí testovaných nosníkov N1 až N3. Výsledky experimentov nosníkov N4 a N5 vykazujú v porovnaní s numerickým výpočtom jednak výraznejšie deformácie, jednak poukazujú na skorší začiatok plastizácie pásnic. Pri nosníku N4 je dôvodom tohto javu oslabenie dolnej pásnice koróziou s jej následnou deštrukciou priečnou trhlinou. Nosník N5 vykazuje skorú plastizáciu na okraji dolnej pásnice, čo sa zrejme prejavilo aj na skoršom náraste jeho prieťahu.

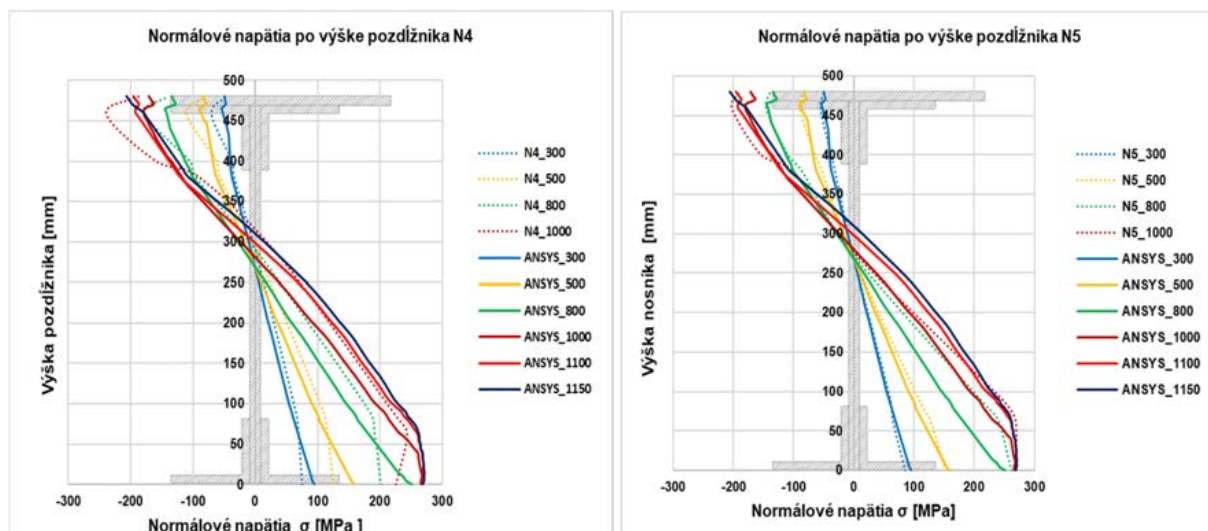
Namerané hodnoty pomerných pretvorení uvádzame len pre horné a dolné pásnice v ich stredoch nad stenou a sú uvedené na obr. 11 v konfrontácii s numericky stanovenými priebehmi. Nosník N4 bol z porovnania vypustený vzhľadom na iný charakter jeho medzného stavu v dôsledku poškodenia dolnej pásnice pozdĺžnika koróziou.



Obr. 11 Porovnanie priebehom pomerných pretvorení stredov horných a dolných pásnic testovaných pozdĺžnikov

Porovnanie priebehov pomerných pretvorení testovaných nosníkov poukazuje na veľmi blízke priebehy nameraných a vypočítaných hodnôt v pružnej oblasti namáhania. Po prekročení medze klzu a následnej plastizácii dolnej pásnice sa krivky mierne rozchádzajú, pričom rozdiely sú rôzne a nedajú sa úplne identifikovať ich príčiny aj vzhľadom na rôzne charaktery definície medzného stavu experimentov a numerických analýz. Väčšie rozdiely je vidno pri niektorých tenzometroch nosníka N2 a N3, naopak pri nosníkoch N1 a N5 je možné konštatovať pomerne dobrú zhodu.

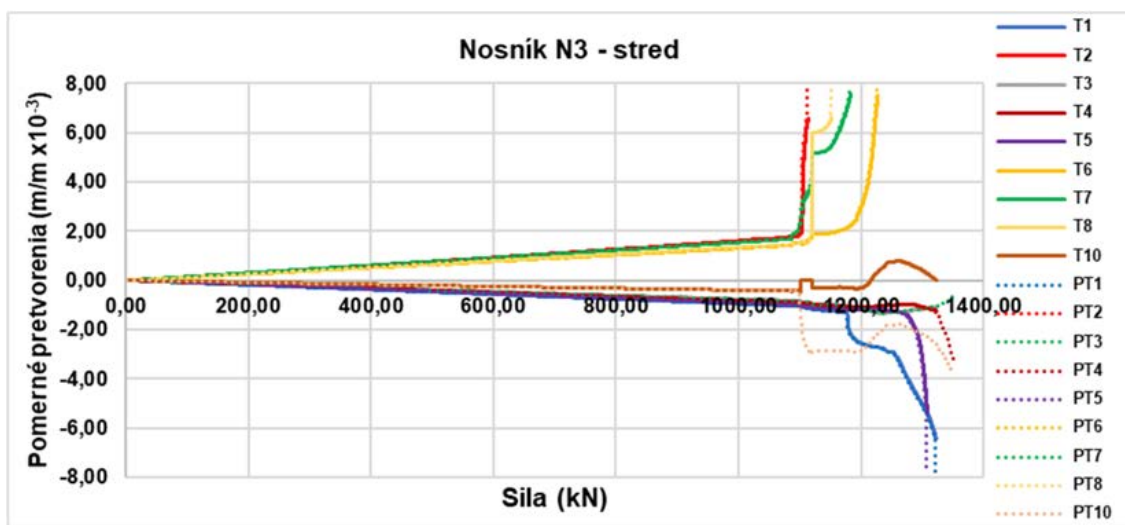
Obr. 12 prezentuje priebehy normálových napätí po výške pozdĺžnikov N4 a N5, pri ktorých bol sledovaný preklz pásnic oproti stenám.



Obr. 12 Priebehy nameraných a vypočítaných normálových napätí σ po výške nosníkov N4 a N5

Z priebehov normálových napätí po výške pozdĺžnikov N4 a N5 je evidentná veľmi dobrá zhoda nameraných a vypočítaných hodnôt napätí σ , najmä v pružnej oblasti namáhania. K určitým odchýlkam hodnôt normálových napätí dochádza po prekročení medze klzu v dolnej pásnici nosníkov, čo nastalo pri sile 800-900 kN a vyvolalo aj postupnú plastizáciu hornej pásnice. Najmä v dolnej pásnici je viditeľná plastizácia až po okraj krčného uholníka v mieste prechodu do steny, čo potvrdzujú priebehy normálových napätí pri oboch nosníkoch. Priebehy sú uvedené v prípade výstupov z ANSYSU až po zaťaženie silou $F = 1150$ kN, čo sa nepodarilo dosiahnuť pri experimentálnej analýze, kedy tenzometrické snímače reagovali len do zaťažovacej sily $F = 1000$ kN. Priebehy súčasne potvrdzujú úvahu využívať minimálne pružno-plastickú odolnosť prierezu nitovaných nosníkov existujúcich mostov reprezentovanou modelom odolnosti so splastizovanými pásnicami. Túto myšlienku podporujú aj výsledky meraní preklzov hornej pásnice oproti krčnému uholníku a oproti stene. Výsledky merania preklzov nepresahujú hodnotu 0,09 mm, čo je hodnota v rámci neistoty merania snímačov TR50. V každom prípade však preklzy medzi stenou a pásovým plechom hornej pásnice sú nepochybne väčšie ako preklzy medzi krčnými uholníkmi a plechom hornej pásnice.

Špecifickým prípadom testovania bol pozdĺžnik N3. Tento nosník bol najprv testovaný staticky do prvej plastizácie na úrovni 1 000 kN. Následne sa vykonala dynamická skúška, ktorá prebiehala v rovnakej konfigurácii zaťaženia, okrajových podmienok a rozmiestnenia snímačov ako pri statických skúškach. Dynamické zaťaženie bolo budené hydraulickým lisom INOVA s maximálnou kapacitou 400 kN. Nosník bol zaťažovaný rozkmitom sily 250 kN, pričom hraničné hodnoty zaťaženia lisom boli -50 kN a -300 kN. Teda cyklické zaťaženie pôsobilo iba v jednej („tlakovej“) časti spektra, išlo teda o pulzujúce dynamické zaťaženie a nosník kmital v pružnom režime namáhania. Frekvencia dynamického zaťaženia bola 5 Hz a frekvencia zaznamenávania meracej zostavy bola 100 Hz. Dynamická skúška bola ukončená po $2 \cdot 10^6$ cykloch [7], po ktorej bola opäť vykonaná statická skúška do 400 kN s odľahčením a následne prebehla zaťažovacia skúška až do porušenia vzorky.



Obr.13 Porovnanie priebehov pomerných pretvorení nosníka N3 pri statickej skúške (plná čiara) pred a po dynamickej skúške8 (bodkovaná čiara)

Z porovnania priebehov pomerných pretvorení nosníka N3 nameraných pri statickej skúške pred dynamickou experimentálnou analýzou a po nej vyplynulo, že priebehy oboch výstupov sú takmer totožné, najmä v dolnej pásnici nosníka. Záznamy pomerných pretvorení poukazujú na nepatrne menšie hodnoty pretvorení zistené po dynamickej skúške, ako boli namerané pri primárnej statickej skúške. Nakoľko nosník bol čiastočne splastizovaný v rámci primárnej statickej skúšky, došlo k spevneniu ocele, čo sa prejavilo v mierne nižších hodnotách pomerných pretvorení pri následnej statickej skúške.

Aj keď bol skúšaný dynamicky len jeden nosník, výsledky poukazujú na možnosť ďalšej exploatácie čiastočne splastizovaného prierezu pozdĺžnika, či už v pôvodnom moste, alebo v rámci opätovného použitia v inej konštrukcii (reusing).

5 Závery

Komentár k jednotlivým výsledkom experimentálnej a numerickej analýzy je uvedený pri každom parciálnom výstupe priamo pod príslušnými grafmi. Na základe ich súhrnu môžeme konštatovať tieto finálne závery a odporúčania:

- Výsledky experimentov aj numerických analýz potvrdzujú možnosť aplikácie minimálne pružno-plastickej odolnosti testovaných prierezov nitovaných nosníkov pri prepočtoch existujúcich oceľových mostoch. Overené bolo použitie pružno-plastického modelu odolnosti prierezu zohľadňujúceho plastizáciu pásnic nitovaných nosníkov namáhaných ohybom v prípadoch, kedy sa neprejavil efekt straty globálnej stability (klopenie nosníkov). Využitie úplnej plastickej odolnosti prierezov nitovaných nosníkov nebolo preukázané, nakoľko v experimentálnej analýze nebol dosiahnutý medzný stav vzniku plastického kĺbu v dôsledku výrazných deformácií testovaných nosníkov, kedy nebolo možné vyvodit' väčšiu silu v lise. Túto úvahu bude potrebné ďalej skúmať a overiť zrejme len numerickými parametrickými štúdiami s využitím experimentmi validovaného výpočtového modelu.
- Možnosť využitia pružno-plastickej rezervy nitovaných nosníkov odporúčame využívať najmä pri prepočtoch existujúcich mostov a určovania mimoriadnej zaťažiteľnosti pri jednorazových prejazdoch ťažkých železničných vozidiel.
- Výsledky experimentálnych analýz súčasne potvrdili možnosť využitia oceľového nitovaného nosníka s čiastočne splastizovaným priečnym rezom pre jeho ďalšiu exploatáciu v pôvodnom moste alebo v inej konštrukcii dopravnej infraštruktúry (most, lávka pre peších).

Podakovanie

Tento príspevok vznikol za podpory Vedeckej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR (VEGA) v rámci riešenia úlohy 1/0472/24.

Táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg Slovensko – Česko 2021 - 2027 pre projekt: Environmentálne efektívne stavebníctvo ako nástroj pre zmiernenie klimatickej zmeny v cezhraničnom regióne, 403201DPP8, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

Literatúra

- [1] ODROBIŇÁK, J. a kol.: Experimentálno-numerický výskum rezerv v spoľahlivosti ohýbaných nitovaných mostovkových prvkov prostredníctvom využitia nožnej nelineárnej odolnosti, 2024, 50 p.
- [2] VIČAN, J. - GOCÁL, J. - ODROBIŇÁK, J.: Analýza následkov havárie oceľového železničného mosta. Poruchy nosných konštrukcií stavieb: zborník príspevkov z konferencie: Piešťany, marec 2004, 6 p.
- [3] STN 732030: Zaťažovacie skúšky stavebných konštrukcií. Spoločné ustanovenia. SUTN Bratislava 1994, 35 p.
- [4] STN 73 2031: Skúšanie stavebných objektov, konštrukcií a dielcov. Spoločné ustanovenia. SUTN Bratislava 1993, 16 p.
- [5] STN EN 1990, Eukokód: Zásady navrhovania konštrukcií. SUTN Bratislava 2009, 83 p.
- [6] ANSYS 2021 R2 - Documentation for ANSYS; SAS IP, Inc.: Cannonsburg, PA, USA, 2016-2021.
- [7] STN EN 1993-1- 9: Eurokód 3. Navrhovanie oceľových konštrukcií. Časť 1-9: Únava. SUTN Bratislava 2007, 36 p.

EXPERIMENTÁLNO-NUMERICKÁ ANALÝZA KLENBOVÝCH MOSTOV

Ondrej KRIDLA^{1*}, Peter KOTEŠ², Patrik KOTULA³,

¹ Autorizovaný statik ŽSR, ŽSR – Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, Staničná 4, 066 01 Humenné

² Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Autorizovaný statik ŽSR, ŽSR – Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, ul. 1. mája 34, 010 02 Žilina

* korešpondenčný autor: Kridla.Ondrej@zsr.sk

Abstrakt

Murované klenbové mosty predstavujú významnú skupinu mostných konštrukcií nielen v slovenskej, ale aj v európskej dopravnej sieti. Poznatky o ich skutočnom správaní sú kľúčové pre projektantov, ktorí sa zaoberajú návrhom nových mostov, ako aj diagnostikou a posudzovaním existujúcich konštrukcií v prevádzke. Cieľom prezentovaného článku je analyzovať problematiku klenbových mostov v laboratórnych podmienkach, pričom dôraz je kladený na stanovenie ich skutočnej odolnosti. Skúmaný je vplyv bočných stienok na celkovú odolnosť mostnej konštrukcie, ako aj situácie bez ich vplyvu. Získané experimentálne údaje sú následne implementované do pokročilých numerických modelov, ktoré umožňujú presnejšie porovnanie s reálnymi výsledkami. Na základe doterajších zistení vyplýva, že sú potrebné presnejšie prístupy pri návrhu a posudzovaní klenbových mostov, čo môže významne prispieť k zvýšeniu odolnosti, k optimalizácii ich údržby a prevádzkovej bezpečnosti.

Kľúčové slová:

Murované klenbové mosty;
Experimentálna analýza;
Numerická analýza;
Výpočtové modely;
Odolnosť klenbových mostov.

1 Úvod

Murované klenbové mosty sa často vyskytujú v dopravnej infraštruktúre a na ich posúdenie existuje viacero metód. Patria sem jednoduché konzervatívne metódy (ako je MEXE) ale aj náročnejšie počítačové metódy. Konzervatívne metódy okrem svojich konkrétnych obmedzení často podceňujú odolnosť, čo môže viesť k ne hospodárnym alebo zbytočným prísny m opatreniam na údržbu alebo výmenu mostov. Naopak, použitiu sofistikovaných nových výpočtových metód vo všeobecnosti bránia ťažkosti so zabezpečením vstupných parametrov alebo zdĺhavé spracovanie údajov. Pre inžinierov zaoberajúcich sa návrhom nových, respektíve analýzou existujúcich murovaných klenbových mostných konštrukcií v prevádzke je potrebné disponovať poznatkami o ich skutočnom správaní.

2 Súčasný stav problematiky

Skutočné pôsobenie klenbových mostov nie je jednoduché a mnohokrát jednoznačné. Pri analýze existujúcich klenbových mostov, ak nie je k mostnému objektu projektová dokumentácia, ktorá vzhľadom na vek týchto mostov veľmi často chýba, nevieme ani aká statická schéma mostu bola uvažovaná (votknutá klenba, dvojklbový oblúk alebo trojklbový oblúk). V súčasnosti sa pre globálnu analýzu existujúcich murovaných mostných objektov odporúča prednostne používať priestorové výpočtové modely (3D modely) umožňujúce presnejšie vystihnútie jeho skutočného pôsobenia pri interakcii so zemínou a súčasne aj zohľadnenie prípadnej redistribúcie vnútorných síl v dôsledku imperfekcií a porúch prvkov a častí mostných objektov. Použitie zjednodušených rovinných výpočtových modelov (2D modely) je možné uvažovať v špecifických prípadoch, ktoré nie je možné vystihnúť pomocou primárnych priestorových 3D modelov. Pri zjednodušenej globálnej analýze je možné vyšetrovať len pás murovanej klenby jednotkovej šírky ako rovinnú konštrukciu. Môžeme aj interakciu murovanej presypanej klenby s materiálom zásypu zanedbať a zásyp nahradiť statickým zaťažením zodpovedajúcim silovému účinku zásypu na klenbu (vodorovné a zvislé sily). Tak isto pri takýchto postupoch sa zanedbáva vplyv bočných stienok a ich spôsob pripojenia na klenbu a na celkovú odolnosť klenieb.

Globálna analýza s použitím teórie 2. rádu sa pre existujúce murované klenby vyžaduje len v odôvodnených prípadoch (stabilitná analýza, zohľadnenie relevantných imperfekcií apod.). Posúdenie spoľahlivosti existujúcich murovaných mostných objektov sa vykonáva metódou parciálnych súčiniteľov podľa STN EN 1990/NA1 [1], STN EN 1996-1-1 [2], STN ISO 13822 [3] a v súlade s STN EN 1991-1-1 [4], STN EN 1991-2/NA1 [5].

Na medzné stavy použiteľnosti sa tieto objekty posudzujú hlavne podľa kap. 7 v STN EN 1996-1-1 [2]. Problémom však je, že norma STN EN 1996-1-1 [2] platí pre murované konštrukcie a nie pre murované mosty. Na Slovensku nie je žiadna platná norma, podľa ktorej by sa dal murovaný mostný objekt posúdiť. Preto pre všetky murované klenbové mostné objekty spravované Železnicami Slovenskej republiky (ŽSR) na celom území Slovenskej republiky (SR) platia aj podmienky určené v internej legislatíve ŽSR: VŠEOBECNÉ TECHNICKÉ POŽIADAVKY - Určovanie zaťažiteľnosti železničných mostných objektov na ŽSR [6].

Problematika experimentálnych analýz klenbových mostov či už v laboratórnych podmienkach alebo in situ je pomerne častou tematikou odborníkov v oblasti mostného inžinierstva, ale skúmanie samotnej odolnosti klenbových mostov s uvažovaním aj pôsobenia bočných stienok respektíve bez ich pôsobenia ešte nebolo v dostupných vedeckých publikáciách prezentované.

3 Experimentálne merania v laboratóriu

V zmysle [7] sa najskôr overila pevnosť v tlaku murovacieho prvku (tehly) na piatich tehlových vzorkách. Pohľad na vzorky a priebeh merania je znázornený na obrázku 1.



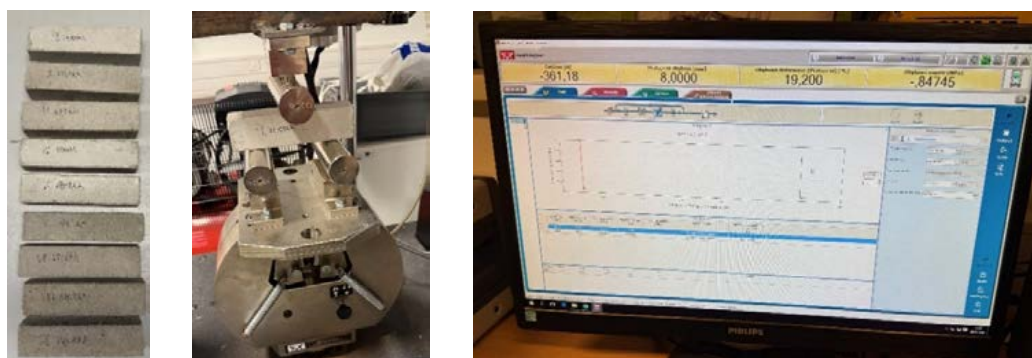
Obr. 1: Meranie pevnosti tlaku tehly na piatich tehlových vzorkách.

Prehľad nameraných hodnôt a vypočítaných výsledkov pevnosť v tlaku murovacieho prvku (tehly) na piatich tehlových vzorkách sú uvedené v tab. 1.

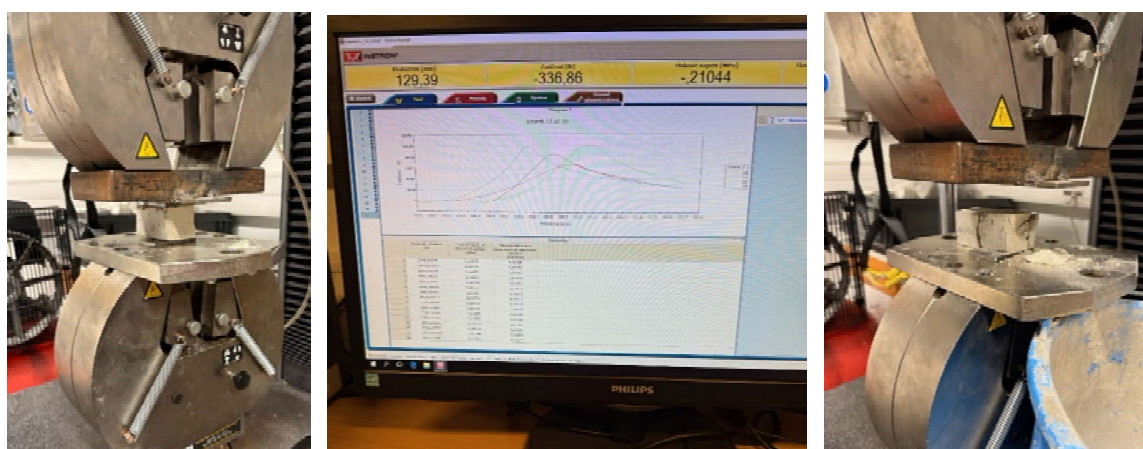
Tab. 1: Výsledky pevnosti tlaku tehlových vzoriek.

Číslo vzorky	1	2	3	4	5
Dĺžka vzorky [mm]	103,6	101,2	103,2	105,0	102,3
Šírka vzorky [mm]	101,3	104,1	104,1	102,3	104,6
Síla pri porušení [kN]	257	294	363	263	341
Pevnosť v tlaku [MPa]	24,537	27,913	33,789	24,484	31,864

V prípade malty sa v zmysle [8] overila pevnosť v ťahu za ohybu a následne v tlaku na deviatich vzorkách maltových trámčekoch. Pohľad na vzorky a priebeh merania je znázornený na obr. 2 a 3.



Obr. 2: Meranie pevnosti ťahu za ohybu na deviatich vzorkách maltových trámčekoch.



Obr. 3: Meranie pevnosti v tlaku na vzorkách z deviatich maltových trámčekov.

Prehľad nameraných hodnôt a vypočítaných výsledkov pevnosti ťahu za ohybu a v tlaku na deviatich vzorkách maltových trámčekoch sú uvedené v tab.2.

Tab. 2: Výsledky pevnosti ťahu za ohybu a v tlaku na deviatich vzorkách maltových trámčekoch

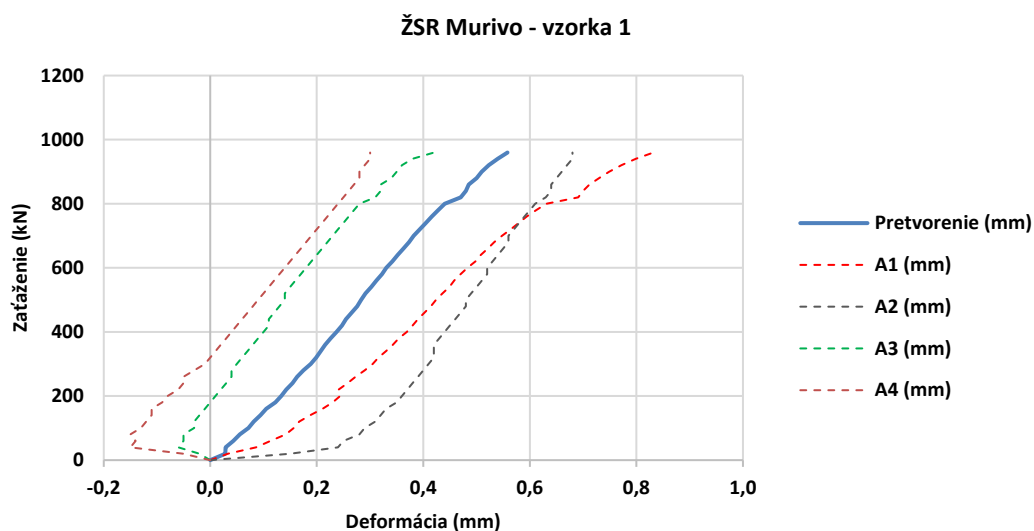
Číslo vzorky	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Výška vzorky [mm]	40,0	39,8	40,1	39,9	39,9	39,9	40,6	39,9	39,8
Šírka vzorky [mm]	39,1	40,1	40,1	40,1	40,0	40,0	39,9	39,4	40,0
Síla pri porušení v ťahu za ohybu [N]	958	655	1029	829	782	665	927	796	817
Pevnosť v ťahu za ohybu [MPa]	3,14	2,14	3,16	2,72	2,56	2,18	3,04	2,83	2,68
Síla pri porušení v tlaku [kN]	9,87	8,98	9,82	8,65	7,74	8,46	10,08	7,35	8,51
Pevnosť v tlaku [MPa]	6,29	5,58	5,97	5,46	4,84	5,29	6,31	4,71	5,31

V zmysle [9] sa overila pevnosť v tlaku celého muriva na piatich vzorkách fragmentov muriva s rozmermi ($l_s = 600 \text{ mm}$) $\times$ ($h_s = 360 \text{ mm}$) $\times$ ($t_s = 140 \text{ mm}$) vymurovaných z plných pálených tehál na murovaciu maltu. Na fragmenty muriva boli uchytené štyri snímače deformácie. Pohľad na vzorky a priebeh merania je znázornený na obr. 4.

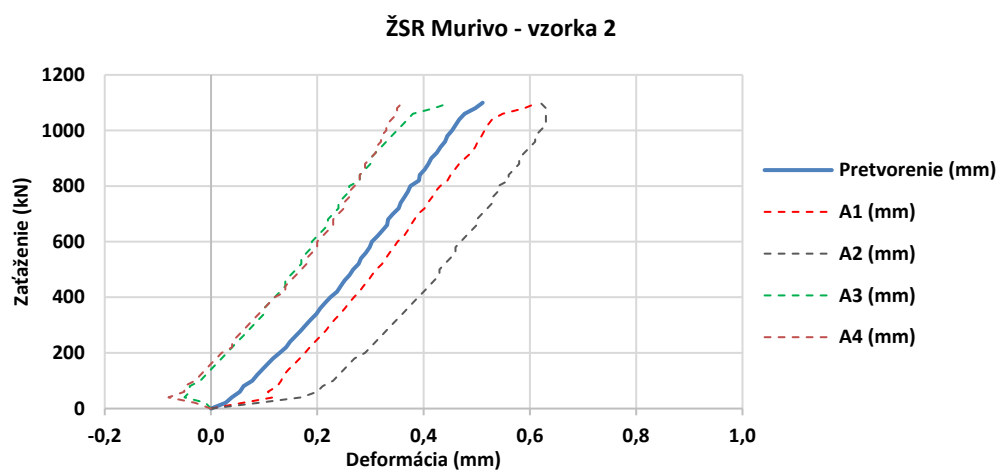


Obr. 4: Meranie pevnosti v tlaku na piatich vzorkách fragmentov muriva.

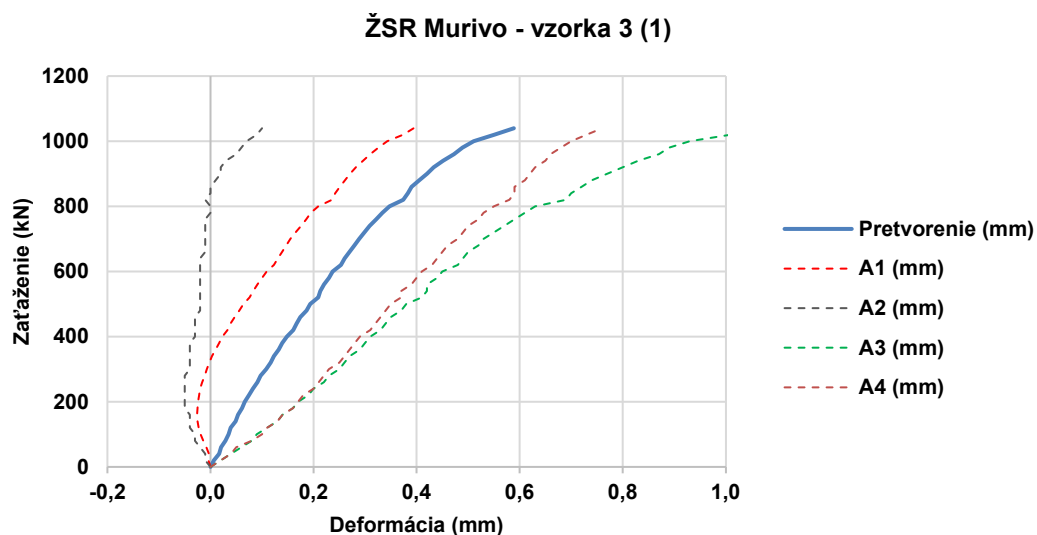
Prehľad nameraných hodnôt a vypočítaných výsledkov pevnosti tlaku na piatich vzorkách fragmentov muriva sú uvedené v nasledovných obr. 5 až 9 a v tab. 3 a 4.



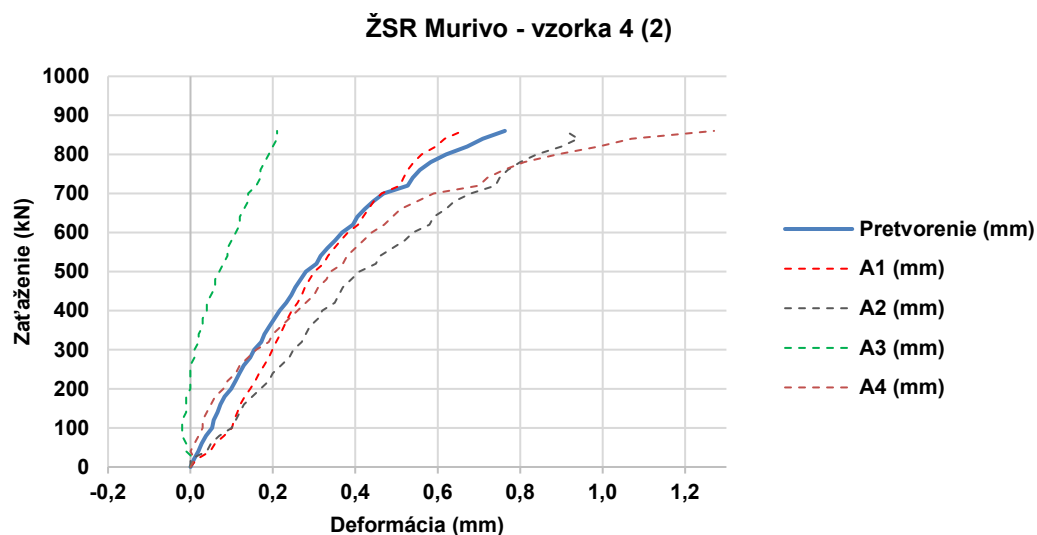
Obr. 5: Pracovný diagram skúšobnej vzorky muriva pri stanovení pevnosti v tlaku – vzorka 1



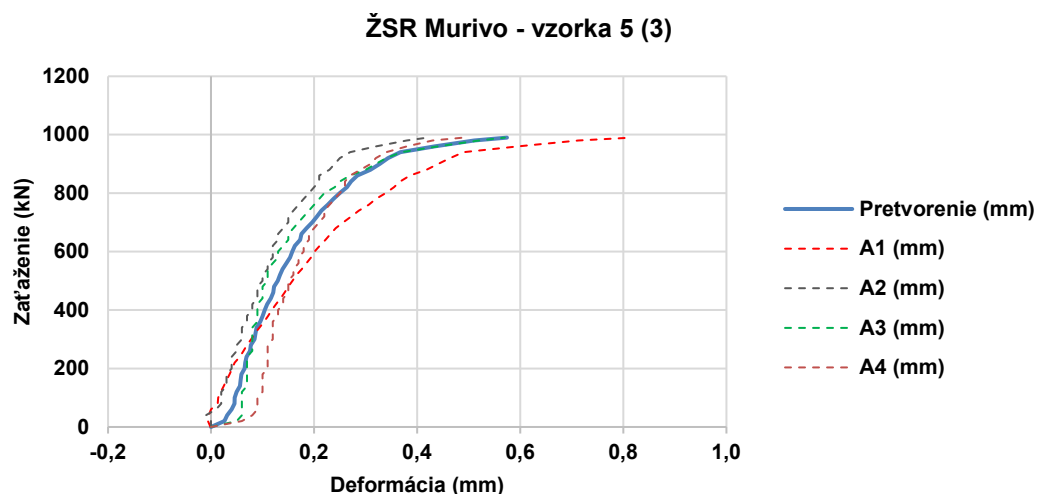
Obr. 6: Pracovný diagram skúšobnej vzorky muriva pri stanovení pevnosti v tlaku – vzorka 2



Obr. 7: Pracovný diagram skúšobnej vzorky muriva pri stanovení pevnosti v tlaku – vzorka 3



Obr. 8: Pracovný diagram skúšobnej vzorky muriva pri stanovení pevnosti v tlaku – vzorka 4



Obr. 9: Pracovný diagram skúšobnej vzorky muriva pri stanovení pevnosti v tlaku – vzorka 5

Tab. 3: Stanovenie pevnosti muriva v tlaku – telesá č. 1 a 2.

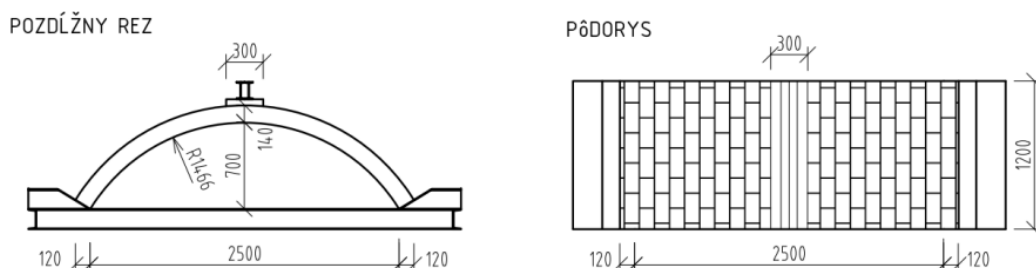
Zaťaženie			Priebeh priemerných deformácií (mm)	
Zaťažovací stupeň	Sila (kN)	Pevnosť (N/mm ²)	Skúš. teleso č. 1 (základňa 140 mm)	Skúš. teleso č. 2 (základňa 140 mm)
1	40	0,5	0,029	0,039
2	100	1,2	0,072	0,078
3	200	2,4	0,134	0,129
4	300	3,6	0,189	0,179
5	400	4,8	0,237	0,225
6	500	6,0	0,284	0,268
7	600	7,1	0,331	0,303
8	700	8,3	0,382	0,343
9	800	9,5	0,440	0,375
10	900	10,7	0,510	0,415
11	1000	11,9	-	0,454
12	1100	13,1	-	0,511
Maximálna sila $F_{l,max}$ (kN)			960	1100
Čas do dosiahnutia max. sily (min)			15	18
Tlačená plocha A_i (mm ²)			84000	84000
Pevnosť muriva f_i (N/mm ²)			11,4	13,1
Priemerná pevnosť muriva f (N/mm ²)			12,3	
Charakteristická pevnosť muriva f_k (N/mm ²)			10,2	
Pomerné pretvorenie v 1/3 max. sily ε_i (-)			0,001421	0,001490
Modul pružnosti muriva E_i (N/mm ²)			2700	2900
Priemerný modul pružnosti muriva E (N/mm ²)			2800	

Tabuľka 4: Stanovenie pevnosti muriva v tlaku – telesá č. 3, 4 a 5

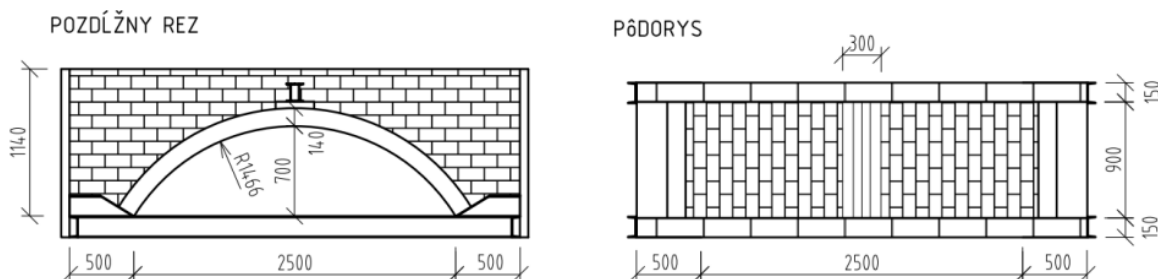
Zaťaženie			Priebeh priemerných deformácií (mm)		
Zaťažovací stupeň	Sila (kN)	Pevnosť (N/mm ²)	Skúš. teleso č. 3 (1) (základňa 140 mm)	Skúš. teleso č. 4 (2) (základňa 140 mm)	Skúš. teleso č. 5 (3) (základňa 140 mm)
1	40	0,5	0,017	0,020	0,032
2	100	1,2	0,035	0,053	0,046
3	200	2,4	0,067	0,099	0,065
4	300	3,6	0,108	0,155	0,085
5	400	4,8	0,148	0,217	0,105
6	500	6,0	0,194	0,280	0,130
7	600	7,1	0,237	0,368	0,158
8	700	8,3	0,289	0,469	0,197
9	800	9,5	0,347	0,620	0,250
10	900	10,7	0,420	-	0,328
11	1000	11,9	0,511	-	-
Maximálna sila $F_{l,max}$ (kN)			1040	860	990
Čas do dosiahnutia max. sily (min)			18	15	15
Tlačená plocha A_i (mm ²)			84000	84000	84000
Pevnosť muriva f_i (N/mm ²)			12,4	10,2	11,8
Priemerná pevnosť muriva f (N/mm ²)			11,5		
Charakteristická pevnosť muriva f_k (N/mm ²)			9,6		

Pomerné pretvorenie v 1/3 max. sily ε_i (-)	0,000902	0,001059	0,000624
Modul pružnosti muriva E_i (N/mm ²)	4600	3200	6300
Priemerný modul pružnosti muriva E (N/mm ²)	4700		

Z dôvodu simulácie reálneho chovania sa klenbových mostov sa v laboratórnych podmienkach analyzovali aj dve vzorky experimentálnych klenieb bez stienok a dve vzorky experimentálnych klenieb so stenkami vybudovaných na oceľových úložných laviciach, ktorých tvar a konštrukčné riešenie nahrádza spodnú stavbu klenbových mostov a vyhovuje priestorovým podmienkam skúšobného laboratória. Geometrický tvar experimentálnych vzoriek murovaných klenieb je znázornený na obr. 10. a obr.11.



Obr. 10: Geometrický tvar experimentálnych vzoriek murovaných klenieb bez bočných stienok.



Obr. 11: Geometrický tvar experimentálnych vzoriek murovaných klenieb s bočnými stenkami.

Pohľad na experimentálne vzorky murovaných klenieb a priebeh merania je znázornené na obr. 12 a 13.



Obr. 12: Zaťažovanie a porušenie experimentálnej vzorky murovanej klenby bez bočnej stienky.

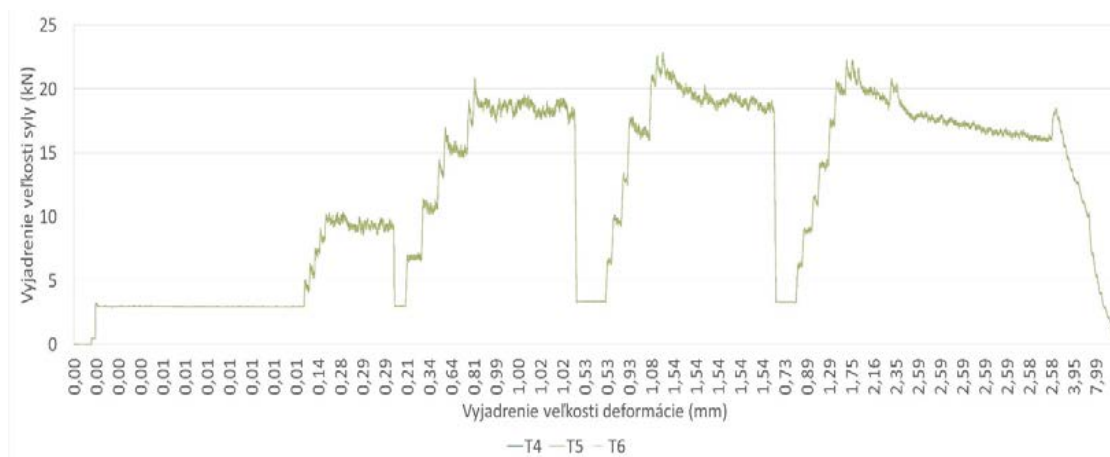


Obr. 13: Zaťažovanie a porušenie experimentálnej vzorky murovanej klenby s bočnou stenkou.

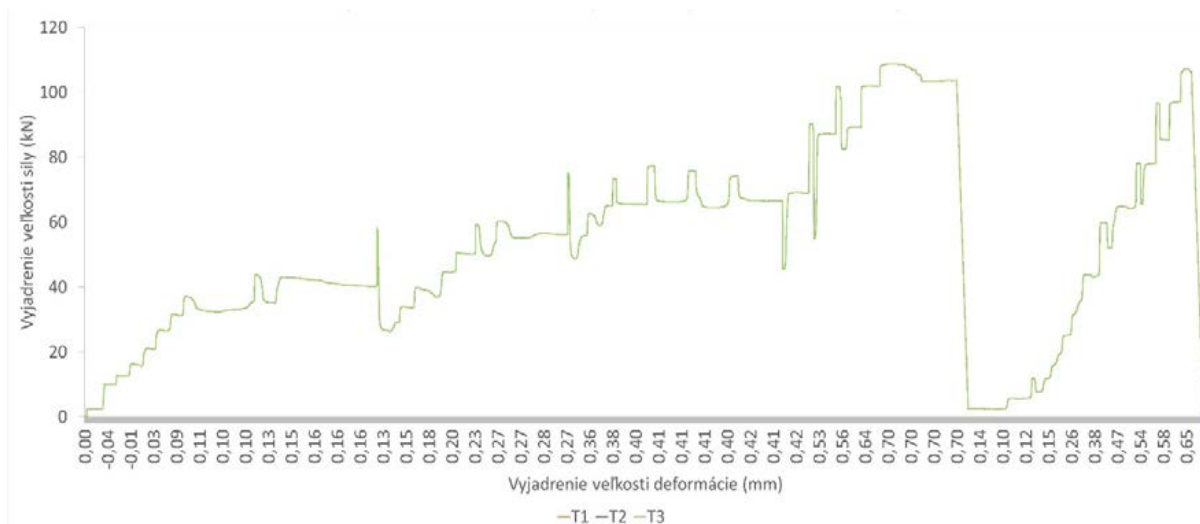
Prehľad nameraných hodnôt sú uvedené v grafoch zobrazených v obr. 14, 15, 16 a 17.



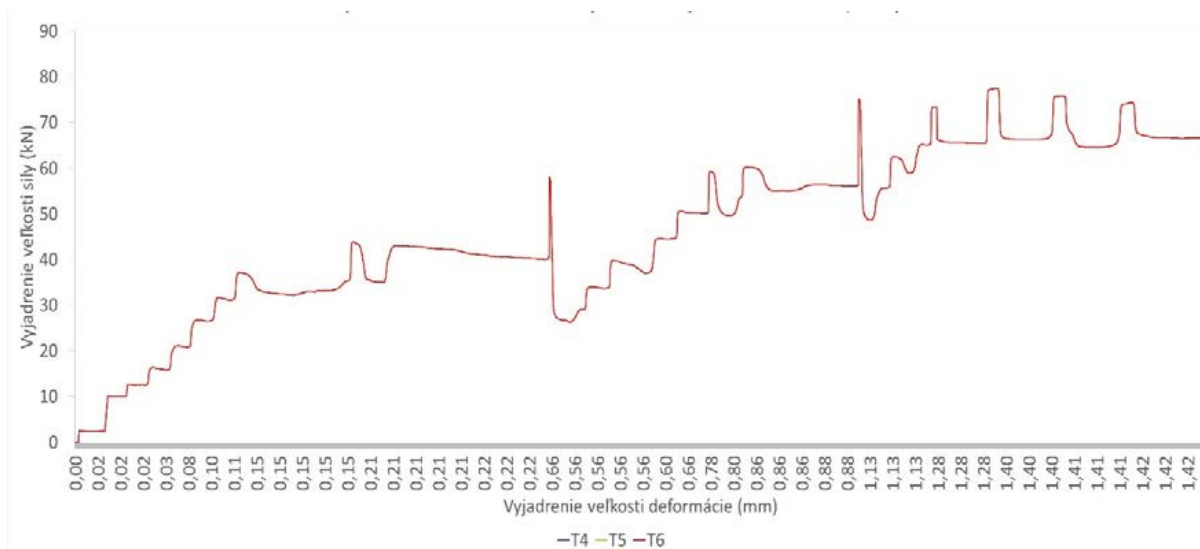
Obr. 14: Grafické znázornenie pomeru veľkosti sily v strede rozpätia a deformácie v 1/4 rozpätia experimentálnej vzorky murovanej klenby bez bočnej stienky.



Obr. 15: Grafické znázornenie pomeru veľkosti sily v strede rozpätia a deformácie v 1/2 rozpätia experimentálnej vzorky murovanej klenby bez bočnej stienky.



Obr. 16: Grafické znázornenie pomeru veľkosti sily v strede rozpätia a deformácie v 1/4 rozpätia experimentálnej vzorky murovanej klenby s bočnou stenkou.

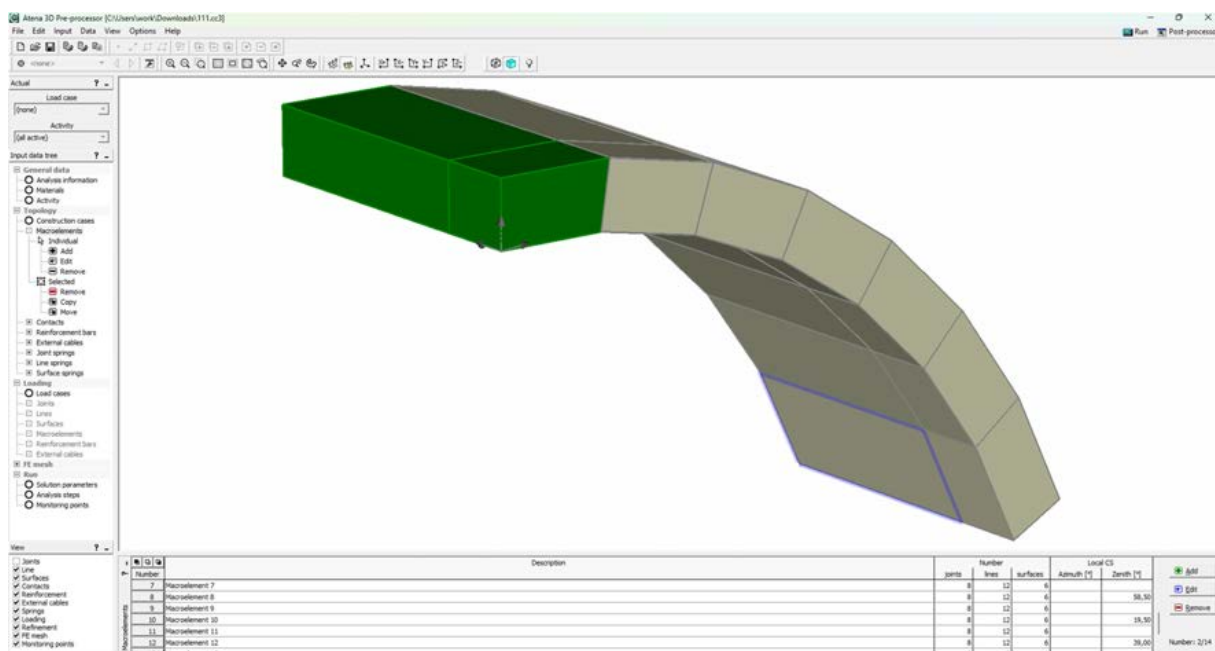


Obr. 17: Grafické znázornenie pomeru veľkosti sily v strede rozpätia a deformácie v 1/4 rozpätia experimentálnej vzorky murovanej klenby s bočnou stenkou.

Priebeh zaťažovania a odľahčovania klenieb prebiehal v určených fázach. Sila pri porušení klenby bez bočnej stienky bola 21,45 kN pri deformácii 1,75mm v strede rozpätia a sila pri porušení klenby s bočnou stenkou bola 109,15 kN pri deformácii 1,42mm v strede rozpätia.

4 Numerické modelovanie

3D modelovania pomocou metódy konečných prvkov (MKP) ponúka rovnováhu medzi zložitou skutočnou pôsobením a výpočtovou efektívnosťou statickej analýzy murovaných klenbových mostov. Tieto mosty sú heterogénne konštrukčné systémy. Vykonanými experimentálnymi meraniami zistené hodnoty deformácií pri rôznych veľkostiach pôsobiacich síl budú porovnávané s vypočítanými hodnotami deformácií pri zadaní konkrétnych síl na numerických modeloch. Porovnávanie experimentálnych a numerických výsledkov je potrebné pre nastavenie presných konštrukčných charakteristík týchto numerických modelov. Takéto zistenia slúžia na presnejšiu numerickú analýzu skutočného pôsobenia klenbových mostov. Na túto úlohu bol použitý software ATENA 3D.



Obr. 18: Modelovanie klenbových murovaných konštrukcií softwarom ATENA 3D

Numerické modelovanie laboratórnych vzoriek bolo vykonávané počas spracovania tohto príspevku a výsledky budú prezentované na konferencii.

5 Závery

Príspevok prezentuje výsledky experimentálnych meraní zameraných na murované klenbové mosty z tehál klasického formátu, ktoré sú potrebné na hlbšiu analýzu skutočného pôsobenia klenbových mostov zabudovaných v železničnej a cestnej infraštruktúre. Prezentované sú experimentálne merania na štyroch vzorkách klenbových mostov. Ku tomu bolo potrebné vykonať aj experimentálne overenie materiálových vlastností murovacích prvkov a malty a zároveň muriva ako celku. Výskum sa vykonáva v rámci dlhodobej spolupráce ŽSR, Výskumného a vývojového ústavu železníc Žilina a Katedry stavebných konštrukcií a mostov KSKM, Stavebnej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24, podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-23-0626.

Literatúra

- [1] STN EN 1990/NA1: 2009 (73 0031), Eurokód. Zásady navrhovania konštrukcií. Národná príloha.
- [2] STN EN 1996-1-1 + A1: 2013 (73 1101), Eurokód 8. Navrhovanie murovaných konštrukcií Časť 1-1 Všeobecné pravidlá pre vystužené a nevystužené murované konštrukcie
- [3] STN ISO 13822: 2010 (73 0038), Zásady navrhovania konštrukcií. Hodnotenie existujúcich konštrukcií.
- [4] STN EN 1991-1-1: Zaťaženia konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia.
- [5] STN EN 1991-2/NA1: 2020 (73 6203), Eurokód 1. Zaťaženia konštrukcií, Časť 2: Zaťaženia mostov dopravou. Národná príloha.
- [6] ŽSR VTP - UZZMO: VŠEOBECNÉ TECHNICKÉ POŽIADAVKY - Určovanie zaťažiteľnosti železničných mostných objektov na ŽSR, 2016, 122str.
- [7] STN EN 771-1: 2011 (72 2632), Špecifikácia murovacích prvkov, Časť 1: Tehliarske murovacie prvky.
- [8] STN EN 1015-11 Metódy skúšania mált na murovanie Časť 11: Stanovenie pevnosti zatvrdnutej malty v ťahu pri ohybe a v tlaku.
- [9] STN EN 1052-1: 2000 Skúšobné metódy pre murivo. Časť 1: Stanovenie pevnosti v tlaku.

ON THE LOAD-CARRYING CAPACITY DETERMINATION OF RAILWAY BOX-GIRDER BRIDGES USING THE REDUCED STRESS METHOD

Jaroslav ODROBINÁK^{1*}, Josef VIČAN¹, Richard HLINKA¹, Jozef PROKOP¹,
Branislav VAVÁK²

¹ Department of Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, University of Žilina, Univerzitná 8215/1, 01026 Žilina, Slovakia.

² R&D Institute of Railways, Railways of the Slovak Republic, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, Slovakia.

* corresponding author: jaroslav.odrobinak@uniza.sk

Abstract

This paper investigates the load-carrying capacity of existing railway box-girder bridges through a comprehensive analytical approach. The reduced stress method is utilized, which determines stress limits for stiffened and unstiffened plates under combined loading conditions. This method offers an alternative to the traditional effective width approach used for plated structural elements. The paper presents three case studies, demonstrating the integration of global analysis using 2D finite element models, linear buckling analysis of plate/shell structure, and the verification of planar elements via the reduced stress method. The proposed procedure enables more realistic estimations of the load capacity of planar elements by accounting for the complex stress distributions within the panels, thereby enhancing the accuracy of structural assessments, especially details.

Keywords:

Railway bridge;
Load-carrying capacity;
Box-girder bridge;
Plated FEA model;
Reduced stress method.

Plné znenie článku je publikované v časopise „Civil and Environmental Engineering“.

The full text of the article is published in the journal „Civil and Environmental Engineering“.

<https://reference-global.com/journal/CEE#issue-accordion>

POZNATKY Z PROHLÍDEK STÁVAJÍCÍCH DŘEVĚNÝCH MOSTŮ A LÁVEK V ČESKÉ REPUBLICE

Antonín LOKAJ^{1*}, Pavel DOBEŠ², Marek JOHANIDES²

¹ Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB – TU Ostrava, Česká republika.

² Experimentální a diagnostické stavební centrum, Fakulta stavební, VŠB – TU Ostrava, Česká republika.

* korespondenční autor: antonin.lokaj@vsb.cz

Abstrakt

Článek obsahuje řadu poznatků z prohlídek dřevěných lávek a mostů v České republice z hlediska jejich ochrany proti degradaci. Návrh a provedení ochrany proti atmosférické a biologické degradaci, společně s údržbou, jsou často rozhodujícími faktory pro zajištění dlouhodobé životnosti těchto konstrukcí.

Klíčová slova:

Dřevěný most;
Degradace;
Ochrana;
Vlhkost;
Dřevokazné houby.

1 Úvod

Životnost dřevěných mostů a lávek ovlivňuje řada faktorů. Patří sem celkový návrh konstrukce (zastřešení významně prodlužuje životnost dřevěných mostů a lávek), konstrukční řešení (včetně detailů a spojů), výběr vhodných materiálů, kvalita povrchových ochranných nátěrů a konstrukčních prvků, pravidelná kontrola stavu a oprava poškozených částí. V článku jsou uvedeny vybrané příčiny degradace dřevěných mostů a lávek způsobené vlivy prostředí. Další informace lze nalézt například v [1], [2] a [3]. Většina historických dřevěných mostů a lávek, které přetrvaly staletí, byla krytá a spoje nosných prvků byly provedeny klasickými tesařskými spoji s minimálním použitím kovových spojovacích prvků (viz Obr. 1).

2 Vlivy prostředí na trvanlivost dřevěných mostů a lávek

Při návrhu dřevěných konstrukcí mostů a lávek je nutné zohlednit působení počasí na rozvoj atmosférických a biologických procesů degradace. Mezi hlavní faktory patří vliv vlhkosti (z deště, sněhu nebo mrazu) a slunečního záření. Působení těchto degradačních faktorů lze omezit vhodnými ochrannými konstrukčními opatřeními, použitím dřeva s dostatečnou přirozenou trvanlivostí a úpravou povrchů ochrannými prostředky proti atmosférické degradaci a biologickému napadení.

U konstrukcí, kde hlavní nosné prvky nejsou částečně nebo úplně zakryty, lze jejich životnost zvýšit:

- omezením stojaté vody na dřevěných površích vhodným spádem;
- omezením otvorů a zářezů, kde by se voda mohla hromadit nebo vsakovat dovnitř;
- omezením přímé absorpce vody vhodnými povrchovými úpravami;
- omezením trhlin a delaminace, zejména v místech, kde jsou vnější povrchy dřeva vystaveny povětrnostním vlivům, a to použitím vhodných nátěrů nebo krycích prvků;
- zajištěním přirozené ventilace všech dřevěných částí vhodným uspořádáním prvků;
- eliminací vlivu zvýšené vlhkosti v blízkosti země (pokrytí povrchu štěrkem, omezení vegetace, zvětšení vzdálenosti dřevěných částí od terénu);
- u prvků zatížených dopravou zohledněním minimální výšky, aby bylo možné bezpečně provádět opravy nebo výměnu konstrukce.



Obr. 1: Lávka Kočí u Chrudimi (1721, L = 18 m) (vlevo), Lávka Lenora (1870, L = 27,77 m) (vpravo).

3 Správný výběr vhodného materiálu

Dřevěné mosty a lávky jsou po celou dobu své životnosti vystaveny působení prostředí. Jedním z předpokladů pro zajištění dostatečné trvanlivosti je proto návrh vhodných dřevěných materiálů s přirozeně vyšší trvanlivostí, a to zejména u prvků, které nelze chránit konstrukčními opatřeními (např. mostovky, úložné prahy apod.).

Na Obr. 2 jsou uvedeny příklady nevhodného použití materiálu (lepené lamelové dřevo) u úložného prahu dřevěné lávky.

V našich středoevropských podmínkách je vhodné pro nechráněné části použít modřínové dřevo (i pro prvky z lepeného lamelového dřeva). Pro návrh mostovek je vhodnější použít dubové dřevo, které má výrazně vyšší trvanlivost a odolnost proti opotřebení než jehličnany. Pro prvky vystavené extrémnímu zatížení je vhodné akátové dřevo. V některých evropských zemích jsou dřevěné mosty a lávky navrhovány z tropických, vysoce odolných dřevin.



Obr. 2: Úložný práh dřevěné lávky z lepeného lamelového dřeva z roku 2023 po 8 letech provozu (vlevo), úložný práh po opravě v roce 2024 (vpravo).

4 Biologická degradace

Dřevěné mosty a lávky situované nad vodními toky jsou vystaveny zvýšené vlhkosti, která vytváří vhodné podmínky pro rozvoj dřevokazných hub. Na Obr. 3 je uveden příklad smrkových prken mostovky napadených hnilobou a dubových prken mostovky napadených tzv. suchou hnilobou. Kvalita dubového mostu byla žalostná, proto byla po pouhých třinácti letech provozu mostovka kompletně vyměněna.



Obr. 3: Smrková prkna mostovky poškozena hnilobou (vlevo) a dubová prkna mostovky poškozena suchou hnilobou (vpravo).

5 Atmosférická degradace

Materiály používané u dřevěných mostů a lávek jsou citlivé na vlivy vnějšího prostředí, pokud jde o jejich životnost. Hlavně se jedná o působení vody ve všech formách, zejména v kombinaci se slunečním zářením. Zdá se, že důležitá je také orientace konstrukce vůči světovým stranám.

Na Obr. 4 je uveden příklad rozdílného stavu povrchu nosníků dřevěného trámového mostu z lepeného lamelového dřeva. Vnější povrch jednoho z hlavních nosníků je orientován na jih a je tedy vystaven intenzivnímu slunečnímu záření, které v kombinaci s častým navlhčováním nechráněného povrchu deštěm a sněhem způsobilo po deseti letech provozu výraznou degradaci povrchu. Degradace se projevuje zvětřováním povrchového nátěru a jeho šednutím, především však značnou delaminací sahající do hloubky několika centimetrů. Vnější povrch druhého nosníku je orientován na sever. Degradace povrchu na této straně nosníku je zřetelně méně závažná.

Na Obr. 5 jsou uvedeny příklady atmosférické degradace nosníků dřevěné lávky, která není chráněna žádnými konstrukčními opatřeními. Po pouhých deseti letech provozu bylo nutné tuto lávku kompletně renovovat.



Obr. 4: Pohled na trámový most z roku 2008 z jižní strany (vlevo) a ze severní strany (vpravo).



Obr. 5: Dřevěná lávka bez konstrukční ochrany poškozená atmosférickou degradací.

6 Konstrukční ochrana dřevěných mostů a lávek

Za nejúčinnější ochranu proti degradaci se považuje konstrukční ochrana nosných prvků pomocí dřevěného obložení (boční plochy) nebo kovového plechu (obvykle horní plochy nosníků). Tyto ochranné prvky lze po jejich opotřebení snadno vyměnit za nové. Příklady takového řešení realizovaného v zahraničí a u nás jsou uvedeny na Obr. 6.

Mezi další účinná opatření zajišťující potřebnou trvanlivost dřevěných mostů a lávek patří kvalitní povrchová úprava (v severských zemích je stále povoleno i natírání kreosotem) a provedení spojů nosných prvků pomocí ocelových kolíků s vloženými ocelovými plechy (viz Obr. 7).

Na Obr. 8 je znázorněna dřevěná konstrukční ochrana horní hrany nosného oblouku lávky v České republice.

Velmi účinným opatřením, jak prodloužit životnost zejména dřevěných lávek, je jejich zastřešení, které lze alternativně provést i pomocí zasklení včetně bočních stěn (viz Obr. 9).



Obr. 6: Příklady konstrukční ochrany dřevěných mostů z Norska (vlevo) a České republiky (vpravo).



Obr. 7: Různé přístupy ke konstrukční ochraně nosných prvků mostů v Norsku (vlevo) a v České republice (vpravo).



Obr. 8: Dřevěná konstrukční ochrana horní hrany nosného oblouku dřevěné lávky v České republice.



Obr. 9: Příklady zastřešených lávek: Rakousko (vlevo), Česká republika – TAROS NOVA (vpravo).

7 Závěr

Článek představuje vybrané příčiny degradace, které způsobují poškození a snižují životnost dřevěných mostů a lávek. Jedná se především o faktory atmosférické a biologické degradace.

Poděkování

Tento článek byl zpracován za finanční podpory Evropské unie v rámci projektu REFRESH – Research Excellence For Region Sustainability and High-tech Industries, číslo projektu CZ.10.03.01/00/22_003/0000048 prostřednictvím Operational Programme Just Transition.

Reference

- [1] Collective authorship: Wooden buildings and wooden structures. Academic publishing house CERM, Brno, 2010, 310 pages. Examples. In Czech.
- [2] FOJTÍK R. - LOKAJ A. - Gabriel J.: Wooden Bridges and Footbridges. ČKAIT Information Centre, Prague, 2017, 157 pages. In Czech.
- [3] “Educational Materials for Designing and Testing of Timber Structures – TEMTIS” Handbook 1 – Timber Structures, Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/06/B/F/PP/168007, 2008.

VLIV NÁVRHU DETAILŮ NA ŽIVOTNOST A SPOLEHLIVOST MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ Z PATINUJÍCÍCH OCELÍ

Miroslav VACEK^{1*}, Vít KŘIVÝ¹, Kateřina KREISLOVÁ², Barbora KŘISTKOVÁ¹, Jaroslav ODROBIŇÁK³

¹ Fakulta stavební, VŠB – Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, Ostrava – Poruba, Česká republika

² SVUOM s.r.o., U Měšťanského pivovaru 934/4, Praha, Česká republika

³ Stavební fakulta, Žilinská univerzita v Žilině, Univerzitná 8215/1, Žilina, Slovenská republika.

* korespondenční autor: Miroslav Vacek, miroslav.vacek@vsb.cz

Abstrakt

Mosty z patinujících ocelí jsou ve světě velmi oblíbené kvůli snížení nákladů na životní cyklus mostu. Tyto mosty zpravidla nevyžadují celoplošnou obnovu nátěrů, protože nátěrem mohou být opatřena pouze potenciálně kritická místa, jako je okolí mostních závěrů. Patinující ocel vytváří ochrannou vrstvu, která zpomaluje rychlost korozního oslabení na technicky přijatelnou úroveň. Méně řešenou problematikou z hlediska korozní odolnosti jsou však jednotlivé dílčí detaily, kde mohou vznikat úsady obsahující biodegradační materiál, jako jsou tlející listy, prach a jiné organické materiály. Tyto úsady mohou zadržovat vlhkost a vytvářet prostředí příznivé pro korozi. V horším případě úsady obsahují zvýšené množství chloridových iontů, které mohou pocházet například z posypových solí. V takovém případě dochází ke zvýšenému lokálnímu koroznímu úbytku. Pro dosažení plánované životnosti OK je nutné vhodné konstrukční řešení mostních konstrukcí.

Klíčové slova:

Patinující ocel;
Korozní odolnost;
Údržba mostů;
Životní cyklus;
Chloridové ionty.

1 Úvod

Výstavba a údržba dopravní infrastruktury představuje jednu z nejvýznamnějších oblastí veřejných investic a zároveň dlouhodobých technických závazků [1]. Mosty, jako kritické body silniční a železniční sítě, jsou navrhovány s cílem zajistit bezpečný provoz po desítky let – často v podmínkách, které se postupně mění v důsledku klimatických vlivů [2], zvyšující se dopravní zátěže a vývoje v technických normách. Vzhledem k omezeným finančním prostředkům je stále větší důraz kladen na koncept udržitelnosti a celkového životního cyklu staveb (LCA, LCC), který zahrnuje nejen náklady na výstavbu, ale i provoz, inspekce a údržbu během celé doby jejich využívání [3], [4]. V tomto kontextu roste význam materiálů s nízkými nároky na údržbu, které přispívají k prodloužení životnosti konstrukcí bez nutnosti častých zásahů. Kromě betonových a kompozitních konstrukcí se do popředí dostávají i nové typy ocelí, které kombinují vysokou pevnost [5], dlouhodobou odolnost vůči koroznímu prostředí [6] a estetickou hodnotu [7][8]. Patinující oceli představují v tomto ohledu moderní řešení, které si v posledních desetiletích získalo pozornost nejen díky technickým vlastnostem, ale také kvůli ekonomickým a ekologickým benefitům [9]. Jejich schopnost samovolně vytvářet ochrannou vrstvu bez nutnosti protikorozní ochrany pomocí nátěrových systémů odpovídá současným trendům v oblasti efektivní správy a trvale udržitelné výstavby dopravní infrastruktury [10].

Jedním z moderních přístupů, jak snížit nároky na údržbu a zároveň prodloužit životnost mostních konstrukcí, je využívání patinujících ocelí [6][11]. Tyto oceli, známé mimo jiné pod obchodními názvy jako Atmosfix nebo COR-TEN, mají specifické složení legujících prvků [12], díky nimž dochází při vystavení atmosférickým vlivům ke vzniku kompaktní vrstvy korozních produktů – tzv. patiny [13]. Tato patina má pasivační charakter, což znamená, že zpomaluje další postup koroze do hloubky materiálu, a tím chrání samotné těleso konstrukce [14]. Za příznivých podmínek tak může mostní konstrukce z patinující oceli po celou svou životnost fungovat bez nutnosti tradiční protikorozní ochrany

(např. nátěrovými systémy či metalizací), čímž se významně snižují náklady na životní cyklus konstrukce [15].

V ideálním případě se v prvních letech života konstrukce na dobře provětrávaných plochách a v místech bez zvýšené vlhkosti nebo znečištění vytvoří rovnoměrná, kompaktní a dobře přilnavá korozní vrstva, tzv. patina [16], která zpomaluje korozní procesy na povrchu konstrukce oproti běžným uhlíkovým ocelím [17][18]. Realita provozu však ukazuje, že na některých konstrukcích existují místa – konstrukční detaily – kde je proudění vzduchu omezené, kde se zadržuje voda, kde se hromadí prach, listí nebo jiné biologické nečistoty. Právě v těchto lokálně omezených místech je vznik kvalitní patiny potencionálně problematický. Místo kompaktní vrstvy se zde tvoří pórovitá a málo přilnavá korozní produkty, které se snadno odlupují, a tím ztrácejí ochrannou funkci. Zároveň tyto plochy bývají i vizuálně odlišné od svého okolí, korozní produkty jsou objemnější a mají jinou morfologii povrchu [19]. Pokud jsou navíc významně kontaminovány chloridovými ionty (např. z posypových solí), může dojít i k urychlené lokální korozi, která ve svém důsledku narušuje únosnost konstrukce [20].

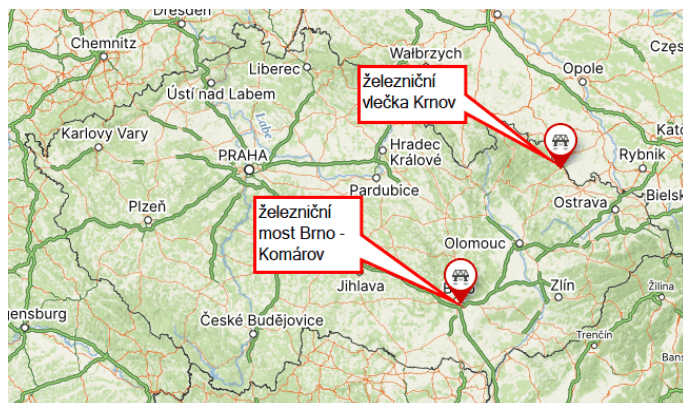
I když je citlivost patinující oceli na mikroklimatické podmínky často zmiňována v odborné literatuře [21], v praxi bývá tento faktor – spolu s vlivem konstrukčních detailů – stále podceňován. Přitom právě návrh detailů může zásadně ovlivnit, zda se na konkrétním místě vytvoří kvalitní ochranná patina, nebo zda bude nutné uvažovat o dodatečném opatření, jako je například lokální nátěr. Těmto aspektům je proto třeba věnovat zvýšenou pozornost již ve fázi projektování.

Z hlediska technických norem (např. EN 1993-2 [22], EN 1090-1 [23], EN 1090-2 [24] nebo EN ISO 9223 [25]) nebo směrnic (např. směrnice ECCS [26]) existují pouze obecná doporučení k využívání patinujících ocelí a hodnocení korozní agresivity prostředí. Tyto předpisy však často nepostihují konkrétní rizika spojená s návrhem detailů a jejich interakcí s okolním prostředím. Proto je nezbytné doplňovat teoretické poznatky praktickými případovými studiemi, které ukazují konkrétní příklady efektivních i problematických konstrukčních řešení.

Tento příspěvek se zabývá srovnávací analýzou dvou železničních mostních konstrukcí z patinující oceli Atmofix, které byly vybudovány v odlišných obdobích i lokalitách – konkrétně jde o most železniční vlečky v Krnově (1979) a železniční most v městské části Brno-Komárov (1989). Obě konstrukce byly dlouhodobě vystaveny reálným klimatickým podmínkám bez dodatečné povrchové ochrany. Cílem studie je posoudit, jak konstrukční řešení, provozní zatížení a mikroklimatické podmínky ovlivňují vývoj patiny a vznik korozních produktů, a zároveň identifikovat problematická místa z hlediska akumulace vlhkosti a nečistot. Diagnostika byla provedena pomocí kombinace vizuální klasifikace, magneticko-indukčního měření tloušťky korozních vrstev a otiskové metody, která umožňuje hodnotit morfologii a přilnavost vzniklé patiny.

2 Metodologie

Pro účely srovnání v tomto textu jsou vybrány dva železniční příhradové ocelové mostní objekty vyrobené z patinující oceli Atmofix. Umístění mostů ilustruje Obr. 1 1.



Obr. 1: Umístění zkoumaných mostních objektů (zdroj: mapy.com)

Železniční vlečka v Krnově, viz Obr. 2, byla vybudována v roce 1979 pro zatěžovací vlak A dle ČSN 73 6203 pro provoz průmyslového areálu. Rozpětí mostu je přibližně 35 m a šířka přibližně 7 m.

Použitý materiál je Atmofix B (ocel 15127 dle ČSN 42 0002:1976, ekvivalent dle EN 10025:1990+A1:1993 S355J2B1W), kdy nelze vyloučit, že pro některé prvky s tloušťkou stěny do 12 mm je použita ocel Atmofix A (ocel 15217 dle ČSN 42 0002:1976, ekvivalent dle EN 10025:1990+A1:1993 S355JOW). Konstrukci mostu tvoří otevřený šroubovaný příhradový prostý nosník s dolní mostovkou. Montážní spoje jsou provedeny jako třecí spoje. Ocelová konstrukce byla opakovaně hodnocena v letech 1983, 1995, 2000, 2004, 2008 a 2015. V roce 1997 došlo při povodni k zaplavení mostu až k úrovni mostovky a v roce 2024 došlo při povodni k zaplavení přes mostovku. Hodnocení patiny a stavu mostního objektu proběhlo před poslední povodní v listopadu 2023 (expozice 45 let).



Obr. 2: Železniční vlečka Krnov

Železniční most v Brně – Komárově, viz Obr 3, přes ulici Černovická byl vybudován v roce 1989. Rozpětí mostu je přibližně 34 m a šířka přibližně 7 m. Použitý materiál je Atmofix. Konstrukci mostu tvoří otevřený svařovaný příhradový prostý nosník s dolní mostovkou. Hodnocení patiny a stavu mostního objektu proběhlo v červenci 2025 (expozice 36 let).



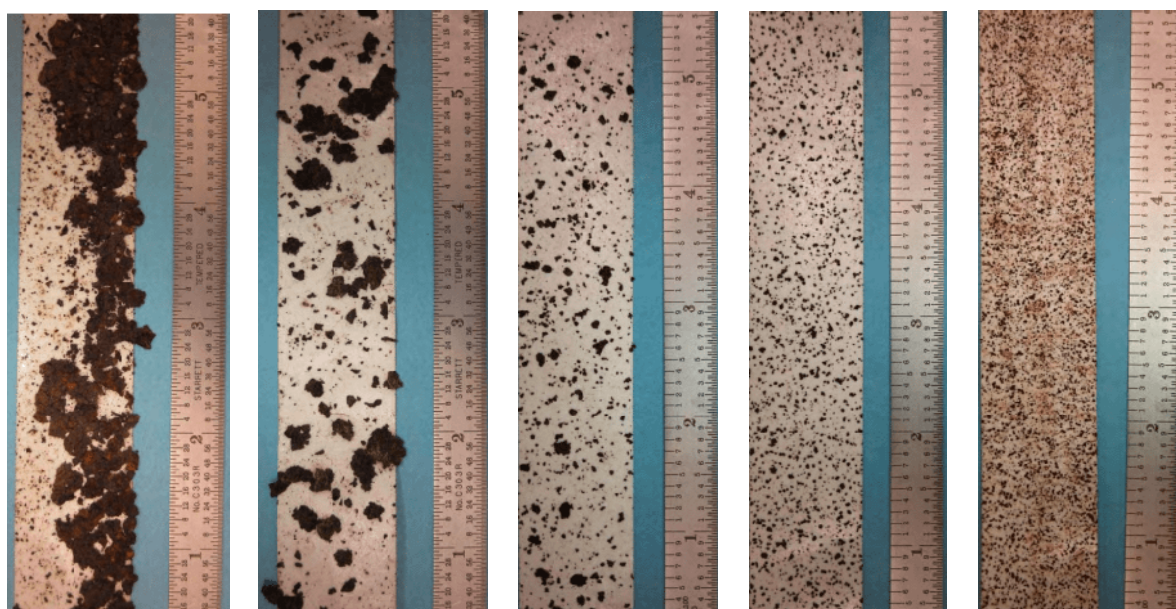
Obr. 3: Železniční most Brno - Komárov

V rámci prohlídky obou mostů bylo provedeno vizuální zhodnocení stavu patiny dle klasifikačních stupňů vizuálního hodnocení patiny a její případné defekty. Současně jsou hodnocena případná nepříznivá místa a důvod jejich zvýšeného korozního napadení. Tento text je zaměřen především na oblast v okolí styčníků dolního pásu příhrady s diagonálami, kde hrozí potenciálně nejvyšší riziko úsad prachu a zadržení vody.

V textu bude pod pojmem patina rozuměna kompaktní ochranná vrstva vznikající na povrchu patinující oceli, zatímco korozní produkty mohou označovat i nekvalitní vrstvy vznikající za nepříznivých podmínek.

Na obou mostních konstrukcích je na typických plochách a v místě styčnicku provedeno měření tloušťky vrstvy korozních produktů pomocí nedestruktivní magneticko-indukční metody přístrojem PosiTector 6000 se sondou FNRS a hodnocena makrostruktura vrstvy korozních produktů otiskovou metodou. Je měřena typická vrstva korozních produktů na každé ploše styčnicku a také vrstva v oblastech s vizuální odlišností od typické vrstvy korozních produktů. Na základě tloušťky korozních produktů lze odhadnout stupeň ochranných vlastností patiny. Tloušťka mezi 100 μm a 350 μm poukazuje na plnou ochrannou funkci patiny. Tloušťka mezi 350 μm a 600 μm může stále poukazovat na dobrou ochrannou funkci patiny, pro určení reálných hodnot korozních rychlostí je však třeba provést podrobnější zkoumání. Při tloušťkách korozních produktů nad 600 μm již pravděpodobně patina nemá dostatečné ochranné vlastnosti. Vrstvy s tloušťkou nad 600 μm jsou obvykle snadno identifikovatelné při vizuální prohlídce a to kvůli svým objemným korozním vrstvám, které jsou nepřilnavé a odlupují se z povrchu konstrukce.

K hodnocení přilnavosti vrstvy patiny je navíc využita otisková metoda, která se pevně přitlačí na povrch konstrukce a následně sejme kolmo k povrchu. Na bílém podkladu se hodnotí množství a velikost ulpělých částic. Převaha jemných a rovnoměrných částic do velikosti 1 mm je typická pro kvalitní ochrannou patinu. Naopak zvýšený výskyt částic nad 5 mm nebo vysoký podíl nesoudržných částic, zejména v oblastech nevystavených přímým dešťovým srážkám, svědčí o nižší ochranné účinnosti vrstvy patiny. Klasifikační stupně pro otiskovou metodu jsou převzaty z [27], viz Obr 4.



stupeň 1

stupeň 2

stupeň 3

stupeň 4

stupeň 5

Obr. 4: Klasifikační stupně otiskové metody

3 Výsledky

3.1 Vizuální hodnocení

3.1.1 Železniční vlečka Krnov

Na plochách s dostatečným provětráváním je patina rovnoměrná, zbarvená do tmavě hněda nad i pod mostovkou, s příznivým vývojem patiny. Na horizontálních površích je barva světlejší, avšak patina je stále rovnoměrná, vývoj patiny je příznivý. V případě svislých přímo smáčených površích je zřetelný vliv srážkové vody na površích, kdy dochází k jejímu stékání po konstrukci. Toto však nenarušuje kvalitu patiny. V rámci styčnicků je rozvinutá spárová koroze s šířkou spáry cca 10 mm. Šroubové spoje jsou funkční, deformace nejsou zaznamenány v oblasti šroubů. Na stěnách nosníků pod mostovkou v ploše cca 100 mm nad dolní pásnicí, se spadem korozních produktů a nečistot na horní povrch dolní pásnice nosníku, je vývoj patiny zhoršen, stále však lze označit jako příznivý vývoj. Horní povrch dolní pásnice nosníku není, po očištění, výrazně ovlivněn spadem korozních produktů a je příznivý, odpovídající nepřímě ovlhčeným površím. Na povrchu vnitřních příčnic, především pásnic, je patina ovlivněna smáčením otvory v pochozím plechu mostovky, vývoj patiny je i přesto příznivý. Stojiny mají rovnoměrnou patinu, zbarvenou do tmavě hněda, s příznivým vývojem. Horní povrch diagonál a svislé povrchy diagonál mají rovnoměrnou patinu zbarvenou do světle hnědé barvy s příznivým vývojem. Na

dolním povrchu diagonál je patina objemnější, tmavší a méně přilnavá, patina odpovídá nepřímo smáčeným povrchům s příznivým vývojem patiny. Kritickým prvkem je styčník diagonály a spodního pásu příhradového nosníku. Vnitřní prostor, ovlivněný blízkostí dolní pásnice, přímým smáčením z přilehlého otvoru a úsadou nečistot vykazuje objemné korozní produkty s velmi dlouhou dobou ovhčení, vývoj patiny je nepříznivý. Vybrané snímky fotodokumentace ilustruje Obr. 5.



celkový pohled na most



detail styčníku



pohled do styčníku



podélníky a příčnice mostovky



mostní ložisko



detail štěrbinové koroze šroubového spoje

Obr. 5: Fotodokumentace – železniční vlečka Krnov

3.1.1 Železniční most Brno – Komárov

Na přímo smáčených plochách s dostatečným provětráváním je patina rovnoměrná, zbarvená do tmavě hněda nad i pod mostovkou, vývoj patiny je příznivý. U svislých povrchů je patrný vliv srážkové vody, která stéká po konstrukci. Tento jev však neovlivňuje kvalitu patiny. Vnitřní povrch vnějšího nosníku, kde je provětrávání méně efektivní je patina vizuálně světlejší a patina je hrubší, odpovídající nepřímo ovhčovaným povrchům s příznivým vývojem patiny. Ve styčníku dolního pásu s diagonálami vytéká voda na vnější stěnu dolního pásu příhradového nosníku a patina je v tomto místě vizuálně

zbarvena do světlejšího svislého pruhu patiny. Její kvalita je však stále na dobré úrovni, dostatečně ochranná a s příznivým vývojem, jedná se pouze o vizuální narušení jednotnosti vzhledu. Vnitřní nepřímo ovhřčovaný povrch mezi příčníky mostovky, který je hůře provětrávaný, má patinu obsahující množství prachových částic, stále je však vývoj patiny příznivý. Na patině dolního povrchu dolních pásnic příčníků mostovky a vnějších nosníků jsou lokálně, především nad jízdniemi pruhy, plochy s viditelným delším ovhřčením a světlejší barvou korozních produktů, jedná se však o vizuální změnu barevnosti a vývoj patiny je příznivý. Šroubové spoje příčníků nevykazují známky spárové koroze. Tento most neobsahuje místa, kde by se zdržovalo velké množství prachových nebo biologických nečistot případně se zdržovala voda. Vybrané snímky fotodokumentace ilustruje Obr 6.



celkový pohled na most



detail styčníku



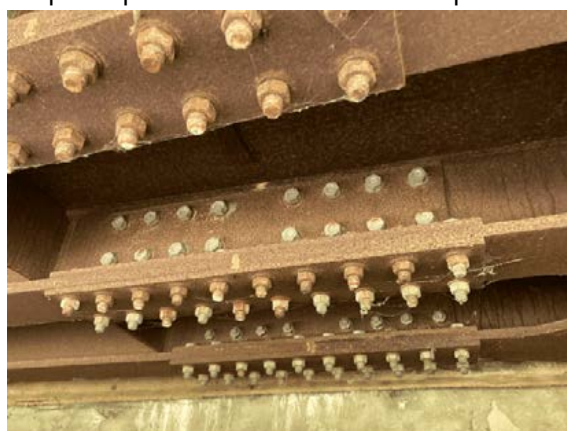
styčník shora



spodní pásnice hlavního nosníku a příčníků



mostní ložisko



šroubové spoje příčníků

Obr. 6: Fotodokumentace – železniční most Brno – Komárov

3.2 Tloušťka vrstvy korozních produktů

Na vybraných a dostupných místech konstrukce bylo provedeno měření tloušťky korozních produktů, přičemž důraz byl kladen především na oblasti vykazující změny barevnosti, matnosti povrchu nebo jiné vizuální odchylky od okolního materiálu. Tyto změny mohou indikovat zvýšenou korozní aktivitu či akumulaci korozních zplodin, často se však jedná pouze o zabarvení povrchu, které nemá vliv na požadované ochranné vlastnosti patiny. Výsledky měření tloušťky korozních produktů pro železniční vlečku v Krnově uvádí Tab. 1 a pro železniční most v Brně – Komárově Tab. 2.

Tab. 1: Tloušťky korozních produktů - Železniční vlečka Krnov

plocha	počet měření	průměr	maximum	minimum	Sx
vnitřní nosník stěna	10	214	276	156	43
vnitřní nosník stěna, nad pásnicí	10	331	532	188	111
dolní pásnice, horní plocha	10	266	362	188	55
dolní pásnice, dolní plocha	10	264	386	200	62
diagonála, horní povrch	10	179	212	23	154
diagonála, dolní povrch	10	178	262	44	116
stojina, východní strana	10	176	214	28	128
stojina, západní strana	10	189	396	82	132
vnější nosník, horní plocha	10	185	228	152	26
vnější nosník, styčnick	10	489	900	240	115
dolní pásnice, dolní plocha, tmavá	10	165	242	102	40
dolní pásnice, dolní plocha, světlá	10	224	294	190	40

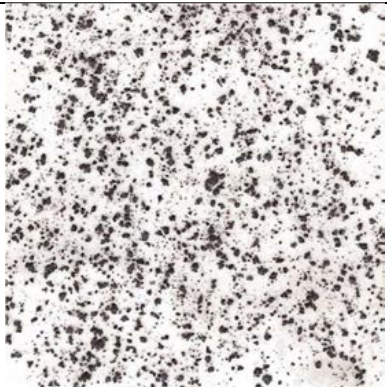
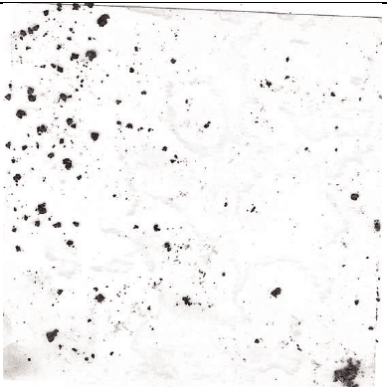
Tab. 2: Tloušťky korozních produktů - Železniční most Brno – Komárov

plocha	počet měření	průměr	maximum	minimum	Sx
vnější nosník, horní plocha	10	166	270	78	49
vnější nosník, styčnick, horní plocha	10	166	238	106	39
dolní pásnice, dolní plocha, tmavá	10	49	120	15	29
vnější nosník, vnější povrch, světlá	10	223	338	166	55
vnější nosník, vnější povrch, tmavá	10	216	316	126	53
vnější nosník, vnitřní povrch	10	163	252	96	43
diagonála, horní povrch, světlejší	10	118	134	96	14
diagonála, horní povrch, tmavší	10	142	174	98	28
diagonála, dolní povrch	10	140	266	72	62
diagonála, vnější povrch	10	122	192	68	31
diagonála, vnitřní povrch	10	120	138	96	15
dolní pásnice hlavního nosníku a příčnicku, dolní plocha	10	75	110	21	29
mostovka, dolní povrch	10	140	336	82	73
vnitřní nosník stěna, vnitřní	10	266	416	166	79
vnitřní nosník stěna, vnější	10	87	116	68	16
horní pás příhrady, vnitřní povrch nosníku	10	210	254	162	30

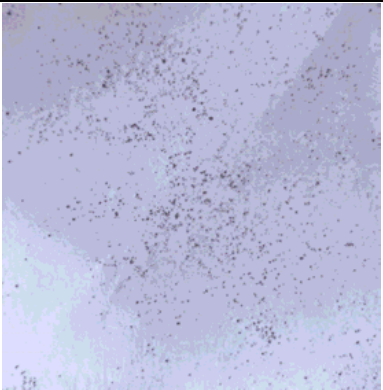
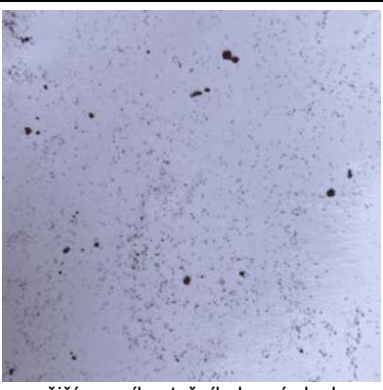
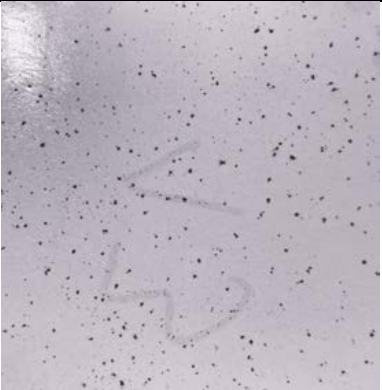
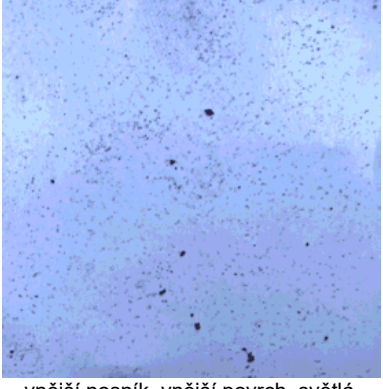
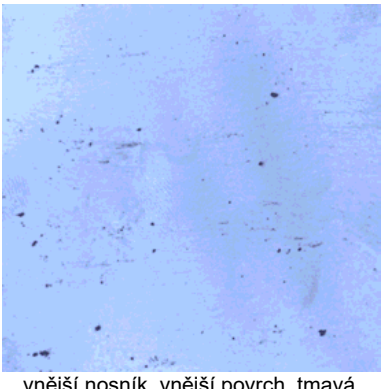
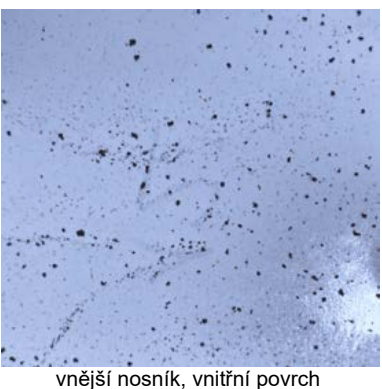
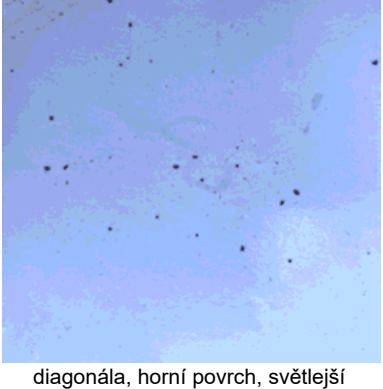
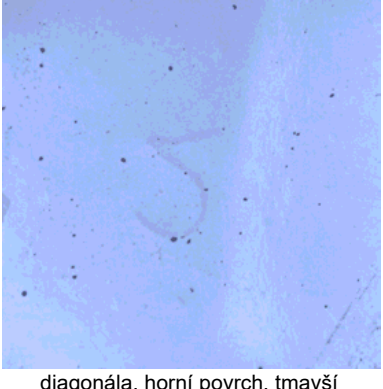
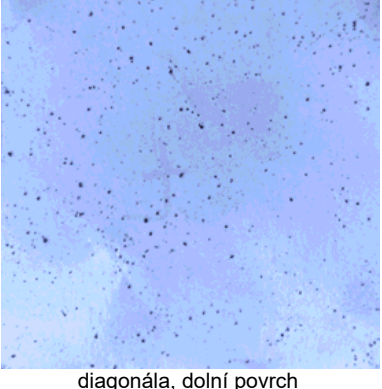
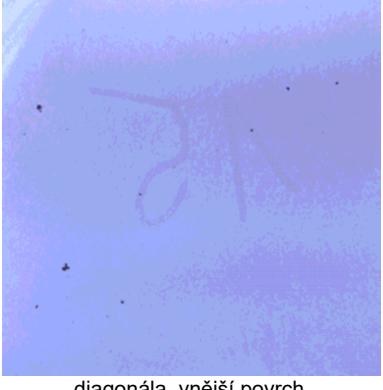
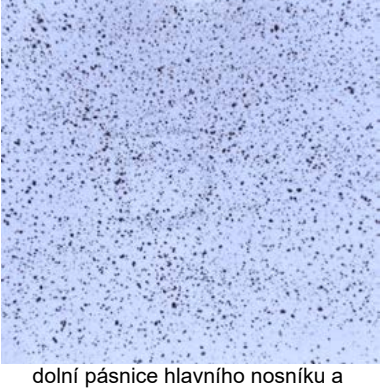
3.3 Otisková metoda

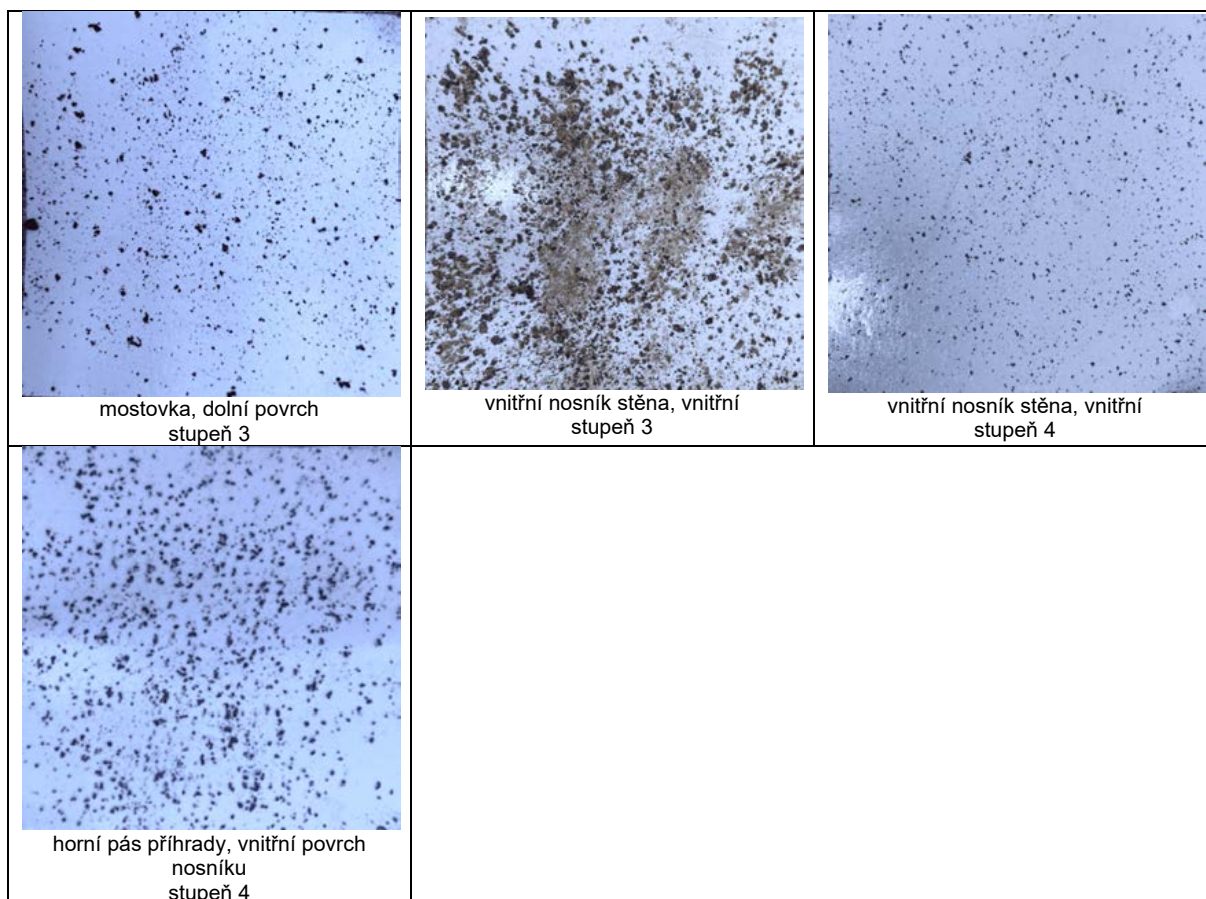
Otisková metoda byla provedena na stejných místech, jako měření tloušťky korozních produktů. Pro tento příspěvek je vybrán reprezentativní vzorek otisků, včetně jejich zatřídění dle [27]. Data pro železniční vlečku Krnov zobrazuje Tab. 3 a pro železniční most v Brně – Komárově Tab. 4.

Tab. 3: Tloušťky korozních produktů - Železniční vlečka Krnov

		
vnitřní nosník stěna stupeň 3	vnitřní nosník stěna, nad pásnicí stupeň 4	dolní pásnice, horní plocha stupeň 4
		
dolní pásnice, dolní plocha stupeň 4	diagonála, horní povrch stupeň 5	diagonála, dolní povrch stupeň 4
		
stojina, východní strana stupeň 5	diagonála, západní strana stupeň 4	vnější nosník, horní plocha stupeň 4
		
vnější nosník, styčnick stupeň 3	dolní pásnice, dolní plocha, tmavá stupeň 5	dolní pásnice, dolní plocha, světlá stupeň 4

Tab. 4: Tloušťky korozních produktů – železniční most Brno – Komárov

		
vnější nosník, horní plocha stupeň 5	vnější nosník, styčnick, horní plocha stupeň 4	dolní pásnice, dolní plocha, tmavá stupeň 5
		
vnější nosník, vnější povrch, světlá stupeň 4	vnější nosník, vnější povrch, tmavá stupeň 5	vnější nosník, vnitřní povrch stupeň 4
		
diagonála, horní povrch, světlejší stupeň 5	diagonála, horní povrch, tmavší stupeň 5	diagonála, dolní povrch stupeň 4
		
diagonála, vnější povrch stupeň 5	diagonála, vnitřní povrch stupeň 5	dolní pásnice hlavního nosníku a příčnicku, dolní plocha stupeň 4



4 Diskuse

Prezentované výsledky ukazují, že na provětrávaných místech konstrukce se tvoří kompaktní patina typická pro přímo smáčené povrchy. Barva svislých ploch je jednotná, s viditelnými stopami po stékání kondenzované vody a deště, které však neovlivňují kvalitu patiny. V místech, kde se voda kumuluje a dále stéká, jsou viditelná světlejší místa. Patina je však stále dostatečně ochranná. Jako kritické místo lze označit oblasti, kde se voda dlouhodobě zadržuje a situace se zhoršuje v případě, kdy na zkoumaném místě dochází k hromadění prachových a biologických nečistot, které výrazně ovlivňují dobu ovlhčení povrchu.

Tloušťka korozních produktů je u obou zkoumaných mostních objektů na dobře větraných a přímo smáčených površích na dobré hodnotě, která predikuje dobrý vývoj patiny při uvážení délky expozice obou mostů v době průzkumu. Tloušťka patiny roste v neprovětrávaných a nepřímo ovlhčovaných místech (např. příčníky mostovky), stále se však pohybuje v tloušťkách, kdy se předpokládá plně ochranná patina a kvality patiny odpovídá ochranné patině nepřímo ovlhčovaných povrchů. Na svislých plochách, kde je pozorována stékající voda, je tloušťka korozních produktů zvýšena proti ploše bez stékající vody, nikoli však výrazně. V místech, kde se voda koncentruje společně s prachovými a biologickými nečistotami je tloušťka korozních produktů výrazně vyšší hodnoty, přibližně dva až tři násobná proti dobře větranému povrchu konstrukce.

Kvalita patiny zkoumaná otiskovou metodou potvrzuje předchozí vizuální zjištění. V místech, kde je dobře větraný přímo smáčený i nepřímo ovlhčovaný povrch je otisk patiny s jemnými zrny, což značí kvalitní patinu. V místech, kde je zhoršena možnost provětrávání a zároveň dochází k dlouhodobé zadržení vlhkosti a nečistot, má otisk patiny hrubší zrna. Otisky s nejhrubšími zrny jsou pozorovány v místech se špatným provětráváním a koncentrací prachových nebo biologických nečistot. Toto potvrzuje hypotézu o velikosti zrn patiny a její kvality, potažmo tloušťky.

V oblasti šroubových spojů železniční vlečky v Krnově se vyskytuje spárová koroze. Tato koroze však výrazně neovlivňuje únosnost spoje, neboť deformace styčnickového plechu je na jeho okraji a nikoli v oblasti šroubů. Obdobný problém nastává u příhradových konstrukcí sloupů VN a VVN vyrobených z patinujících ocelí, kdy autoři tohoto článku provedli a publikovali výsledky destruktivního

testování, ve kterém nebylo prokázáno výrazné ovlivnění únosnosti spoje vlivem deformujícího se styčnickového plechu korozními produkty ve spáře [28].

I přesto, že mosty z patinujících ocelí nevyžadují údržbu ve formě obnovy protikorozní ochrany (především nátěrové systémy), stále vyžadují údržbu. Je nutné na stávajících mostních konstrukcích vytipovávat místa, kde se koncentrují vlhkost a nečistoty a tato místa pravidelně čistit. V případě, že se v detailu zdržuje voda, je vhodné aplikovat vhodné řešení, které vodu odvede z inkriminovaného detailu. Zmíněné je dobře pozorovatelné na rozdílu kvality patiny styčnicku s nevhodným návrhem (železniční vlečka Krnov), kde se hromadí především biologické nečistoty, a styčnicku s dobrým návrhem odvodnění, který nezadržuje vodu ani nečistoty (železniční most Brno – Komárov).

Porovnání dvou analyzovaných mostních konstrukcí, železniční vlečky v Krnově a železničního mostu v Brně – Komárově, jednoznačně ukázalo rozdíly vyplývající z odlišného návrhu detailů. V případě železniční vlečky v Krnově se v důsledku nevhodného řešení styčnicků akumulují biologické nečistoty a vlhkost, což vede k horším korozním podmínkám, a tedy vyšším korozním rychlostem na exponovaném povrchu styčnicku diagonál, svislic a dolního pásu příhradové konstrukce. Naopak železniční most v Brně – Komárově, který vykazuje lepší odvodnění a celkově promyšlenější konstrukční návrh, nemá místa s výrazně zvýšenou korozní aktivitou, kde by se zadržovala voda nebo prachové a biologické nečistoty.

Důležitým poznatkem, který z příspěvku vyplývá, je výrazná citlivost patinujících ocelí na přítomnost biologických a prachových úsad. Tyto nečistoty zadržují vlhkost, vytvářejí mikroklima s delší dobou ovlhčení a často jsou nositeli kontaminantů, například chloridových iontů. Tyto ionty, typicky pocházející z posypových solí, mohou vést k urychlené lokální korozi, zejména v místech, kde je omezena cirkulace vzduchu. Vzhledem k tomu, že patinující ocel je určena pro prostředí, kde dochází k pravidelnému střídání vlhka a sucha, je důležité, aby návrh detailů umožňoval co nejrychlejší osychání povrchů. Jinak dochází ke ztrátě ochranné funkce patiny.

Z hlediska diagnostických metod se jako mimořádně přínosná ukázala kombinace vizuálního hodnocení, měření tloušťky vrstvy korozních produktů a otiskové metody. Každá z těchto metod poskytuje jiný typ informace – vizuální metoda hodnotí rovnoměrnost a barvu, měření tloušťky kvantifikuje rozsah koroze a otisková metoda odhaluje mikrostrukturu a přilnavost patiny. Toto víceúrovňové hodnocení umožňuje vytvořit, bez destruktivního zásahu do konstrukce, poměrně komplexní obrázek o stavu povrchu oceli a predikovat vývoj koroze v delším časovém horizontu. Ukazuje se, že i konstrukce staré více než 40 let mohou být v dobrém stavu – pokud byly dobře navrženy.

Zajímavým zjištěním, které je třeba zmínit, je rozdíl mezi tzv. „tmavou“ a „světlou“ patinou. V některých oblastech, zejména s omezeným provětráváním povrchů, byla patina světlejší, poréznější a méně soudržná. Tento jev je typický pro místa s dlouhou dobou ovlhčení a nízkou rychlostí osychání (uzavřené detaily, kde se koncentrují prach a nečistoty). Světlejší barva tak může být indikátorem méně stabilního vývoje pasivační vrstvy a měla by být vnímána jako varovný signál v rámci vizuálních inspekcí. Pokud je však detail dostatečně provětráván, a to jak v případě přímo smáčených povrchů, tak i nepřímo ovhčovaných povrchů, ukazuje se, že je změna barvy především vizuální záležitost bez většího významu pro kvalitu a ochrannou funkci patiny samotné.

Z konstrukčního hlediska je zásadní, že návrh detailů musí být podřízen požadavkům na korozní odolnost, zejména u beznátěrových řešení. V praxi to znamená minimalizovat dutiny, štěrby, kapsy a neprovětrávané prostory, ve kterých se může držet voda nebo nečistoty. Zároveň je důležité zajistit snadný odtok srážkové vody a přístupnost k pravidelné kontrole nebo čištění.

Diskuse tak potvrzuje hlavní hypotézu příspěvku – že rozhodujícím faktorem pro funkčnost patinujících ocelí není pouze volba materiálu, ale především promyšlený návrh detailů a jejich soulad s prostředím. Výsledky mohou sloužit jako přímá zpětná vazba pro projektanty a inženýry při návrhu nových mostních konstrukcí i při sanaci těch stávajících.

Z hlediska praktických doporučení lze formulovat několik zásadních poznatků:

- Včasná identifikace potenciálně rizikových detailů (styčnický, příčníky, ložiska, uzavřené dutiny) je klíčová pro návrh bezúdržbové konstrukce.

- Zajištění dostatečného provětrávání a rychlého odtoku vody z každé části konstrukce minimalizuje dobu ovlhčení povrchu a podporuje vznik kvalitní patiny.
- V místech, kde nelze zabránit akumulaci nečistot (např. konstrukčními požadavky nebo omezeními provozu), je nutné zavést pravidelný režim čištění a inspekci.
- V případech, kde ani údržba není dostatečně účinná, lze uvažovat o lokálním použití ochranného nátěrového systému, přičemž je vhodné vybírat nátěry kompatibilní s patinující ocelí. Případně lze uvažovat o konstrukční změně detailu doplněním vhodně tvarovaného plechu, který zajistí odvod vody nebo částečně uzavřený detail uzavře zcela.
- Kombinace diagnostických metod (vizuální posouzení, měření tloušťky, otisková metoda) se ukazuje jako účinný nástroj pro hodnocení stavu konstrukce bez destruktivních zásahů.

5 Závěr

Použití patinujících ocelí ve výstavbě mostních konstrukcí přináší řadu výhod, především ve smyslu snížení nároků na údržbu nátěrových systémů a s tím spojených nákladů během životního cyklu konstrukce. Schopnost těchto ocelí vytvářet stabilní ochrannou vrstvu (patinu), která snižuje rychlost další koroze, činí z těchto materiálů atraktivní volbu zejména pro dopravní stavby vystavené přímému působení atmosféry. Výsledky prezentované v tomto příspěvku však potvrzují, že samotné použití patinující oceli nezaručuje dlouhodobou spolehlivost konstrukce bez důkladného promyšlení návrhu detailů a jejich interakce s prostředím.

Prostřednictvím srovnávací analýzy dvou železničních mostů – vlečky v Krnově a mostu v městské části Brno–Komárov – byla posouzena kvalita a tloušťka patiny v závislosti na konkrétním konstrukčním řešení a místních mikroklimatických podmínkách. Obě konstrukce byly vyrobeny z patinující oceli Atmofix, avšak jejich rozdílné technické řešení a provozní historie vedly k výrazně odlišné kvalitě ochranné vrstvy.

Nejvýznamnějším zjištěním je fakt, že kritickým faktorem ovlivňujícím kvalitu patiny u mostů s příhradovou nosnou konstrukcí nejsou ani tak samotné klimatické podmínky, jako spíše prostředí dané geometrickým a funkčním uspořádáním konstrukce. Povrchy, která jsou špatně provětrávána a zároveň zadržují vodu nebo organické nečistoty, mají tendenci vytvářet porézní a objemné korozní produkty s horší přilnavostí a nehomogenní strukturou. Tento jev byl potvrzen jak vizuálním hodnocením, tak měřením tloušťky korozních produktů a otiskovou metodou. V takových oblastech byly zaznamenány hodnoty tloušťky až několikanásobně vyšší než na běžných plochách hodnocené konstrukce. Otisky patiny z těchto míst obsahovaly hrubší a méně kompaktní zrna, což poukazuje na nižší kvalitu vzniklé vrstvy a větší náchylnost ke koroznímu selhání.

Důležitým aspektem byla přítomnost prachových a biologických úsad, které ve spojení s vlhkostí vytvářejí prostředí příznivé pro lokální zrychlenou korozi. Tento efekt byl patrný především ve styčnicích diagonál a dolních pásnic železniční vlečky v Krnově, kde došlo k vytvoření částečně uzavřených koutů se stagnací vody a akumulací nečistot. Naopak most v Brně, u kterého byly tyto detaily navrženy s ohledem na odtok vody a samočisticí účinek proudění vzduchu, tyto problémy nevykazoval. Právě srovnání těchto dvou konstrukcí podtrhlo zásadní význam návrhové fáze pro dlouhodobou funkčnost bez potřeby dodatečných ochranných opatření.

Z širšího pohledu tento příspěvek potvrzuje, že přestože se patinující oceli často prezentují jako „bezúdržbové“, zcela bez zásahů se jejich použití neobejde. Údržba sice nemusí zahrnovat obnovu protikorozi ochrany, ale měla by být zaměřena na pravidelný monitoring stavu konstrukce jako celku a zejména kritických detailů, odstraňování nečistot a úpravy odvodnění tam, kde dochází k nežádoucí akumulaci vody.

Závěrem lze konstatovat, že výhody patinujících ocelí se plně projeví pouze tehdy, pokud je jejich použití podpořeno kvalitním návrhem a informovaným přístupem k detailům konstrukce. Zejména u příhradových konstrukcí je třeba věnovat detailům zvýšenou odolnost. Tato studie přináší praktické poznatky, které mohou být využity jak projektanty při návrhu nových mostů, tak správci infrastruktury při diagnostice a údržbě existujících objektů. Výsledky rovněž otevírají prostor pro další výzkum, např. v oblasti modelování mikroklimatických podmínek v jednotlivých detailech či vývoje predikčních modelů pro vývoj patiny v různých typech prostředí.

Poděkování

Tento článek byl připraven s podporou projektu č. CZ.10.03.01/00/22_003/0000045 (CirkArena) v rámci operačního programu Spravedlivá transformace financovaného Evropskou unií a státním rozpočtem České republiky.

Práce byly podporovány z prostředků Studentské grantové soutěže VŠB-TUO. Registrační číslo projektu je SP2025/053.

Tento článek byl připraven s podporou projektu č. 304011Y277 “Hodnotenie dopadu environmentálneho zaťaženia na stav mostných objektov cezhraničnej dopravnej siete” v rámci programu Interreg V-A SR-ČR a spolufinancován z Evropského fondu pro regionální rozvoj.

Literatura

- [1] FORCELLINI, Davide; MITOULIS, Stergios-Aristoteles. Effect of deterioration on critical infrastructure resilience—framework and application on bridges. *Results in Engineering*, 2025, 25: 103834.
- [2] NASR, Amro, et al. A review of the potential impacts of climate change on the safety and performance of bridges. *Sustainable and Resilient Infrastructure*, 2021, 6.3-4: 192-212.
- [3] XIE, Hui-Bing; WU, Wen-Jie; WANG, Yuan-Feng. Life-time reliability based optimization of bridge maintenance strategy considering LCA and LCC. *Journal of cleaner production*, 2018, 176: 36-45.
- [4] DU, Guangli. *Life cycle assessment of bridges, model development and case studies*. 2015. PhD Thesis. KTH Royal Institute of Technology.
- [5] SKOGLUND, Oskar; LEANDER, John; KAROUMI, Raid. Overview of steel bridges containing high strength steel. *International Journal of Steel Structures*, 2020, 20.4: 1294-1301.
- [6] ZHANG, Yu, et al. Research on corrosion and fatigue performance of weathering steel and High-Performance steel for bridges. *Construction and Building Materials*, 2021, 289: 123108.
- [7] HEGGADE, V. N. The conceptual Design of Bridges: Form finding and aesthetics. *Structural Engineering International*, 2021, 31.4: 622-637.
- [8] GRANDÓN-SOLIZ, Carla; SANDOLI, Antonio; FABBROCINO, Giovanni. Weathering Steel in Civil Engineering and Architecture: A State-of-the-Art Review. *Buildings*, 2025, 15.13: 2260.
- [9] WIERZBICKI, Tomasz, et al. Weathering Steel as an Important Instrument in Circular Economy. In: *International Conference on Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainable Engineering*. Singapore: Springer Nature Singapore, 2024. p. 343-352.
- [10] LI, Xinrui; JI, Wei; HE, Jiangning. Study on the initial corrosion characteristics of weathering steel bridges with corrugated steel webs. *Construction and Building Materials*, 2024, 449: 138402.
- [11] GONZALEZ, Yessenia; HEYMSFIELD, Ernest. Evaluating Arkansas weathering steel bridge performance. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2023, 37.5: 04023041.
- [12] ZHANG, Ning, et al. Exploring the corrosion behavior of low-Ni Cu-P-Cr-Ni weathering steel with different P contents in a simulated atmospheric environment. *Journal of Materials Engineering and Performance*, 2023, 32.1: 44-54.
- [13] BERA, Ines, et al. Innovative comparative EIS study of weathering steel: 2-year and 44-year-old, natural and artificial patinas. *Electrochimica acta*, 2024, 498: 144624.
- [14] ZHANG, Q. C., et al. Corrosion behavior of weathering steel in marine atmosphere. *Materials chemistry and physics*, 2003, 77.2: 603-608.
- [15] KIHARA, H.; KIMURA, M. Advancements of weathering steel technologies in Japan. *Corrosion, The Journal of Science and Engineering*, 2011, 67.9: 095002-095002-13.
- [16] TRAVASSOS, S. J.; TOMACHUK, Celia R.; DE MELO, H. G. EIS investigation and patina characterization of weathering steel exposed to each of the four seasons in the São Paulo metropolitan area. *Electrochimica Acta*, 2019, 325: 134885.
- [17] ZHANG, Yu, et al. Research on corrosion and fatigue performance of weathering steel and High-Performance steel for bridges. *Construction and Building Materials*, 2021, 289: 123108.
- [18] YANG, Fan, et al. Mechanical degradation of Q345 weathering steel and Q345 carbon steel under acid corrosion. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2022, 2022.1: 6764915.

- [19] KRÓLIKOWSKA, Agnieszka, et al. Corrosion assessment of a weathering steel bridge structure after 30 years of service. *Materials*, 2021, 14.14: 3788.
- [20] YUE, Lijie, et al. Pitting corrosion behavior of Cu–P–RE weathering steels. *Journal of Rare Earths*, 2023, 41.2: 321-330.
- [21] WIERZBICKI, Tomasz, et al. Behavior of Weathering Steel in Artificial Harsh Environment. *Materials*, 2024, 17.23: 5919.
- [22] EN 1993:2006 – Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges, Standard, European committee for standardization, Brussels, B (2006).
- [23] EN 1090-1:2009+A1:2011 – Execution of steel structures and aluminium structures – Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components, Standard, European committee for standardization, Brussels, B (2011).
- [24] EN 1090-2:2018 – Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures, Standard, European committee for standardization, Brussels, B (2018).
- [25] ISO 9223:2012 – Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – classification, determination and estimation, Standard, International Organization for Standardization, Geneva, CH (2012).
- [26] UNGERMANN, D.; HATKE, P. European design guide for the use of weathering steel in bridge construction. In: *Proceedings of the Publication of ECCS-European Convention for Constructional Steelwork; European Convention for Constructional Steelwork: Brussels, Belgium*. 2021. p. 7-29.
- [27] CRAMPTON, Douglas D., et al. *Assessment of weathering steel bridge performance in Iowa and development of inspection and maintenance techniques*. Iowa. Dept. of Transportation. Office of Bridges and Structures, 2013.
- [28] KŘIVÝ, Vít, et al. Corrosion damage to joints of lattice towers designed from weathering steels. *Materials*, 2022, 15.9: 3397.

IMPACT OF BUILDING STONE TYPE ON SELECTION OF MATERIALS FOR THE CONSTRUCTION MACHINERY PARTS

Dušan ARSIĆ^{1*}, Ružica NIKOLIĆ², Djordje IVKOVIĆ¹, Aleksandra ARSIĆ³, Otakar BOKUVKA²

¹ Faculty of Engineering, University of Kragujevac, Sestre Janjić 6, 34000 Kragujevac, Serbia.

² Research Centre, University of Žilina, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, Slovakia

³ Faculty of Mechanical Engineering, University of Belgrade, Kraljice Marije 16, 11000 Belgrade, Serbia

* korešpondenčný autor: dusan.arsic@fink.rs

Abstrakt

Results of experimental investigations of four types of rock aggregates are presented in this paper. Those aggregates were analyzed from the aspect of their influence on wear of the working parts of different machines used for their preparation and deposition on roads. The four most important types of building stones, limestone, dolomite marble, calcite-dolomite marble and andesite, exploited from deposits in Republic of Serbia, were considered, since those aggregates are convenient for certain layers of the driveway constructions on roads, streets, airports and as the base layer on railways. In selection of rocks for depositing on roads, it is necessary to know both their general and specific properties. For that purpose, it was necessary to conduct the mineralogical-petrographic and physical-mechanical investigations. In addition, the wear resistance was checked both on samples taken directly from the rock material as well as from the stone aggregates.

Kľúčové slová:

Rock materials;
Aggregates;
Minerals;
Working parts;
Civil engineering mechanization.

1 Introduction

During the construction of various civil engineering objects machines and their elements are subjected to different types of loads, especially elements that are in direct contact with rock materials. The service life of construction machines' parts is directly dependent on properties of parts' materials, the type of rock materials and exploitation conditions. Those machines and parts are in operation exposed to different types of wear and corrosion, even to occasional impact loads. Some parts of construction machines are in contact with various kinds of rocks (stones), sand, soil, asphalt, concrete and even exposed to influence of water.

It is important to know the physical and mechanical properties of the rock minerals, both for their exploitation, and processing and building-in. Different elements of construction mechanization, rocks and third objects take part in this very complex tribo-mechanical process, it is to properly select material for the construction machines' working parts, as well as the technology for reparation of the damaged and worn machine parts.

Rocks (stones) mainly consist of seven groups of minerals: silicates, carbonates, oxides, sulphates, sulfides, chlorides and hydroxides. Mineral masses in the Earth's crust can be found in form of compounds (solid rocks) or in the dispersed form. According to strength, the rocks are categorized into weak, solid and exceptionally solid rocks, since minerals can be in the crystal, crystallite or amorphous form. Rock properties can be significantly changed due to action of water, frost or heat. The most important properties of rocks are petrographic, physical, mechanical and technological (Janjić, 1982). Experimental investigations of rocks provide for data for estimates of their suitability for application in construction and other branches of economy.

In this paper are analyzed properties of stones were used from four sites in Serbia: limestone in the village of Korman-"Samar" (Figure 1), dolomite marble in the village of Gradac-"Straževica" (Figure 2), calcite-dolomite marble in the village of Vlakča-"Vučjak" (Figure 3) and andesite in the village of

Velika Bisina-"Šumnik" near Raška (Figure 4). The left-hand sides of figures present the macroscopic appearance of the structure (magnification 10×), while on the right-hand side are presented the microscopic appearance of the rock (magnification 50×). The most exploited (over 70%) is limestone from the "Vučjak" site, (Lazić et al., 2013, Lazić et al., 2015).

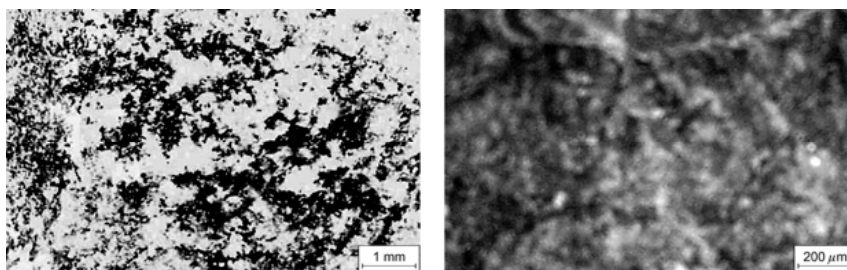


Fig. 1: Appearance of limestone rock structure

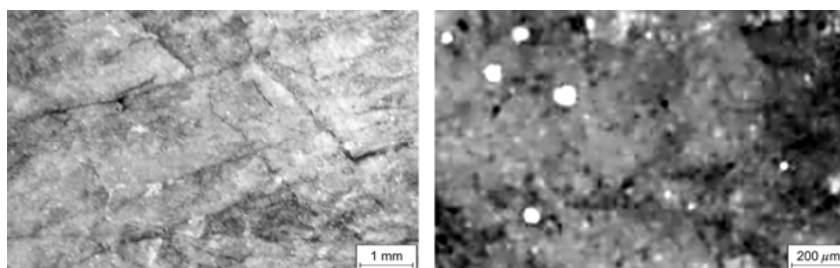


Fig. 2: Appearance of dolomite marble rock structure

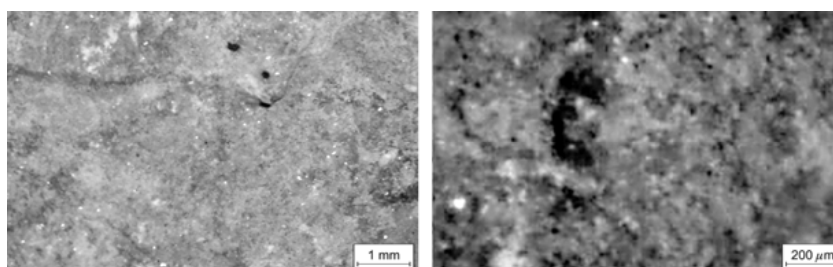


Fig. 3: Appearance of the rock structure of calcite-dolomite marble

2 Experimental testing of certain rock properties

The most important properties of rocks are petrographic, physical, mechanical and technological, (Arsić et al., 2013). Petrographic properties of rocks that have technically significant are: mineral composition, structure and texture of rocks. The rocks' petrographic properties was carried out visually, microscopically and with the help of comparators.

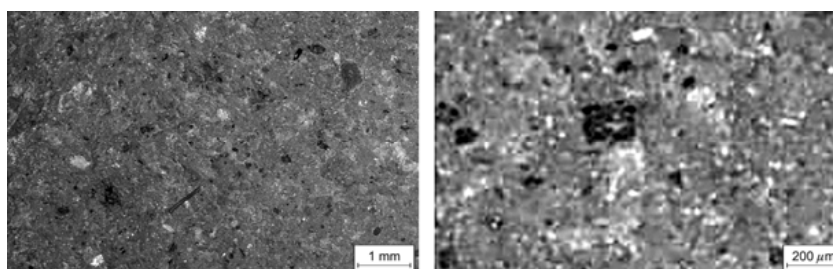


Figure 4: Appearance of the rock structure of andesite

Tab. 1: Volumetric masses and porosity of tested samples of different types of rocks

Tested rock physical properties	Limestone ¹	Dolomite marble ²	Calcite-dolomite marble ³	Andesite ⁴
Bulk density with pores, $\gamma_v = m_s/V$	2690	2780	2820	2630
Specific mass without pores and voids, $\rho_s = m_s/V_s$	2730	2870	2850	2750
Density coefficient, $i = \gamma_v/\rho_s$	0.985	0.969	0.989	0.956
Bulk density with pores, $\gamma_v = m_s/V$	2690	2780	2820	2630
Porosity, $p = [1 - (\gamma_v/\rho_s)] \cdot 100, \%$	1.50	3.10	1.10	4.40
Water absorption, $w = (m_v - m_s)/m_s \cdot 100, \%$	0.18	0.17	0.12	0.64

¹Limestone – Vucjak; ²Dolomite marble; ³Samar Calcite-dolomite marble; ⁴Gradac Andesite – Šavnik

The most tested mechanical properties of rocks are the compressive strength, hardness, elasticity, toughness and wear resistance. The tests of the mechanical properties of rocks are defined by the corresponding standards, (Serbian standards, 2002). The test of the impact strengths of stone materials were performed in three mutually perpendicular directions (I-I is parallel to the direction of rock layering, II-II is perpendicular to the previous direction and lies in the plane of layering, and III-III is perpendicular to the direction of propagation of the rock layering). From results in Table 2 one can conclude that these rocks are of a relatively low impact strength, while a similar conclusion was drawn from the appearance of the fracture surface, which is rough and has sharp edges.

Tab. 2: Impact toughness of tested rock types

Impact toughness, MPa	Limestone	Dolomite marble	Calcite-dolomite marble	Andesite
Direction I-I	22.40	17.00	27.20	13.40
Direction II-II	24.20	20.60	26.10	17.20
Direction III-III	28.80	24.60	28.30	22.40
Medium value	25.13	20.73	27.20	17.67

Considering the elasticity of rocks, the tests have shown the following mean values for samples of rock material-limestone: Poisson's coefficient $\mu = 0.36$, modulus of elasticity $E = 50247$ MPa, shear modulus $G = 18608$ MPa and bulk modulus $K = 59714$ MPa.

Experimental determination of rock strengths was performed on at least 3 prismatic samples cut from the rock in three mutually perpendicular directions. The compressive strength was determined on dry and water-saturated samples in the form of a cube with an edge length of 40 ± 1 mm. The average compressive strength value of limestone samples from the Vučjak deposit (15 samples, 5 per each direction) was 131 MPa. The compressive strength results after 25 freezing cycles were obtained on cube samples of edge length 100 ± 1 mm, Table 3.

The tensile, bending and shear strengths, as well as wear resistance, were tested as well. Results of those tests cannot be presented here due to the limited length of this paper.

Tab. 3: Compressive strength of tested rock types

Rock types	Compressive strength, MPa			Softening coefficient, K_{sof}
	Dry samples	Water saturated samples	Samples after 25 freezing cycles	
Limestone	131	123	117	0.94
Dolomite marble	150	136	130	0.91
Calcite-dolomite marble	161	140	138	0.87
Andesite	195	186	184	0.95

5 Conclusion

The assessment of the most important physical properties of the tested four rock materials led to the conclusion that those are smooth and homogeneous rocks of medium to high hardness. The compressive strength values are on average 10-40 times higher than the shear, flexural and tensile strength, while the wear resistance was good for most tested materials. The obtained results enable the assessment of the quality of materials and indicate the complex problem of material selection for the working parts of construction machinery according to the stones' properties. Those results of rock materials properties, as well as the complex operating conditions of the tribological system, must be taken into account when selecting materials and technology for the working parts of construction machinery.

References

- [1] Arsić, D., Mutavdžić, M., Nikolić, R.R., Lazić, V., Hadzima, B. (2020, January). Physical properties of selected rock materials. SEMDOK 2020, Zuberec, Slovakia.
- [2] Janjić, M. (1982) Engineering geology with geology fundamentals, Scientific Book, Belgrade (In Serbian)
- [3] Lazić, V., Mutavdžić, M., Nikolić, R., Aleksandrović, S., Milosavljević, D., Krstić, B., Čukić, R. (2013, May). Influence of various types of rock aggregates on selection of the working parts materials in civil engineering. The 13th International Conference on Tribology. Kragujevac, Serbia.
- [4] Lazić, V., Arsić, D., Nikolić, R., Hadzima, B., Mutavdžić, M. (2015) Experimental determination of mechanical characteristics of four types of stones and their influence on the construction machinery parts wear. Advanced Materials Research. 1100, 178-184.
- [5] <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.1100.178>
- [6] Serbian standards (2002)-JUS B.B8.001 up to JUS B.B8.086.
https://iss.rs/sr_Cyrl/project/show/iss:proj:160

MONITORING STAVU PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE BARRANDOVKÉHO MOSTU PŘES VLTAVU V PRAZE

Tomáš KLIER^{1*}, Magdaléna BOHÁČOVÁ¹, Tomáš MÍČKA¹

¹ Pontex s.r.o., Na Hřebenech II 1718/10, Praha 4, 140 00

* korešpondenční autor: tkl@pontex.cz

Abstrakt

Příspěvek seznamuje čtenáře s realizovanou rekonstrukcí Barrandovského mostu přes Vltavu v Praze se zaměřením na průzkum stavu a monitoring předpínacích sil v předpínacích kabelech nosné konstrukce. Průzkumy byly prováděny v rámci přípravných fází projektu, též během vlastní realizace rekonstrukce, a jsou naplánovány i do budoucna. Pro sledování byla použita metoda MEMT, která je založená na elastomagnetickém principu. Tato metoda umožňuje měřit vnitřní síly v předpínacích prvcích i na zainjektovaných stávajících kabelech vnitřního předpětí.

Klíčové slová:

Rekonstrukce;
Barrandovský most v Praze;
Monitoring předpínací síly;
Předpínací výztuž;
Elastomagnetická metoda
MEMT.

1 Úvod

Barrandovský most je nejvytíženější mostní konstrukce v České republice. V průběhu let 2022-24 prošel most celkovou rekonstrukcí. V rámci přípravy i v průběhu realizace rekonstrukce mostu byl realizován podrobný diagnostický průzkum a sledování zakončené zatěžovacími zkouškami.

2 Popis konstrukce

Jedná se o dvojici mostních konstrukcí, jejichž výstavba probíhala v letech 1978-83 resp. 1983-88. Každá z obou nosných konstrukcí má 6 polí rozpětí až 72 m, směrově jsou nosné konstrukce zakřivené. V příčném řezu je každá z nosných konstrukcí tvořena komorovým nosníkem ze železobetonu se čtyřmi stěnami, třemi komorami a oboustranně vykonzolovanou deskou mostovky. Nosné konstrukce jsou v podélném směru předepnuté pomocí vnitřních zvedaných kabelů, jejichž sestavy jsou umístěné v jednotlivých stěnách. Každý z kabelů je sestavený z 12 předpínacích lan typu Lp 15,5. V okolí pilířů jsou stěny zesíleny svislými předpínacími tyčemi.

3 Přehled částí diagnostického průzkumu

V rámci prací spojených s rekonstrukcí mostu došlo k postupnému celkovému odkrytí horního líce obou nosných konstrukcí, výstavbě deviátorů v komorách mostu a instalaci nového systému volného předpětí, a realizaci nového mostního svršku včetně mostního vybavení. Cílem rekonstrukce bylo zajištění zesílení nosných konstrukcí, zamezení dalšímu zatékání do objektu a zpomalení v minulosti vzniklých degračních procesů.

Součástí zadání diagnostického průzkumu a sledování v průběhu rekonstrukce byly v projektové dokumentaci na stupni PDPS zejména tyto činnosti:

- kontrola koroze a stavu injektáže předpínacích kabelů,
- měření osového napětí ve stávající předpínací výztuži (metoda MEMT),
- měření osového napětí ve volné předpínací výztuži (metoda MEMT a metoda frekvenční),
- stanovení statického modulu pružnosti betonu nosné konstrukce,
- měření svislých deformací nosné konstrukce metodou přesné nivelace a trigonometricky,
- měření průběhu teplot v nosné konstrukci,
- statická zatěžovací zkouška (po dokončení rekonstrukce).

4 Vybrané části diagnostického průzkumu

4.1 Kontrola koroze a injektáže předpínacích kabelů

Pro ověření stavu původní předpínací výztuže a funkčnosti její protikorozní ochrany byla použita zkušební místa v těchto oblastech: 1) ve svislých rýhách ve stěnách sloužících pro statické provázání stávajících stěn a budovaných deviátorů nového volného předpětí, 2) u horního líce nosné konstrukce nad podporami po odstranění mostního svršku, a 3) v místech nik pro osazení elastomagnetických snímačů na stávajících kabelech vnitřního předpětí.

4.1.1 Svislé rýhy

V oblastech stěn, kde byly navrženy deviátory, byly chráničky původní předpínací výztuže s kabely částečně odkryty, tak aby nemohlo dojít k jejich náhodnému nechtěnému poškození. Tato místa byla následně vyšetřena diagnostickým průzkumem. Tato kontrola proběhla u každého odkrytého kabelu s původní předpínací výztuží u každého realizovaného deviátoru. S ohledem na počet deviátorů, které se nachází v rámci každého pole v několika příčných řezech, se jedná o statisticky zajímavý počet vzorků, který byl získán s minimem práce, která byla provedena jen pro potřeby diagnostického průzkumu.



Obr. 1: Odkryté kabely předpínací výztuže v místě budoucího deviátoru.

4.1.2 Horní líc

Z horního líce nosné konstrukce pak byly realizovány lokální sondy k předpínací výztuži v nadpodporových oblastech. Pro tyto oblasti je charakteristické, že jsou: 1) pro průzkum obtížně přístupné, 2) na spojitých nosnících jsou staticky významné, 3) z hlediska zajištění protikorozní ochrany zvýšeně rizikové a 4) z hlediska vnikání korozně agresivních látek též zvýšeně rizikové. Možnosti kontroly těchto oblastí v průběhu běžného provozu mostu jsou velmi problematické (až nereálné).

Problémy s prováděním takových diagnostických průzkumů souvisí zejména s dopravně-inženýrskými opatřeními na dopravně vytižených komunikacích, a také s problematickou obnovou poškozeného izolačního souvrství a vozovkového souvrství. Jiná cesta k této oblasti obvykle není možná, neboť se typicky jedná o průsečík stěny, horní desky mostovky a nadpodporových příčníků. Současně se však jedná o části tras předpínacích kabelů, kde lze nejčastěji očekávat nekompletní vyplnění dutin kanálků protikorozní výplní (např. cementovou směsí) vlivem sesednutí nebo nefunkčním odvzdušněním. Též blízkost zdrojů případného zatékání může vést k tomu, že kanálek předpínacího kabelu danou oblast drénuje. A v důsledku toho nemusí být projevy zatékání v této oblasti na líci betonových konstrukcí vůbec patrné. V důsledku absence výplně kanálku může též docházet k výraznému koroznímu oslabení předpínací výztuže bez poruch způsobených objemovými změnami korozních produktů.

V daném případě byly diagnostikovány vždy kabely v horní řadě. Diagnostikována byla většina kabelů vedených v horních řadách v každé stěně komory v nadpodporových oblastech. Zkušební místa z horního líce byla vytyčována geodeticky, na základě jejich očekávané polohy uvedené v původní

projektové dokumentaci. Kontrola stavu předpínací výztuže byla dále prováděna na základě požadavku zhotovitele rekonstrukce v případech, kdy došlo k jejímu neočekávanému odkrytí.



Obr. 2: Sonda k předpínací výztuži z horního líce mostovky.

4.2 Stanovení sil v předpínacích kabelech

4.2.1 Elastomagnetická metoda

Pro tato měření byla použita metoda založená na elastomagnetickém principu (dále jen EM). Tento princip byl využíván k měření sil v předpínacích kabelech již v bývalé ČSSR. O rozvoj této metody se zasloužil zejména doc. Jaroševič, který se dlouhodobě věnoval jejímu vývoji, propagaci i aplikaci při reálných úlohách [2], [3]. V návaznosti na jeho práce byla firmou Pontex s.r.o. ve spolupráci s Fakultou stavební ČVUT vyvinuta Modifikovaná elastomagnetická technologie (dále jen MEMT). Tento vývoj byl podpořen v rámci výzkumných projektů financovaných z programů Grantové agentury ČR a Ministerstva průmyslu a obchodu ČR, viz např. [4], [5].

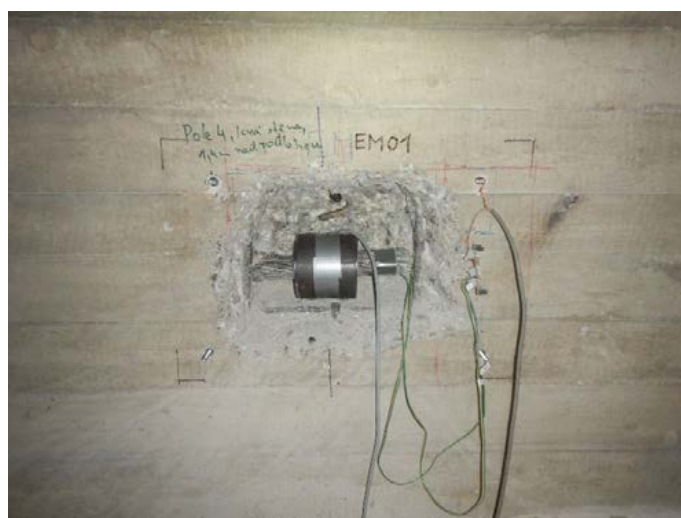
Pro měření na volných kabelech byly vyrobeny EM snímače, které byly po jejich instalaci na volné kabely kalibrovány dle napětí napínacího zařízení při jednotlivých fázích napínání kabelů. Na základě takto vytvořeného kalibračního vztahu každého jednotlivého EM snímače je pak vyhodnocováno napětí v příslušné části volného kabelu. Snímače byly vyrobeny v laboratorních podmínkách, mimo místo stavby, a na volné kabely pak byly osazovány při jejich instalaci spolu s ostatními prvky předpínacího systému. Měření byla realizována při napínání přídavné předpínací výztuže (kalibrační proces) i po jejím dokončení. Celkem bylo na volné kabely obou mostních konstrukcí osazeno 48 snímačů.



Obr. 3: EM snímač a snímače zrychlení pro frekvenční metodu.

Pro měření osových sil v kabelech stávajícího vnitřního předpínacího systému je instalace laboratorně vyrobených snímačů a přímá kalibrace samozřejmě nemožná. Výroba snímačů i stanovení osových sil se v tom případě stává poměrně sofistikovaným technologickým postupem MEMT. Stručně lze nastínit, že v rámci této měřicí technologie je nutné vyrobit snímač in-situ staveniště, provést přesné detailní zaměření geometrického uspořádání předpínacího kabelu, provést vlastní elastomagnetické měření doplněné o měření na dočasně instalovaných Hallových sondách, provést teoretický výpočet na numerickém elektromagnetickém modelu konkrétního zkušebního místa a provedení laboratorního kalibračního EM měření na vzorku předpínacího lana ze sledované konstrukce. Zpracováním výše popsaných podkladů lze stanovit osovou sílu v kabelu v měřeném místě. Podrobněji je postup popsán dále v kapitole 5.

Pro realizaci této měřicí metody je třeba v potřebném rozsahu zajistit celkové odkrytí předpínacího kabelu a po dokončení též provedení jeho zpětné reprofilace zainjektováním. V průběhu stavby byla měření na těchto kabelech realizována před zahájením dopínání přídatné předpínací výztuže, po jejím dopnutí a před uvedením mostu do provozu. Celkem bylo na původní předpínací kabely osazeno 24 snímačů.

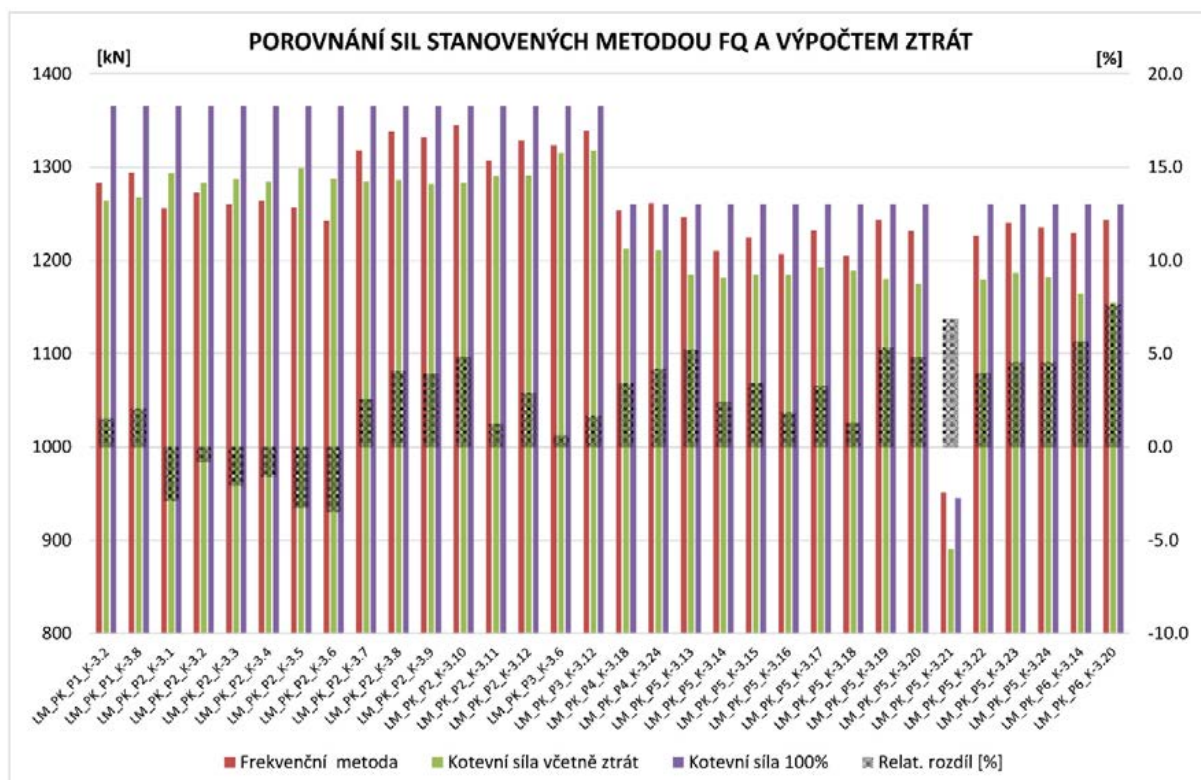


Obr. 4: EM snímač na stávajícím kabelu.

4.2.2 Frekvenční metoda

Na všech volných kabelech byla pak dále realizována měření osových sil frekvenční metodou. Nultý odečet frekvenční metodou byl proveden cca 10 dní po injektáži volných kabelů, kdy bylo ještě možné předpokládat jen minimální úbytky resp. změny v osových silách volných kabelů. Dřívější nultý odečet nebyl možný, neboť tato metoda potřebuje ke své funkčnosti finální hmotnost i tuhost volného kabelu a kompaktnost injektáže.

Výsledky sil stanovených frekvenční metodou, viz Obr. 5, byly porovnány s teoretickými hodnotami sil vypočtenými pro konkrétní měřená místa. Toto porovnání je zatíženo dvěma hlavními skupinami nejistot: 1) nejistotami souvisejícími s parametry frekvenční metody, tj. zejména s tuhostí a hmotností kmitajících měřených úseků kabelů a u kratších měřených úseků i tuhostí jejich uložení, a 2) nejistotami ve stanovení ztrát předpínací síly v měřeném řezu, tj. zejména odhad součinitele ztrát třením při napínání a pokluzem při zakotvení. Zejména odhad ztrát třením u kabelů ohýbaných přes několik deviátorů s relativně malými jednotlivými úhly odklonů je relativně problematické. Další skutečností je, že odhad ztrát je standardně uvažován ve statických výpočtech spíše konzervativně, tj. větší než je ve skutečnosti. Na základě výše uvedených skutečností lze konstatovat, že rozdíly teoreticky stanovených sil a sil indikovaných frekvenční metodou byly zjištěny v intervalu cca $\pm 5\%$ měřené síly. Lze odhadnout, že skutečný relativní rozdíl sil je ještě o něco menší.



Obr. 5: Porovnání sil stanovených frekvenční metodou a teoretickým výpočtem ztrát

4.3 Postupy a hodnocení

4.3.1 Během rekonstrukce

Kontrolovaným parametrem bylo ověření polohy kabelů vůči vnějšímu líci konstrukce, tj. poloha a hloubka jejich uložení. Tímto byla též ověřována věrohodnost původní projektové dokumentace.

Hodnocení stavu degradace předpínací výztuže bylo provedeno dle stupnice předpínací výztuže sestavené pracovníky Kloknerova ústavu [1].

Dalším zkoumaným parametrem konstrukce byl stav protikorozní ochrany předpínací výztuže. V případě zjištění nekvalitně provedené injektáže v kanálku předpínací výztuže, byl pomocí endoskopu a ocelového pera kvantifikován rozsah poruch.

U vybraných předpínacích kabelů byla dále zjišťována korozní aktivita poločlávkovou potenciálovou metodou ve smyslu ASTM C 876-22b.

Z hlediska stavu předpínací výztuže nebyly v rámci diagnostického průzkumu zaznamenány jiné další oblasti s výrazně špatným stavem předpínací výztuže než ty, které byly zjištěny v rámci diagnostického průzkumu provedeným před zahájením projekčních prací. Obě oblasti se zjištěnou degradací předpínací výztuže před zahájením rekonstrukce měly identickou konfiguraci příčin. Obě oblasti se nacházely v příčné pracovní spáře cca v ¼ rozpětí pole 2 a 3, ve stěně komorového nosníku nacházejícího se pod podélným nevhodným konstrukčním detailem napojení izolace. Místa půdorysného křížení podélné vady izolace s příčnými spárami v betonážních úsecích a přítomností spojek předpínací výztuže pak byly z hlediska protikorozní ochrany předpínací výztuže velmi problematické.

4.3.2 Periodický monitoring

V rámci plánu monitoringu jsou navrženy etapy měření osových sil v kombinaci frekvenční metody a elastomagnetické metody. Dlouhodobý vývoj sil ve volných kabelech na celé konstrukci bude sledován frekvenční metodou v periodě hlavních prohlídek mostu a paralelně je navrženo měření přesnější elastomagnetickou metodou na instalovaných snímačích s periodou 1 rok po dobu záruční doby rekonstrukce mostu. Následně bude tento interval upraven na základě vyhodnocení zjištěných dat.

Frekvenční metoda a modifikovaná elastomagnetická metoda na volných kabelech funguje paralelně. Cílem obou způsobů měření je vyhodnocování trendu ztrát předpínacího napětí přídavné předpínací výztuže, kdy frekvenční metoda nabízí možnost rychlého ověření osově síly ve dvou řezech všech volných kabelů s relativně větší mírou nejistoty, a elastomagnetická metoda nabízí naopak kvalitativně lepší stanovení osových sil, ale jen v místě instalovaných snímačů.

5 Modifikovaná elastomagnetická technologie

V této kapitole je stručně popsán postup výroby snímačů a provádění měření metodou MEMT.

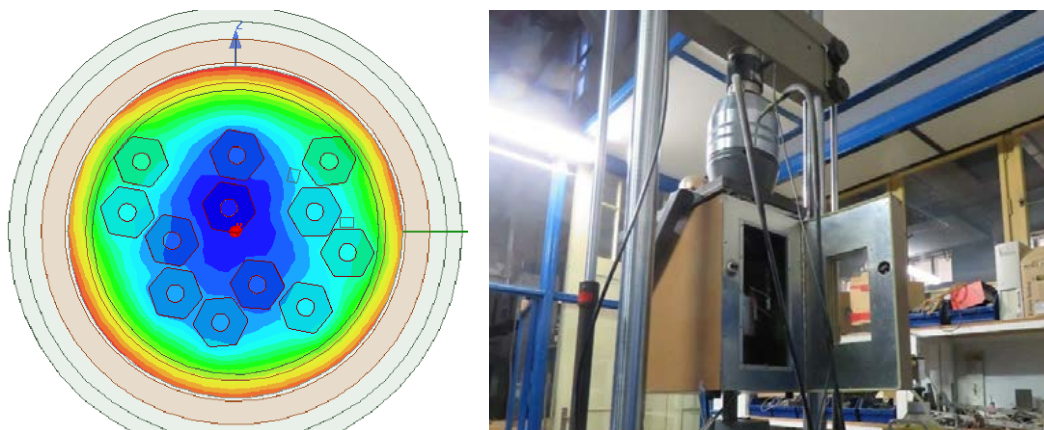
Výroba snímačů sestává z lokálního obnažení jednotlivých lan v oblasti měřeného řezu kabelu. Následně je na kabel nasazena plastová kostra elastomagnetického (EM) snímače. Na tuto kostru je následně navinuta dvojice sekundárních snímacích cívek a jedna primární budicí cívka včetně přírodního kabelu. Tyto trvalé elektrické součásti snímače je nutné řádně izolovat, pokud je plánováno použití snímače i po následné reprofilaci zkušebního místa cementovou směsí, neboť cementová směs je elektrickým vodičem, sice špatným, ale vodičem. Poslední trvalou součástí snímače je magnetické stínění, které zvyšuje účinnost budicího signálu a současně snižuje riziko rušení snímače z cizích elektromagnetických polí. V této konfiguraci může EM snímač fungovat pro následná periodická měření.



Obr. 6: Vlevo: Kostra EM snímače na stávajícím kabelu. Vpravo: Navíjení vinutí snímače.

Pro nulté měření nově instalovaného snímače je však potřeba získat ještě celou sadu podrobnějších informací o měřeném řezu předpínacího kabelu. Obecně lze konstatovat, že EM metoda je založena na interpretaci vztahu mezi intenzitou budicího magnetického pole „H“ a dosaženou magnetickou indukcí „B“ v měřeném řezu. Průběh obou těchto veličin v řešeném řezu není triviální a je ovlivněn celou řadou parametrů. Závislost veličin H a B je u feromagnetických materiálů, v tomto případě ocelových lan, výrazně ovlivněna tzv. hysterezí.

Parametry podstatné pro vyhodnocení však lze popsat a zahrnout do vyhodnocení měřicí úlohy. Zejména se jedná o přesné zaměření geometrického uspořádání jednotlivých předpínacích lan v měřeném řezu, tvaru a umístění použitého snímače a způsobu elektrického buzení snímače. Geometrické uspořádání a způsob buzení je možné následně výpoččetně zpracovat v numerickém modelu ve specializovaném SW, např. Ansys Maxwell. Výsledky teoretického výpočtu elektromagnetického pole v kombinaci s měřením intenzit magnetického pole v několika diskrétních bodech pomocí Hallových sond v okolí lan v měřeném řezu uvnitř reálného EM snímače umožňuje velmi kvalitní popis elektromagnetického pole (pole veličin H i B) v měřeném řezu. Komplikace související s hysterezním chováním ocelových předpínacích lan lze překonat dostatečně intenzivním elektromagnetickým buzením měřeného řezu, které vybudí ocelový materiál do oblasti magnetické saturace. Hysterezní závislost veličin H a B se pak pohybuje po tzv. majoritní hysterezní křivce, která již není ovlivněna magnetickou pamětí materiálu. Tvar majoritní hysterezní křivky je závislý téměř výhradně na mechanickém namáhání materiálu, aktuální teplotě materiálu a struktuře materiálu.



Obr. 7: Vlevo: Numerické modelování intenzity magnetického pole měřeného řezu uvnitř reálného snímače. Vpravo: Laboratorní kalibrační zkoušky na odebraném vzorku lana.

Mechanické namáhání je veličina, kterou se snažíme stanovit. Teplota materiálu lan je během měřicí úlohy snadno měřena. A tudíž poslední neznámou je struktura materiálu (chemické složení, mikrostruktura, apod.). Tato problematika opět není triviální a výzkum v této oblasti není dosud prakticky použitelný. Je však možné se této oblasti vyhnout pomocí kalibračních zkoušek elektromagnetického chování konkrétního materiálu v laboratorních podmínkách např. na vzorku odebraném na sledované konstrukci mostu. Vzorek lze odebrat např. v místech výrazně poškozených korozí, kde již některá lana či kabely jsou z hlediska statického působení nefunkční. Někdy je též možné nalézt odřezky lan z doby výstavby v dutinách mostu.

6 Závěry

Je třeba zdůraznit, že diagnostické průzkumy v rámci rekonstrukcí objektu mají značnou vypovídající schopnost zejména s ohledem na unikátní přístupnost při provozu nepřístupných oblastí. Specifikem těchto průzkumů je i skutečnost, že v jejich rámci může dojít k zásadním zjištěním, která si vynutí změny v doposud naplánovaném projektu a v důsledku toho mohou výrazným způsobem ovlivnit další životnost objektu a minimalizovat rizika.

Diagnostický průzkum spolu se sledováním objektu po dobu jeho rekonstrukce byl realizován za součinnosti jejího zhotovitele, jeho subdodavatelů a projektanta. Prováděním průzkumu nedocházelo k významným omezením stavebních prací na mostě a vždy byl maximalizován souběh vzájemně se neovlivňujících činností. Zjištěné skutečnosti byly předávány kompetentním osobám vždy v co možná nejkratších termínech, za účelem co možná nejrychlejší odpovídající reakce na ně.

Došlo též k dalšímu posunutí vývoje metody MEMT pro měření osových sil ve stávajících prvcích předpínacího systému. Také byly optimalizovány některé postupy při vyhodnocování měření a neposlední řadě též identifikovány magnetické vlastnosti typicky používaných materiálů v období výstavby aktuálně řešené konstrukce (rozšiřování stávající knihovny materiálů).

Literatura

- [1] KOLÍSKO, J.: Vliv koroze na vlastnosti ocelové předpínací výztuže, Sborník konference 26. Betonářské dny, 2019, ISBN 978-80-907611-2-4.
- [2] HOVORKA, O: Measurement of hysteresis curves for computational simulation of magnetoelastic stress sensors, Thesis for degree M.S. in Materials Engineering in the Graduate College of the University of Illinois at Chicago, 2002
- [3] JAROŠEVIČ, A., FABO, P., KYSKA, R., HATALA, M.: Vorspannungsmessungen an Baukonstruktionen, Braunschweiger Bauseminar, Braunschweig, Germany, November 1992, Heft 97, 71-82
- [4] KLIER, T., POLÁK, M.: Aplikace modifikované elastomagnetické metody a analýza magnetického pole, 25. Betonářské dny, 2018, ISBN 978-80-906759-6-4.
- [5] KLIER, T., POLÁK, M.: Application of the Modified Magnetoelastic Method, 17th IMEKO TC 10 and EUROLAB Virtual Conference "Global Trends in Testing, Diagnostics & Inspection for 2030". 2020, ISBN 978-92-990084-6-1, dostupné z: <https://www.imeko.org/publications/tc10-2020/IMEKO-TC10-2020-051.pdf>.

SKÚSENOSTI S URČOVANÍM REZIDUÁLNEHO PREDPÄTIA POMOCOU METÓD UVOĽNENIA NAPÄTIA

Jakub KRALOVANEC^{1*}, Martin MORAVČÍK¹

¹ Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

* korešpondenčný autor: jakub.kralovanec@uniza.sk

Abstrakt

Aktuálna situácia v oblasti existujúcich predpätých mostov na Slovensku aj v zahraničí motivuje výskumníkov z celého sveta aktívne vyvíjať a overovať rôzne techniky, ktoré umožňujú určiť reziduálne predpätie s dostatočnou presnosťou a spoľahlivosťou. V tomto príspevku je predstavený výskum zameraný na nepriame stanovenie predpätia pomocou tzv. metód založených na uvoľnení napätia z prvku. Konkrétne je pozornosť venovaná dvom metódam – rezovej metóde a vŕtacej metóde. Uvedené techniky umožňujú pomerne jednoduchým spôsobom určiť napätie, ktoré je v danom čase prítomné vo vyšetrovanom prvku. Pri známom príspevku k napätiu spôsobenom stálymi zaťažzeniami je následne možné pomerne presne určiť podiel napätia vyvolaného hľadaným predpätím. Aplikácia týchto metód si však vyžaduje značné odborné skúsenosti, schopnosť realizovať pokročilé nelineárne numerické simulácie, ako aj vysokú presnosť a vhodný postup pri použití na reálnych konštrukciách. Získané poznatky otvárajú nové možnosti pri posudzovaní existujúcich predpätých konštrukcií a mostov, keďže práve hodnota reziduálnej predpínacej sily predstavuje kľúčový faktor v tomto procese.

Kľúčové slová:

Reziduálne predpätie;
Nepriame metódy;
Diagnostika;
Rezová metóda;
Vŕtacia metóda;
Spoľahlivosť mostov.

1 Úvod

Na Slovensku aj v zahraničí sa dnes bežne stretávame s mostami postavenými v 50. a 60. rokoch minulého storočia. Ich technický stav si vyžaduje dôkladné posúdenie, aby bolo možné určiť zostatkovú životnosť konštrukcie. Nahradenie starších mostov novou, modernou konštrukciou však nie je vždy nevyhnutné ani hospodárne riešenie. V mnohých prípadoch je z prevádzkového aj ekonomického hľadiska výhodnejšie existujúcu konštrukciu zachovať a vhodným spôsobom predĺžiť jej životnosť. Kľúčovým faktorom v procese posudzovania predpätých mostov je presné stanovenie aktuálnej úrovne predpätia. Skúsenosti ukazujú, že správne zvolená diagnostika a následný statický výpočet často preukáza, že na predĺženie životnosti konštrukcie postačuje jej vhodné zosilnenie. Takýto prístup je efektívny a zároveň bezpečný. Vzhľadom na zvyšujúci sa podiel mostov v zlom, veľmi zlom, či až havarijnom stave narastá dopyt po spoľahlivých diagnostických metódach. Najvážnejšia situácia je zaznamenaná najmä pri mostoch z tyčových prefabrikátov, kde dochádza k zrýchlenému zhoršovaniu technického stavu. Typickými príkladmi sú mosty v Podbieli, Nižnej a Trstenej. Významné varovanie predstavujú aj prípady kolapsov, ako bolo zrútenie lávky pre peších v Prahe, Spišskej Novej Vsi či pád cestného mosta z predpätých prefabrikátov pri obci Veľká Lodina v roku 2020. Tieto udalosti jasne ukazujú, aké riziká vyplývajú z nedostatočnej diagnostiky a údržby.

Kľúčovým nástrojom na predchádzanie podobným situáciám je včasná detekcia porúch, ktorá môže zabrániť nielen materiálnym škodám, ale predovšetkým ohrozeniu ľudských životov. Zároveň však platí, že mnohé mosty sa dostanú do kritického stavu práve kvôli zanedbanej dohliadacej činnosti zo strany správcov, čo vedie k neúmernej degradácii nosných aj nenosných častí konštrukcie. Moderná diagnostika by preto mala byť zameraná na identifikáciu rozhodujúcich parametrov, ktoré presne vystihujú aktuálnu bezpečnosť a životnosť mosta. Komplexný prístup zahŕňa vizuálne obhliadky, analýzu archívnej dokumentácie, vykonávanie meraní pomocou nedeštruktívnych aj deštruktívnych metód, ako aj dlhodobé sledovanie vývoja porúch v čase. Osobitnú pozornosť si zaslúži vývoj metód umožňujúcich overenie aktuálnej úrovne predpätia, keďže práve predpätie zásadne ovplyvňuje

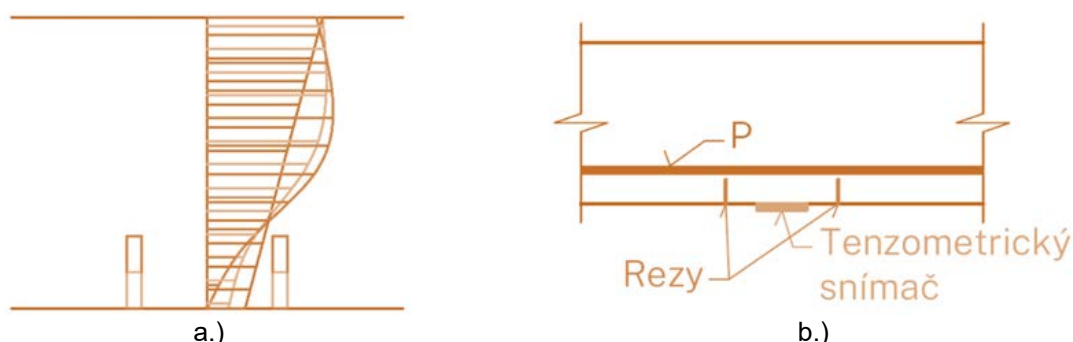
bezpečnosť a spoľahlivosť mosta. Dá sa predpokladať, že tieto techniky sa v blízkej budúcnosti stanú bežnou súčasťou štandardnej diagnostiky predpätých konštrukcií. Pred ich plošným zavedením do praxe je však nevyhnutné ich dôkladné overenie prostredníctvom výskumu a pilotných aplikácií na reálnych objektoch.

1.1 Dostupné metódy

V dôsledku zhoršujúceho sa stavu mostných konštrukcií sa intenzívne skúmajú a vyvíjajú techniky na určenie úrovne predpätia. Vo všeobecnosti rozlišujeme dve hlavné skupiny metód. Prvou skupinou sú priame metódy, ktoré umožňujú stanoviť predpínaciu silu priamo na základe meraní, napríklad použitím elastomagnetickkej metódy [1], metódy prerezania predpínacej výstuže [2] alebo metódy Barkhausenovho šumu [3]. Nevýhodou týchto metód však je, že sú vhodnejšie predovšetkým pre nové predpäté konštrukcie. Naopak, zvyškové (reziduálne) predpätie sa vo väčšine prípadov určuje nepriamo. To znamená, že na skúmanej konštrukcii sa merajú určité veličiny a na základe týchto nameraných údajov sa následne dopočíta reziduálne predpätie. Úroveň predpätia sa tak posudzuje nepriamo prostredníctvom súvisiacich parametrov, ako sú napätia, priehyby, začiatok vzniku trhlin, opätovné otvorenie trhlín, šírka trhlín a podobne [4].

Do tejto skupiny nepriamych metód patria aj tzv. metódy uvoľnenia napätia. Tieto postupy sú založené na minimálnom, zanedbateľnom zásahu do konštrukcie, pričom zásah má podobu zárezu alebo vyvrtaného jadra. Rezanie alebo vŕtanie vyvolá zmenu napätia v bezprostrednom okolí zásahu. Následne sa táto zmena zaznamenáva a vyhodnocuje. Dôležitou podmienkou je, aby skúmaný prvok nebol už predtým poťahaný (bez trhlín) a aby bol zaťažovaný iba stálym zaťažením. V takom prípade je vyhodnotenie jednoduchšie, pretože počiatočný stav napätia je ovplyvnený iba predpätím a stálymi zaťažovacími. Ak by bolo potrebné zohľadniť aj vplyv premenných zaťažení, proces vyhodnotenia by sa výrazne skomplikoval. Tento príspevok sa venuje aplikácii rezovej metódy (Saw-cut method) [5-6] a vŕtacej metódy (Drilling method) [7]. Ako už bolo spomenuté, realizácia rezov či vývrtov spôsobuje lokálnu zmenu napätia, ktorá sa meria v okolí zásahu. Metódy sa považujú za nedeštruktívne alebo polodeštruktívne, keďže zásah je lokálny a nenarušuje celkovú integritu predpätého prvku. Po ukončení merania je možné zásah jednoducho opraviť.

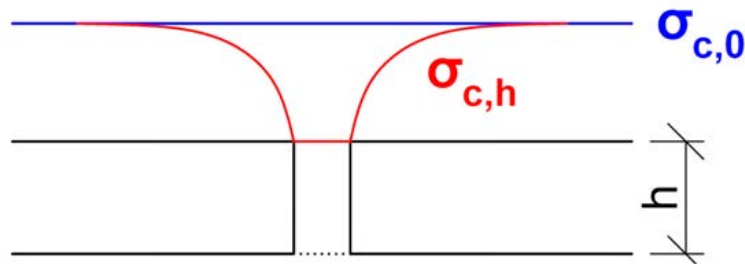
Rezová metóda (Obr. 1) je vhodná najmä pre predpäté konštrukcie, ktoré v mieste testu nevykazujú trhliny. Vyhodnotenie je jednoduchšie v prípadoch, keď na konštrukciu pôsobí iba stále zaťaženie. V takýchto situáciách je možné oddeliť vplyv stáleho zaťaženia od neznámeho predpätia. V prípade, že zásah nevedie k úplnému uvoľneniu napätia (napríklad v dôsledku malej hrúbky krycej vrstvy betónu), počiatočné napätie je možné určiť na základe parametrickej štúdie publikovanej v [8]. V takýchto prípadoch sa počiatočné napätie vypočíta so zahrnutím faktora k_i , ktorý predstavuje pomer medzi uvoľneným napätím a počiatočným napätím v skúmanom prvku. Index „i“ označuje parametre použitých rezov, napríklad $\Delta\sigma_{c,30/120}$ predstavuje uvoľnené normálové napätie pri použití rezov s hĺbkou 30 mm a vzájomnou osovou vzdialenosťou 120 mm – pre tieto parametre je možné použiť korekčný faktor $k_{30/120} = 1,39$ [9].



Obr. 1: Rezová metóda – a.) priebeh napätia pred a po aplikácii metódy; b.) schéma merania.

Vŕtacia metóda (Obr. 2) bola pôvodne využívaná na meranie zvyškových napätí v kovových materiáloch a jej prvé aplikácie sú pripisované Matharovi v roku 1934 [10]. Odvtedy sa táto metóda stala štandardným postupom na určovanie reziduálnych napätí v ocelových konštrukciách. V prípade kovových materiálov je vrt veľmi malý, s priemerom približne 1,5 mm [11–12]. Takto malé vrty však nie sú vhodné pre betónové konštrukcie vzhľadom na potrebu dlhších tenzometrov a heterogenitu betónu [13]. Napriek tomu táto technika inšpirovala inžinierov k využitiu aj pri hodnotení betónových

konštrukcií. V minulosti sa vŕtacej metóde na betónových prvkoch venovalo viacero autorov, pričom dochádzalo k rôznym úpravám metodiky. Napríklad v práci [14] autori odporúčajú merať zmenu deformácie vo vzdialenosti približne dvojnásobku priemeru vrtu od stredu vyvŕtaného jadra. Zároveň dospeli k záveru, že pre správne uvoľnenie napätia v betóne je vhodné použiť diamantovú vŕtačku, ktorá vytvorí kruhový otvor s priemerom 77 až 79 mm a hĺbkou od 100 do 175 mm. Plytké vývrty môžu viesť len k čiastočnému uvoľneniu napätia, čo negatívne ovplyvňuje presnosť merania. Novšie štúdie [15] navrhujú použiť vývrty s priemerom 50 mm alebo 100 mm, pričom tieto rozmery sa považujú za výhodnejšie. Podľa [16] by priemer vyvŕtaných jadier mal byť 100 mm, 75 mm alebo 50 mm a odporúčaná hĺbka jednotlivých krokov vŕtania je 5 mm. Vyvŕtané betónové jadrá je následne možné využiť aj na stanovenie modulu pružnosti materiálu [17]. Pri hodnotení doskových konštrukcií, kde sa predpokladá dvojrozmerné (2D) rozloženie napätosti, je potrebné brať do úvahy pri analýze túto skutočnosť. Vŕtacia metóda v takom prípade zahŕňa meranie pomerných pretvorení pozdĺž tzv. meracej ružice. Zaznamenávajú sa radiálne a tangenciálne zložky pomerných pretvorení.



Obr. 2: Vŕtacia metóda.

2 Rezová metóda

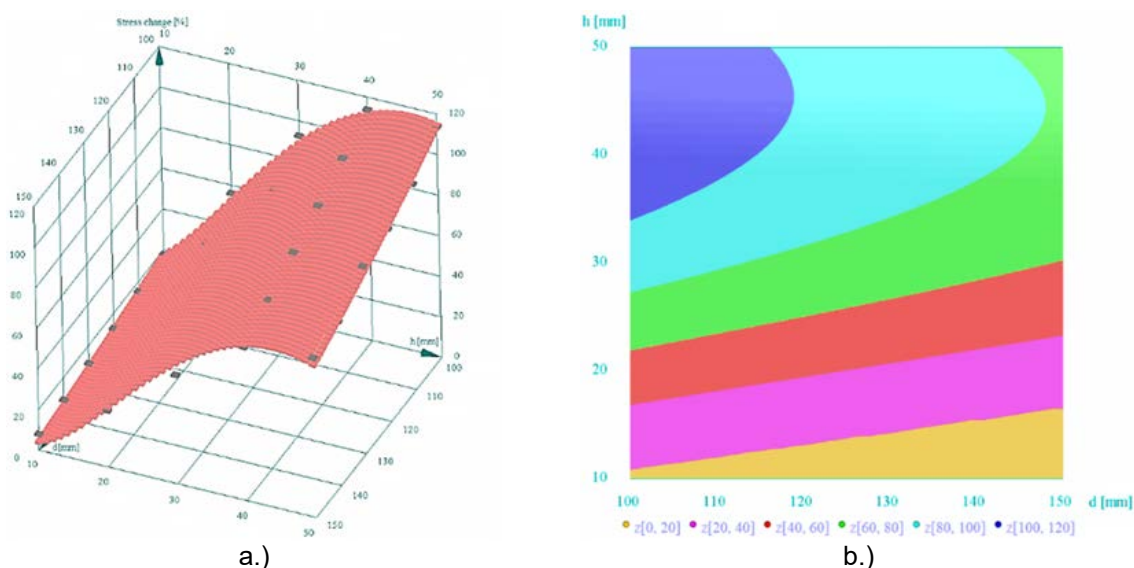
V prípade rezovej metódy sú kľúčovými parametrami hĺbka rezov a ich osová vzdialenosť. Oba tieto parametre zásadne ovplyvňujú mieru uvoľnenia normálového napätia z analyzovaného prvku. Z tohto dôvodu bola vypracovaná parametrická štúdia [8], ktorej cieľom bolo určiť optimálne usporiadanie rezov tak, aby sa dosiahlo dostatočné uvoľnenie napätia pri súčasnej minimalizácii zásahu do konštrukcie. Pri tejto metóde je nevyhnutné zabezpečiť, aby nedošlo k prerezaniu výstuže – či už betonárskej alebo predpínacej. Táto požiadavka výrazne sťažuje jej aplikáciu na starších konštrukciách, ktoré často vykazujú menšie krytie výstuže v porovnaní s aktuálnymi normovými požiadavkami.

Je zrejmé, že osová vzdialenosť aj hĺbka rezov výrazne ovplyvňujú uvoľnenie napätia, a preto predstavujú jediné významné faktory pri rezovej metóde. Uvedené vzťahy opisujú zmenu napätia v sledovanom bode pri jednom meniacom sa a jednom konštantnom parametri rezov. Konečné percentuálne uvoľnenie napätia ($\Delta\sigma_c$) je však ovplyvnené súčasne oboma parametrami. Preto bol vo vzťahu 1 odvodený model zohľadňujúci vplyv hĺbky aj osovej vzdialenosti rezov. Regresná analýza bola vykonaná pomocou metódy tzv. Surface Fitting. Na Obr. 3a sú zobrazené výsledky regresnej analýzy založenej na numerickej simulácii v softvéri ATENA 2D. Červená plocha znázorňuje vzťah medzi zmenou napätia a parametrami rezov podľa vzťahu 1. Zároveň je možné vidieť porovnanie medzi regresnou a numerickej analýzou (sivé body). Oblasti s rovnakou percentuálnou mierou uvoľnenia napätia sú znázornené na Obr. 3b.

$$\Delta\sigma_c = 18,634617 \cdot h - 0,149179 \cdot h^2 - 6,303982 \cdot \ln(d) \cdot \ln^2(h) \quad (1)$$

Kde: h – hĺbka rezu v [mm];

d – osová vzdialenosť medzi rezmi v [mm].

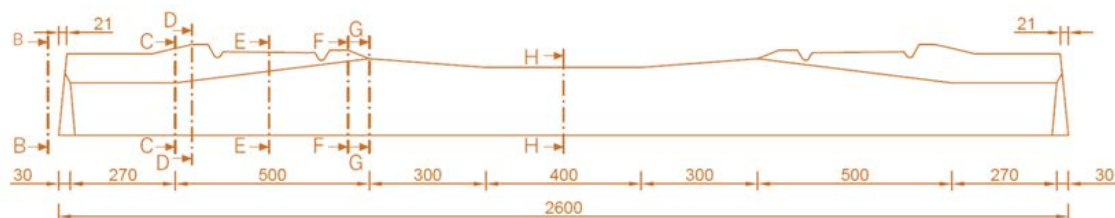


Obr. 3: Parametrická štúdia rezovej metódy – a.) 3D pohľad; b.) vzťah medzi hĺbkou, osovou vzdialenosťou rezov a percentuálnym uvoľnením napätia.

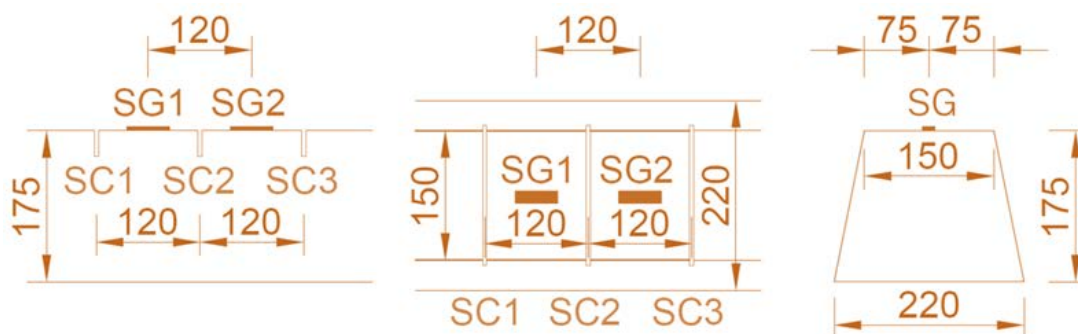
2.1 Príklad merania v laboratórnych podmienkach

V rámci výskumu na Stavebnej fakulte Žilinskej univerzity v Žiline bolo v nedávnej minulosti vykonaných niekoľko laboratórnych meraní zameraných na rezovú metódu. Cieľom bolo overiť základné parametre rezov, ktoré boli prvotne analyzované v horeuvedenej parametrickej štúdii.

Medzi prvé vykonané experimenty patrili skúšky siedmich vopred predpätých vzoriek vo forme železničných podvalov (Obr. 4). Podrobná analýza predpätia bola uvedená v [9]. V tomto prípade sa vykonali na vzorkách tri identické rezy a medzi nimi sa sledovala zmena normálového napätia. Cieľom experimentu bolo overiť uvoľňovanie normálového napätia pomocou dvoch nezávislých tenzometrov (HBM LY41-50/120), ktoré by mali zaznamenať rovnaké hodnoty, keďže boli umiestnené symetricky (Obr. 5).



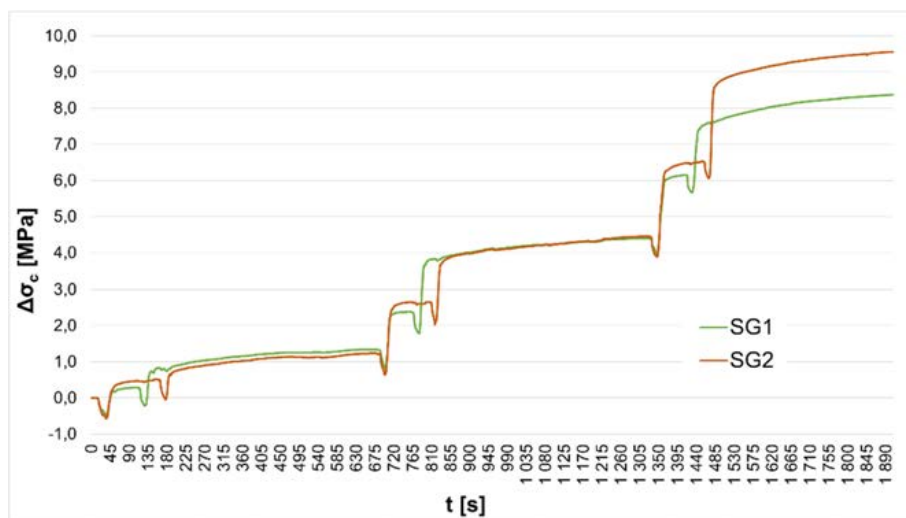
Obr. 4: Základné rozmery vzoriek.



Obr. 5: Rozmiestnenie rezov.

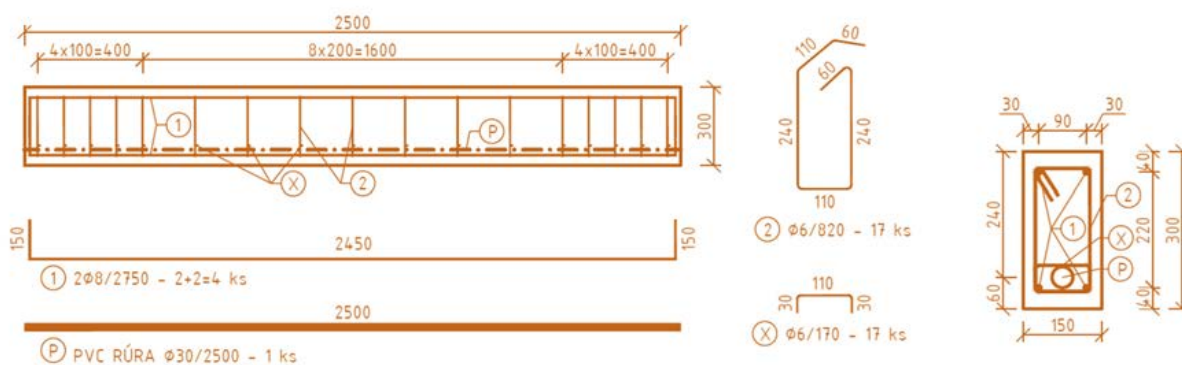
Zaznamenaná zmena normálového napätia z jednej vzorky je zobrazená na Obr. 6. Získané hodnoty boli takmer identické. Mierny rozdiel v nameraných údajoch bol spôsobený tým, že rezy nemohli byť vykonané súčasne. Rezanie prebiehalo postupne a skúsenosti ukázali, že takýto postup je vhodnejší – znižuje vplyv zvýšenej teploty pri rezaní a umožňuje lepšie vyhodnotenie nameraných údajov. Na základe zaznamenaného uvoľňovania normálového napätia sa vykonalo vyhodnotenie strát predpätia

jednotlivých predopnutých prvkov približne po jednom roku od ich výroby. Straty predpätia určené pomocou rezovej metódy naznačili, že ich hodnota sa pohybovala v rozmedzí 10 až 20 % z hodnoty napätia pri predpínaní. Pre porovnanie, teoretická hodnota strát predpätia určená výpočtom podľa Eurokódu bola 14,8 %. Teoretické a experimentálne výsledky teda vykazovali dobrú zhodu.



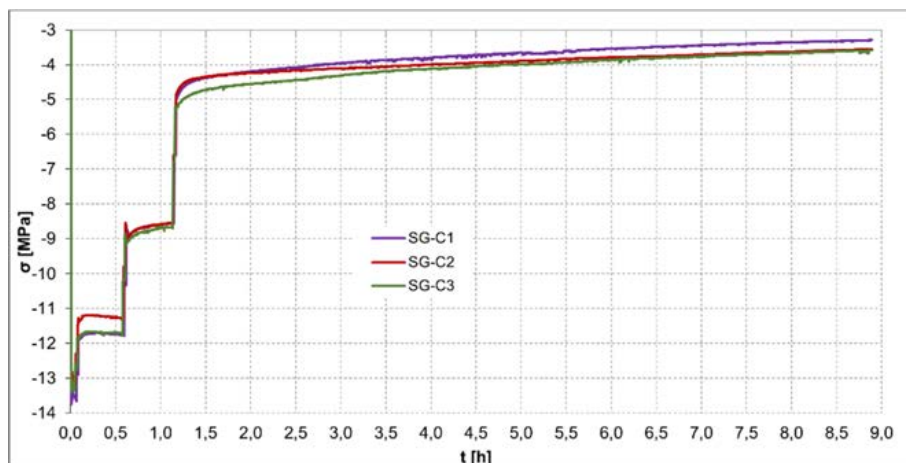
Obr. 6: Ukážka záznamu z rezovej metódy na predpätých podvaloch.

Ďalšia skupina vzoriek pozostávala z nosníkov s výškou 300 mm, šírkou 150 mm a dĺžkou 2500 mm. Tieto nosníky sú ukázané na Obr. 7. Vzorky boli dodatočne predopnuté pomocou predpínacej tyče s priemerom 18 mm. Predpätie bolo priebežne merané v oblasti kotvenia pomocou snímača sily. V tomto experimente sa normálové napätie vo vzorkách meralo už od momentu aplikácie predpätia. Meranie teda zachytávalo presné počiatkové hodnoty napätia, a nie iba uvoľňovanie napätia po realizácii rezov, ako to bolo v prípade predchádzajúceho experimentu. Navyše, súčasťou tohto merania bola aj pilotná aplikácia optického FBG senzora. Dĺžka použitého senzora si vyžiadala osovú vzdialenosť medzi rezmi 210 mm, čo viedlo k nižšiemu stupňu izolácie betónového bloku. Všetky ostatné rezy boli realizované s osovou vzdialenosťou 120 mm a uvoľňovanie napätia bolo sledované pomocou lineárnych fóliových tenzometrov HBM LY41-50/120. Všetky rezy boli vykonané postupným rezaním v troch rovnakých krokoch do hĺbky 30 mm. Viac podrobností je možné nájsť v [18].

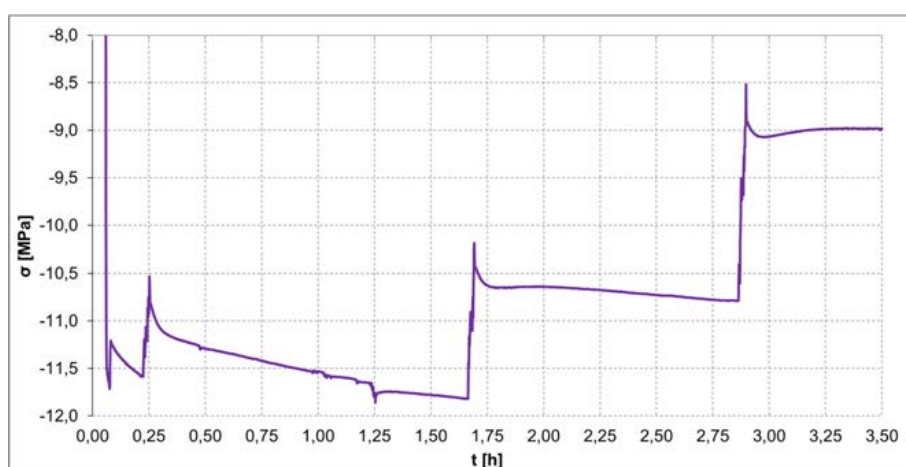


Obr. 7: Vzorky v podobe dodatočne predpätých nosníkov.

Na Obr. 8 je znázornené uvoľňovanie normálového napätia v jednej zo vzoriek v tlačenej oblasti, merané pomocou štandardných lineárnych fóliových tenzometrov (HBM LY41-50/120). Rezy boli od seba vzdialené 120 mm. Na Obr. 9 sú zobrazené záznamy získané pomocou FBG senzorov, pri ktorých bola osová vzdialenosť medzi rezmi 210 mm. FBG senzor navyše umožnil sledovanie teploty v bezprostrednej blízkosti rezov. V priebehu experimentu každé rezanie v krokoch po 10 mm spôsobilo lokálne zvýšenie teploty približne o 13 °C v mieste FBG senzora aj teplotného snímača. Toto lokálne zvýšenie teploty sa prejavilo aj v zaznamenaných hodnotách normálového napätia. Meranie potvrdilo, že postupné rezanie umožňuje lepšiu kontrolu nad procesom uvoľňovania normálového napätia.



Obr. 8: Uvoľnenie napätia pomocou lineárnych fóliových tenzometrov.



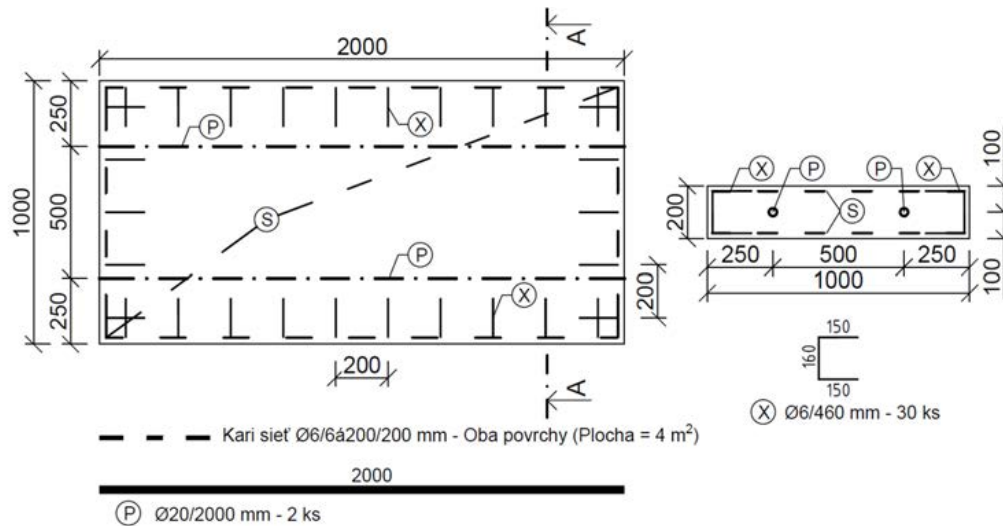
Obr. 9: Uvoľnenie napätia pomocou FBG snímača.

3 Vŕtacia metóda

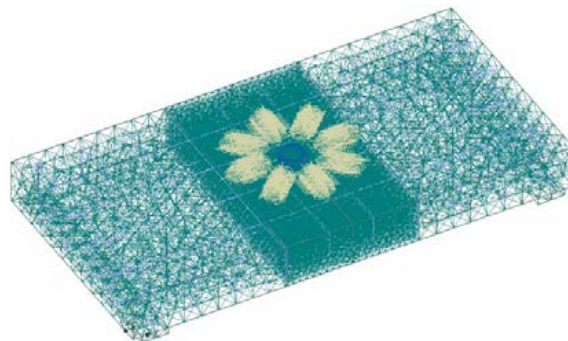
Poznatky týkajúce sa vŕtacej metódy sú veľmi dôležité vzhľadom na fakt, že aplikácia rezovej metódy je limitovaná na prútové (1D) prvky. V prípade plošných prvkov, poprípade komorových prierezov, je jej použitie nevýhodné. Z tohto dôvodu je výskum rozšírený aj o vŕtáciu metódu. Pred jej verifikáciou na experimentálnych vzorkách je potrebné vykonať numerické simulácie, ktoré pomôžu správne nastaviť budúci experiment. Viac informácií je možné nájsť v [7].

Numerická analýza sa vykonala na jednosmernej dodatočne predpätej doske s dĺžkou 2,0 m, šírkou 1,0 m a hrúbkou 0,20 m. Predpätie dosky je zabezpečené dvoma predpínacími tyčami s priemerom 20 mm, umiestnenými vo vzdialenosti 250 mm od okrajov. Rozmery a usporiadanie výstuže dosky sú znázornené na Obr. 10. Pomer dĺžky a šírky je 2,0 – z tohto dôvodu možno danú dosku považovať za jednosmernú (prenos zaťaženia prebieha prevažne v priečnom smere). Bolo uvažované, že doska pôsobí ako jednoducho podporený nosník s rozpätím 1,80 m.

Na popísanie parametrov vŕtacej metódy bol vytvorený model predpätej vzorky v softvéri ATENA 3D, ktorý je možné vidieť na Obr. 11.

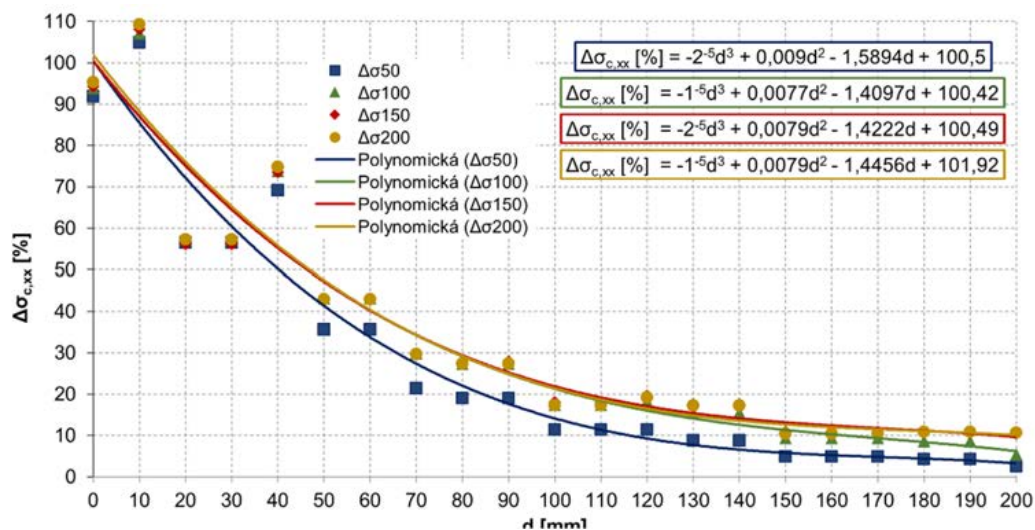


Obr. 10: Vystuženie analyzovaných dosiek.



Obr. 11: FEM model v softvéri ATENA 3D.

Pre lepšie pochopenie vplyvu parametrov vyvŕtaného jadra boli skúmané viaceré hĺbky a vzdialenosti od okraja otvoru. Čo sa týka hĺbky jadra, zohľadnili sa štyri hĺbky: 50 mm, 100 mm, 150 mm a 200 mm (t. j. 0,25 h; 0,50 h; 0,75 h a 1,0 h). Pri posudzovaní vplyvu vzdialenosti od vyvŕtaného jadra bola analyzovaná oblasť dlhá 200 mm (čo zodpovedá dvojnásobku priemeru jadra). Zreteľne možno pozorovať úplné uvoľnenie napätia na okraji vývrtu, pričom s rastúcou vzdialenosťou sa napätie postupne vracia na pôvodnú hodnotu. Na základe vykonanej numerickej analýzy sa pre experiment javí ako vhodné iba meranie napätia $\sigma_{c,xx}$. Na záver bola vykonaná regresná analýza s cieľom popísať vzťah medzi úrovňou odbúrania napätia a vzdialenosťou miesta merania od okraja vyvŕtaného jadra. Obr. 12 zobrazuje výsledok regresnej analýzy, ktorá vychádza z výstupov numerickej simulácie v softvéri ATENA 3D.



Obr. 12: Priebeh uvoľnenia napätia $\Delta\sigma_{c,xx}$.

4 Závery

Z doterajších experimentov a numerických analýz zameraných na nepriame metódy uvoľňovania napätia v predpätých betónových konštrukciách vyplýva, že rezová metóda je účinným nástrojom na určenie zvyškového predpätia v tlakovej zóne neporušených prvkov (bez trhlin). Rezanie by malo prebiehať v niekoľkých krokoch, čo znižuje vplyv teploty, a rezy musia byť čo najhlbšie, aby sa izoloval betónový blok od pôsobiacich síl. Ak izolácia nie je úplná, je potrebné použiť numerické simulácie na stanovenie počiatočného napätia. Metóda sa používa najmä pri nosníkoch (1D prvkoch), zatiaľ čo pri doskách alebo 3D prvkoch je vhodnejšia vŕtacia metóda. Pre praktické účely postačuje merať uvoľnenie napätia približne 60 minút od posledného rezu.

Numerická analýza jednosmernej predpätej dosky ukázala, že s rastúcou hĺbkou jadra sa uvoľní viac napätia, no rozdiely po dosiahnutí štvrtiny hrúbky dosky sú minimálne – čiastočné vŕtanie by preto malo postačovať. Výrazné zmeny napätia nastávajú do vzdialenosti jedného priemeru jadra od jeho okraja, preto by mali byť tenzometre umiestnené čo najbližšie. Pri použití dĺžky meracej mriežky 100 mm postačuje vzdialenosť 1,5-násobku priemeru jadra, pri 50 mm je vhodné umiestnenie vo vzdialenosti jedného priemeru. V jednosmerných doskách sa merania menej presnými snímačmi odporúčajú len v pozdĺžnom smere, keďže priečne napätia sú ťažko interpretovateľné.

Nepriame metódy budú zohrávať čoraz dôležitejšiu úlohu pri hodnotení starnúcej infraštruktúry, kde sú potrebné presné a efektívne nástroje na overenie úrovne predpätia.

Podakovanie

Financované EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V05-00002.

Literatúra

- [1] KLIER, T. – MÍČKA, T. – POLÁK, M. – PLACHÝ, T. – HEDBÁVNÝ, M. – KREJČÍKOVÁ, L.: New Information About Practical Application of the Modified Magnetoelastic Method. MATEC Web of Conferences, Vol. 310, 2020, 00026; Space 2019. <https://doi.org/10.1051/mateconf/202031000026>
- [2] ABDEL-JABER, H. – GLISIC, B.: Monitoring of Prestressing Forces in Prestressed Concrete Structures—An Overview. Structural Control and Health Monitoring, Vol. 26, 2019, e2374. doi:10.1002/stc.2374
- [3] NESLUŠAN, M. – BAHLEDA, F. – TROJAN, K. – PITOŇÁK, M. – ZGÚTOVÁ, K.: Barkhausen Noise Emission in Over-Stressed Steel Wires. Journal of Magnetism and Magnetic Materials, Vol. 513, 2020, 167134. <https://doi.org/10.1016/j.jmmm.2020.167134>
- [4] INNOCENZI, R. D. – NICOLETTI, V. – AREZZO, D. – CARBONARI, S. – GARA, F. – DEZI, L.: A Good Practice for the Proof Testing of Cable-Stayed Bridges. Applied Sciences, Vol. 12, 2022, 3547. <https://doi.org/10.3390/app12073547>
- [5] BAGGE, N. – NILIMAA, J. – BLANKSVÄRD, T. – ELFREN, L.: Instrumentation and Full-Scale Test of a Post-Tensioned Concrete Bridge. Nordic Concrete Research, Vol. 51, 2014, pp. 63–83.
- [6] BAUSET-TORTONDA, I. – MATEU-SANCHEZ, J. A. – SERNA, P. et al.: Effect of Single and Twin Notches in Prestressed Concrete Beams. Materials Today: Proceedings, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.03.647>
- [7] KRALOVANEC, J. – MORAVČÍK, M.: Parametric Study of Drilling Method Performed on One-Way Post-Tensioned Slabs. Civil and Environmental Engineering, Vol. 19, No. 1, 2023, pp. 167–177. <https://doi.org/10.2478/cee-2023-0015>
- [8] KRALOVANEC, J. – MORAVČÍK, M. – KOTEŠ, P. – MATEJOV, A.: Parametric Study of Saw-Cut Method. In: Akimov, P., Vatin, N. (eds.) XXX Russian-Polish-Slovak Seminar Theoretical Foundation of Civil Engineering (RSP 2021), Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 189. Springer, Cham, 2022. https://doi.org/10.1007/978-3-030-86001-1_2
- [9] MORAVČÍK, M. – KRALOVANEC, J.: Determination of Prestress Losses in Existing Pre-Tensioned Structures Using Bayesian Approach. Materials, Vol. 15, 2022, 3548. <https://doi.org/10.3390/ma15103548>
- [10] MATHAR, J.: Determination of initial stresses by measuring the deformation around drilled holes. Transactions of ASME, 1934, Vol. 56, Issue 4, p. 249-254.
- [11] DENG, N. C. – TANG, P. F.: Research on In Situ Stress Measurements in Reinforced Concrete Beams Based on the Core-Drilling Method. Advances in Civil Engineering, vol. 2020, Article ID 8832614, 11 pages, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/8832614>

- [12] JOCH, R. – ŠAJGALÍK, M. – CZÁN, A. – HOLUBJÁK, J. – CEDZO, M. – ČEP, R.: Effects of Process Cutting Parameters on the Ti-6Al-4V Turning with Monolithic Driven Rotary Tool. *Materials* 2022, 15, 5181. <https://doi.org/10.3390/ma15155181>
- [13] CZÁN, A. – JOCH, R. – ŠAJGALÍK, M. – HOLUBJÁK, J. – HORÁK, A. – TIMKO, P. – VALÍČEK, J. – KUŠNEROVÁ, M. – HARNIČÁROVÁ, M.: Experimental Study and Verification of New Monolithic Rotary Cutting Tool for an Active Driven Rotation Machining. *Materials* 2022, 15, 1630. <https://doi.org/10.3390/ma15051630>
- [14] fib, Comité Euro – International du Béton: Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures. Guidance Report. fib Bulletin No. 243; May 1998.
- [15] TP 059: Assignment and Performing of Bridge Diagnostics. SSC Bratislava 2012. Available on: https://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/tp/tp_059.pdf.
- [16] JGJ/T 384-2016: Technical Specification for Testing Concrete Strength with Drilled Core Method. JGJ/T 384-2016, China, 2016.
- [17] KRALOVANEC, J. – PROKOP, J.: Indirect methods for determining the state of prestressing. *Transportation Research Procedia*, 2021, Vol. 55, p. 1236-1243, <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2021.07.105>
- [18] KRALOVANEC, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – ŠIFTA, R. – SOMER, J.: Saw-cut method verification for determining the most important factors influencing its applicability. *Structural Concrete*, 2024. <https://doi.org/10.1002/suco.202400271>

VPLYV NÍZKEJ KVALITY SPRACOVANIA POVRCHOVÝCH VRSTIEV ŽELEZOBETÓNU A NÁSLEDNÝ VPLYV NA NEDEŠTRUKTÍVNE MERANIA A LOKALIZÁCIU BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE

Michal ZAHURANEC^{1*}, Martin VAVRUŠ¹

¹ Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

* korešpondenčný autor: martin.vavrus@uniza.sk

Abstrakt

Pri rekonštrukcii významných alebo viac podlažných budov kde sa uvažuje zmena zaťaženia je nutné pristúpiť k diagnostike a následnému prepočtu budovy. Je to z dôvodu platnosti nových noriem Eurokódov, ktoré sú prísnejšie ako pôvodne platné Slovenské normy STN, podľa ktorých sa navrhovali budovy v minulosti. V starých normách boli požadované nižšie hodnoty plošného úžitkového zaťaženia a taktiež nižšie účinky od zaťaženia vetra. V mnohých prípadoch nie je dohľadateľná pôvodná dokumentácia časti statika, či už statický výpočet alebo výkresová dokumentácia. V tom prípade je nutné podrobnejšie diagnostikovať objekt a všetky jeho nosné prvky ako napríklad stĺpy, prievlaky, dosky a steny. Je nutné poznať skutočné rozmery prierezu, kvalitu betónu, typ a kvalitu výstuže a jej počet. V prípade, že je prístupná pôvodná projektová dokumentácia, je taktiež nutné overiť či daný objekt je vyhotovený podľa návrhu a v dostatočnej kvalite. V minulosti bola kvalita realizácie stavby omnoho nižšia ako to je v súčasnosti. Bolo to zapríčinené mnohými faktormi ako napríklad nedostatok dostupných kvalitných materiálov či surovín alebo nedostatočná odbornosť a zodpovednosť na stavbe či už je to na strane pracovníkov alebo aj u stavebného dozoru. Vplyvom týchto faktorov vznikali konštrukcie, ktoré obsahujú množstvo kavernou a dutín.

Kľúčové slová:

Budova;
Norma;
Realizácia stavby;
Kvalita;
Dokumentácia.

1 Úvod

V praxi sa často stretávame s tým, že pri projektovej dokumentácii rekonštrukcie či modernizácie stavby sa nevykoná diagnostika, keďže zainteresovaní predpokladajú spoľahlivý stav objektu a taktiež neprikladajú veľký význam zvýšenému zaťaženiu od novo-navrhovaného stavu. Stavby a ich vlastníci diagnostiku konštrukcie nutne potrebujú len o tom nevedia, alebo to vedome prehliadajú [1], [2].

V súčasnosti sa problematika diagnostiky stavebných konštrukcií dostáva do popredia nielen z dôvodu potreby rekonštrukcie starších objektov, ale aj vďaka rastúcim nárokom na udržateľnosť a efektívne využívanie existujúceho stavebného fondu. Podľa dostupných štatistík predstavujú budovy postavené pred rokom 1980 značný podiel na celkovej zástavbe, pričom mnohé z nich neboli dimenzované na dnešné požiadavky prevádzky a komfortu. S pribúdajúcim vekom týchto konštrukcií narastá pravdepodobnosť výskytu porúch materiálov, degradácie výstuže či zníženia únosnosti jednotlivých prvkov [3].

Ak odhliadneme od komplexného prístupu Due diligence (takého auditu stavu celej nehnuteľnosti) [4], [5], diagnostika sa podrobne venuje konkrétnym prvkom hlavnej nosnej konštrukcii. Obvykle má zodpovedať tieto úlohy/otázky: 1. Aká je zostatková životnosť? 2. Aká je bezpečnosť konštrukcie? 3. Aké sanačné opatrenia je potrebné vykonať, aby sa predĺžila životnosť o „X“ rokov?

Významnou výzvou je aj zosúladovanie pôvodných návrhov podľa starších noriem s platnými Eurokódmi [6], [7]. Tie zavádzajú vyššie nároky nielen na úžitkové zaťaženie, ale aj na pôsobenie klimatických vplyvov, seizmicity či požiarnej odolnosti. V kontexte modernizácie a obnovy tak zohráva

diagnostika rozhodujúcu úlohu pri správnom vyhodnotení aktuálneho stavu konštrukcie a následnom návrhu sanácie.

Stáva sa, že k sanácii/oprave sa pristupuje bez riadnej identifikácie príčiny chyby/poruchy. Metodicky správnym postupom je: 1. zistiť príčinu chyby/poruchy diagnostikou; 2. podľa preferencií/cieľov investora a dostupných technológií zvoliť variantné riešenia sanácie a 3. overiť ich v laboratórnych podmienkach alebo na skúšobnom úseku/poli.

Diagnostické metódy môžeme rozdeliť na vizuálne, nedeštruktívne a deštruktívne. Vizuálna diagnostika, často prvotný krok pri hodnotení objektu, umožňuje identifikovať zjavné poruchy ako sú trhliny, mapy korózie či zatekanie. Nedeštruktívne skúšky, napríklad ultrazvukové merania, skenovanie výstuže či meranie krycej vrstvy betónu, poskytujú cenné informácie bez zásahu do konštrukcie, avšak môžu byť ovplyvnené kvalitou realizácie a prítomnosťou dutín. Deštruktívne skúšky, hoci náročnejšie, umožňujú priamo overiť pevnostné vlastnosti materiálov a skutočnú polohu výstuže, čím dopĺňajú výsledky nedeštruktívnych metód [8], [9].

Pri projektovej dokumentácii pre rekonštrukciu alebo modernizáciu stavby vždy dochádza k priťaženiu stavby. Je to z dôvodu vytvárania inteligentných a energeticky nenáročných stavieb, pre ktoré je potrebné navrhnuť projektovú dokumentáciu podľa aktuálnych noriem (tzv. Eurokódov). V drivej väčšine prípadov ide o konštrukcie staré viac ako 50 rokov. Len ojedinele sa zachovala projektová dokumentácia a v ešte menej prípadoch je budova podľa nej postavená. Pre tieto statické posúdenia je potrebné zistiť aktuálny stav – najmä mechanické vlastnosti (napríklad betónu) a spôsob vystuženia [10], [11].

Ignorovanie alebo podcenenie diagnostiky môže mať za následok nielen ekonomické straty v podobe predražených rekonštrukcií, ale aj vážne bezpečnostné riziká. V extrémnych prípadoch môže nesprávne posúdenie stavu viesť k haváriám, ktoré ohrozujú ľudské životy a reputáciu vlastníka či projektanta. Správne vykonaná diagnostika teda predstavuje kľúčový krok k optimalizácii návrhu sanácie, predĺženiu životnosti objektu a zníženiu jeho environmentálnej stopy [12], [13].

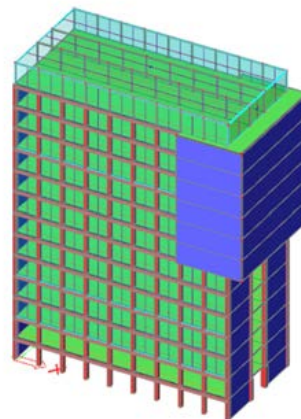
Cieľom tohto príspevku je diagnostické vyhodnotenie významnej viacpodlažnej budovy, ktorej plánom je modernizácia a zníženie energetickej náročnosti. Hlavným účelom diagnostiky bolo zistenie rozmerov hlavných nosných prvkov a ich materiálových vlastností, či už ide o triedu betónu alebo o typ a počet použitej betonárskej výstuže. Príspevok sa zameriava na nedeštruktívne a deštruktívne merania lokalizácie polohy výstuže, pričom boli odhalené výrazné problémy nosnej konštrukcie.

2 Opis riešenej budovy

Ide o objekt s obdĺžnikovým pôdorysom, ktorý obsahuje dve podzemné podlažia, prízemie a jedenásť nadzemných podlaží. Objekt je jeden dilatčný celok. Budova bola postavená cca v roku 1975, Obr. 1.



a)



b)

Obr. 1 a) Fotografia diagnostikovanej budovy; b) Fotografia numerického modelu diagnostikovanej budovy

Hlavná nosná konštrukcia je tvorená z monolitckej železobetónovej rámovej konštrukcie. Skelet je tvorený zo stĺpov, ktoré zmenšujú svoj prierez od určitých podlaží. V pozdĺžnom smere budovu stužia prievlaky, na ktorých je uložená stropná doska. V priečnom smere budovu stužia monolitcké železobetónové steny.

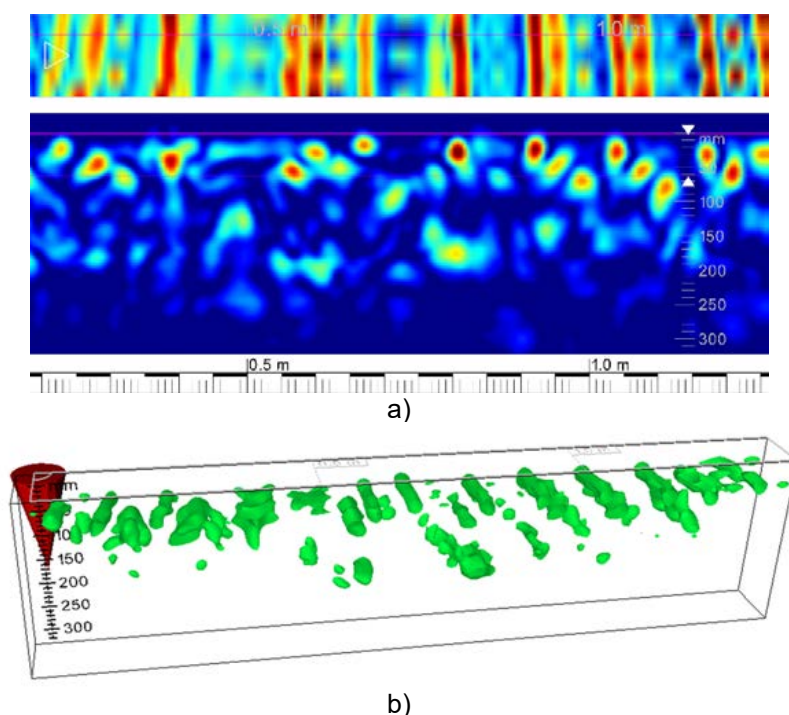
Zastrešenie objektu je pomocou plochej strechy či už nad časťou 10.NP alebo 11.NP (technické podlažie).

3 Diagnostika pomocou nedeštruktívnych meraní

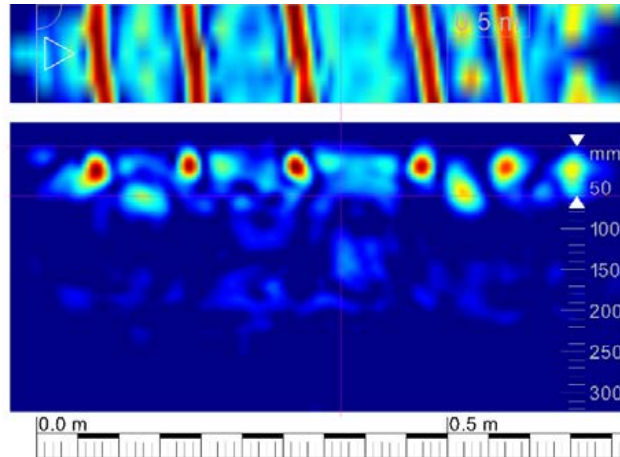
Pri pozemných stavbách je veľmi problematické vykonávať lokalizáciu a polohu osovej vzdialenosti výstuže z dôvodu malej veľkosti prvku [14], [15]. Bolo nutné použiť na stĺpy a prievlaky špeciálne skenery, ktoré dokážu lokalizovať výstuž na krátku plochu rozsahu, akú má napríklad PROCEQ – PROFOMETER 5. Tento prístroj poskytuje náhľad do betónových konštrukcií v reálnom čase, čo umožňuje okamžité vyhodnotenie polohy výstuže priamo na stavbe. Pri doskách a prievlakoch s väčšou šírkou bolo možné použiť georadar Hilti PS1000, ktorý okrem zobrazenia v reálnom čase generuje aj presnejšie obrázky, využiteľné na následnú podrobnú dokumentáciu [16], [17], [18].

Napriek týmto technologickým možnostiam sa v procese lokalizácie výstuže objavili významné komplikácie. V skúmaných konštrukciách boli prítomné rozsiahle kaverny a dutiny, ktoré vznikli vplyvom nedokonalého zhutnenia betónovej zmesi počas výstavby. Tieto poruchy spôsobovali disfunkčnosť prístrojov, keďže zariadenie nedokázalo spoľahlivo odlíšiť prítomnosť výstuže od vzduchovej dutiny. Výsledkom boli nejednoznačné alebo nesprávne údaje, ktoré sťažovali presné vyhodnotenie. Túto disfunkčnosť je možné jasne pozorovať na Obr. 2 a Obr. 3, kde je zachytený nielen priebeh výstuže, ale aj lokalizácia väčšieho množstva kaverien v konštrukcii.

Tieto skúsenosti potvrdzujú, že pri objektoch s nižšou kvalitou realizácie nemožno výsledky nedeštruktívnych meraní interpretovať bez kritického zhodnotenia. V takýchto prípadoch je nevyhnutné overenie aj pomocou iných metód, ideálne deštruktívnych, ktoré dokážu jednoznačne potvrdiť skutočný stav. Kombinácia viacerých prístupov tak výrazne zvyšuje presnosť diagnostiky a poskytuje komplexnejší obraz o stave nosných prvkov.



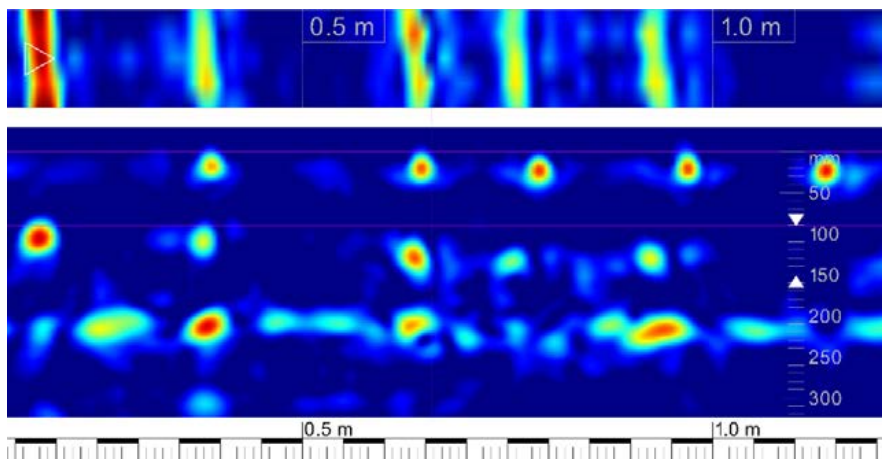
Obr. 2 Scan železobetónovej stropnej konštrukcie s kavernami pomocou Hilti PS1000



Obr. 3 Scan železobetónového prievlaku pomocou Hilti PS1000

Ďalším problémom bolo, že v konštrukcii sú vedené teplovodné rozvody vykurovania a elektrické inštalácie. Tieto zabudované prvky sa pri nedeštruktívnych meraniach prejavujú ako rušivé signály, ktoré znemožňujú spoľahlivú interpretáciu výsledkov. V prípade prístroja PROCEQ – PROFOMETER 5 to viedlo k výraznej disfunkčnosti, pretože zariadenie nedokázalo odlíšiť polohu výstuže od prítomnosti kovového potrubia alebo elektrických káblov.

Z hľadiska diagnostiky ide o veľmi závažný faktor, keďže elektrické a teplovodné rozvody majú odlišnú vodivosť a elektromagnetickú odozvu ako oceľová výstuž, a tým skresľujú výsledky merania. Okrem toho prítomnosť rozvodov v samotnej nosnej konštrukcii zvyšuje aj riziko lokálnej degradácie betónu a výstuže, najmä v prípade únikov tepla alebo vlhkosti. Na Obr. 4 môžeme vidieť scan železobetónovej stropnej konštrukcie, ktorý zobrazuje spodnú a hornú výstuž dosky a zároveň v strede identifikuje vedené teplovodné vykurovanie. Tento obraz názorne ukazuje, aké zložité je v takýchto prípadoch jednoznačne určiť skutočné usporiadanie výstuže bez kombinácie s inými diagnostickými metódami.



Obr. 4 Scan železobetónovej stropnej konštrukcie s teplovodným vykurovaním pomocou Hilti PS1000

4 Diagnostika pomocou deštruktívnych meraní

Na určenie a zmeranie priemeru betonárskej výstuže boli vykonané deštruktívne skúšky. Po odstránení omietky sa potvrdili predpoklady zistené nedeštruktívnymi meraniami, a to že prvky železobetónového skeletu vykazujú značne nízku kvalitu spracovania povrchových vrstiev. Typickými prejavmi boli nedostatočné zhutnenie betónovej zmesi a prítomnosť početných kaverien rôznych veľkostí (od menších pórov až po väčšie dutiny), ktoré sú dobre viditeľné na odhalených plochách. Takto oslabené časti konštrukcie znižujú nielen estetickú hodnotu a ochrannú funkciu krycej vrstvy betónu, ale predstavujú aj zvýšené riziko korózie výstuže, keďže prostredie môže ľahšie preniknúť až k betonárskej výstuži. Na obr. 5 je zdokumentovaný stav odhalených železobetónových stĺpov po odstránení omietky.



Obr. 5 Fotografia železobetónových stĺpov po odstránení omietky – kvalita povrchu po betonáži

Pri stropných doskách boli zistené ešte závažnejšie poruchy. Kaverny dosahovali také rozmery, že boli priamo viditeľné oceľové potrubia, ktoré slúžia ako teplovodné vykurovanie. Tento nález je mimoriadne dôležitý z hľadiska budúcej sanácie, pretože ukazuje nielen nízku kvalitu pôvodnej betonáže, ale aj potenciálne nebezpečenstvo interakcie medzi výstužou, rozvodmi a okolitým prostredím. V prípade prenikania vlhkosti alebo agresívnych látok môže dôjsť k urýchleniu korózných procesov na potrubíach i výstuži, čo následne znižuje životnosť a bezpečnosť celej konštrukcie. Na obr. 6 je zachytená situácia, kde rozsiahla kaverna odhalila oceľové potrubie integrované v železobetónovej doske.



Obr. 6 Fotografia rozsiahlej kaverny na železobetónovej stropnej konštrukcii

5 Závery

Na základe uskutočnených diagnostických meraní je možné sformulovať viacero záverov a odporúčaní, ktoré sú relevantné nielen pre posudzovanú budovu, ale aj pre širšiu prax pri hodnotení starších železobetónových konštrukcií.

1. Nedeštruktívne diagnostické metódy – Merania zamerané na lokalizáciu a polohu osovej vzdialenosti výstuže pri objektoch pozemných stavieb je vhodné realizovať s prístrojmi určenými na krátku plochu rozsahu, keďže prvky pri pozemných stavbách majú menšie rozmery ako prvky mostných konštrukcií. Nedeštruktívne prístroje poskytujú rýchlu orientačnú informáciu, no ich výsledky môžu byť skreslené nízkou kvalitou spracovania betónu alebo prítomnosťou cudzích telies v konštrukcii.

2. Obmedzenia pri nízkej kvalite realizácie – V prípade, že prvky železobetónového skeletu obsahujú nedostatočne zhutnené povrchové vrstvy, menšie či väčšie kaverny alebo priamo v prvkoch

vedené rozvody vykurovania a električky, môže dôjsť k výraznej disfunkcii nedeštruktívnych zariadení. Aj v situáciách, keď prístroj dokáže zosnímať časť skúmaného prvku, je interpretácia výsledkov komplikovaná vplyvom rušivých elementov. Preto je vždy potrebné kriticky hodnotiť spoľahlivosť merania a v prípade neistoty kombinovať viaceré metódy.

3. Nutnosť deštruktívnych diagnostických meraní – Skúmaný objekt potvrdil, že pri stavbách starších viac ako 50 rokov nemožno spoliehať výlučne na nedeštruktívne metódy. Odstránenie omietky a odhalenie povrchov konštrukčných prvkov umožňuje identifikovať závažné nedokonalosti, ktoré by inak zostali skryté. Reprofilizácia a následné sanačné zásahy sú preto nevyhnutné na predĺženie životnosti a zvýšenie spoľahlivosti nosných prvkov.

4. Širší kontext pre prax – Skúsenosti z tejto prípadovej štúdie poukazujú na potrebu systematického prístupu k diagnostike existujúcich stavieb. Zanedbanie tohto kroku môže viesť k poddimenzovaným alebo naopak predraženým návrhom sanácií. Diagnostika tak predstavuje nielen technickú, ale aj ekonomickú a environmentálnu nevyhnutnosť, pretože umožňuje optimálne využiť existujúci stavebný fond a minimalizovať potrebu nových zdrojov.

5. Odporúčania do budúcnosti – Pre zvyšovanie spoľahlivosti diagnostických prác je vhodné kombinovať rôzne metódy (vizuálne, nedeštruktívne aj deštruktívne), využívať moderné technológie ako digitálne záznamy či 3D modelovanie a v neposlednom rade klásť dôraz na dokumentovanie všetkých krokov. Takýto komplexný prístup umožní navrhnúť adekvátne sanácie a zvýšiť dôveru investorov aj užívateľov v dlhodobú bezpečnosť rekonštruovaných stavieb.

Podakovanie

Financované EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V05-00002

Literatúra

- [1] Kraľovanec, J. – Moravčík, M. – Zahuranec, M. – Bahleda, F.: In Situ Verification of Tendons of First Segmental Post-Tensioned Road Bridges, Civil and Environmental Engineering, VOLUME 20 (2024): ISSUE 2, 920-932, Dec 2024. <https://doi.org/10.2478/cee-2024-0067>
- [2] Zatkalíková, V. – Drímalová, P. – Balin, K. – Slezák, M. – Markovičová, L.: Electrochemical Behavior of Plasma-Nitrided Austenitic Stainless Steel in Chloride Solutions, Materials 17(17): 4189, August 2024. <https://doi.org/10.3390/ma17174189>
- [3] Hlinka, R. – Farbak, M. – Odrobiňák, J.: The Use of Up-to Date Analyses for the Temporary Bridges Application in the Present, Civil and Environmental Engineering, VOLUME 20 (2024): ISSUE 1, 491-507, Jun 2024. <https://doi.org/10.2478/cee-2024-0038>
- [4] Marcalikova, Z. – Radoslav, G. – Jerabek, J. – Varak, J.: Selected Properties and Microstructure of Concrete with Tire Rubber Granulate as Recycled Material in Construction Industry, Civil and Environmental Engineering, VOLUME 20 (2024): ISSUE 2, 754-766, Dec 2024. <https://doi.org/10.2478/cee-2024-0057>
- [5] Bastovansky, R. – Smetanka, L. – Kohar, R. – Mishra, R. – Petru, M.: Comparison of Mechanical Property Simulations with Results of Limited Flexural Tests of Different Multi-Layer Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites, Polymers 16(11): 1588, June 2024. <https://doi.org/10.3390/polym16111588>
- [6] Bulko, R. – Mužík, J. – Cigáň, F.: Slope Stability Using Self-Drilling Anchor Rods, Civil and Environmental Engineering, VOLUME 20 (2024): ISSUE 2, 1267-1275, Dec 2024. <https://doi.org/10.2478/cee-2024-0092>
- [7] Bahleda, F. – Prokop, J. – Koteš, P. – Wdowiak-Postulak, A.: Mechanical Properties of Corroded Reinforcement, Buildings 2023 13(4), 855. <https://doi.org/10.3390/buildings13040855>
- [8] Raczkiewicz, W. – Koteš, P. – Konečný, P.: Influence of the Type of Cement and the Addition of an Air-Entraining Agent on the Effectiveness of Concrete Cover in the Protection of Reinforcement against Corrosion, Materials 2021 14(16), 4657. <https://doi.org/10.3390/ma14164657>
- [9] Farbak, M. – Chromčák, J. – Smrčková, D. – Odrobiňák, J.: Investigation of Actual In-Plane Geometric Imperfections of Steel Tied-Arch Bridges, Applied Sciences 2023 13(11), 6393. <https://doi.org/10.3390/app13116393>
- [10] Melter, O. – Citek, D. – Hvizdal, A. – Gabriel, M. – Kolisko, J. – Koteš, P.: Development of a Robotic Fabrication System for Cementitious Materials, MM Science Journal, 2024 June, pp. 7415-7421. DOI: 10.17973/MMSJ.2024_06_2024041

- [11] Bartuš, J. – Odrobiňák, J.: On the Shear Force Redistribution in Composite Steel and Concrete Beams with Web Openings, *Buildings* 2024 14(6):1658, <https://doi.org/10.3390/buildings14061658>
- [12] Wdowiak-Postulak, A. – Gocál, J. - Bahleda, F. – Prokop, J.: Load and Deformation Analysis in Experimental and Numerical Studies of Full-Size Wooden Beams Reinforced with Prestressed FRP and Steel Bars, *Applied Sciences* 2023 13(24): 13178. <https://doi.org/10.3390/app132413178>
- [13] Perkowski, Z. – Czabak, M. – Czabak-Górska, I. – Bujňáková, P. – Jedraszak, B.: Identification of damage in timber I-beams using continuous wavelet transform of deflection measured with digital image correlation, *Measurement* 242(44): 115961, October 2024. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2024.115961>
- [14] Lehner, P. – Kubzova, M. – Křivý, V. – Konečný, P. – Bujdoš, D. – Rovnanikova, P.: Correlation between surface concentration of chloride ions and chloride deposition rate in concrete, *Construction and Building Materials* 320(1): 126183, February 2022. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126183>
- [15] Vacek, M. – Křivý, V. – Křistková, B.: Determination of the Chloride Ion Deposition by the Bresle Method, *Materials* 17(23): 5684, November 2024. <https://doi.org/10.3390/ma17235684>
- [16] Čavojcová, A. – Moravčík, M. – Bahleda, F. – Jost, J.: Experimental Verification of Reinforced Concrete Member under Cyclic Loading, *Procedia Engineering* vol. 91, pg. 262-267, December 2014, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.12.057>
- [17] Matejka, M. – Bolibruchová, D. – Sýkorová, M.: Effect of Ti Addition on the Hot-Tearing Susceptibility of the AlSi5Cu2Mg Alloy, *Metals* 14(6): 703, June 2024. <https://doi.org/10.3390/met14060703>
- [18] Bechný, V. – Matuš, M. – Joch, R. – Drbůl, M. – Czán, A. – Sajgalik, M. – Novy, F.: Influence of the Orientation of Parts Produced by Additive Manufacturing on Mechanical Properties, *Manufacturing Technology* 24(1): 2-8, February 2024. DOI: 10.21062/mft.2024.021

VYSOKOPEVNOSTNÉ A UHPC BETÓNY

Martin VAVRUŠ^{1*}, Peter KOTEŠ¹, Michal ZAHURANEC¹, Matúš FARBÁK¹, Jakub HODUL², Klára KRÍŽOVÁ², Radek HERMANN²

¹ Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

² Ústav technológie stavebných hmot a dílčů, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno

* korešpondenčný autor: martin.vavrus@uniza.sk.

Abstrakt

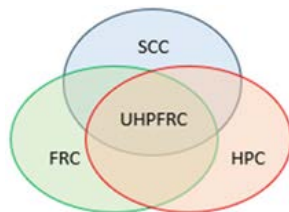
Pokroky v technológii vedú k vyšším nárokom na mechanické vlastnosti konštrukčných materiálov, ktorým je aj betón. Materiály ako je vysokopevnostná oceľová výstuž, superplastifikátory, mikrosilika, prísady a prímеси viedli k optimalizácii a k vývoju nových cementových materiálov, ktoré sa začali v 70. a 80. rokoch 20. storočia spájať do novej generácie cementových kompozitných materiálov. V 90. rokoch 20. storočia bola táto nová trieda materiálov uvedená na trh a stala sa známou ako ultra vysokopevnostný betón (UHPC). Materiály triedy UHPC sa od bežných materiálov podobných betónu odlišujú svojimi výnimočnými mechanickými vlastnosťami a odolnosťou. Najdôležitejšie je, že UHPC sa skladá z veľmi hustej cementovej matrice s diskontinuálnou pórovitou štruktúrou, ktorá má za následok veľmi nízku priepustnosť a vysokú pevnosť v tlaku.

Kľúčové slová:

UHPC;
Vysokopevnostný betón;
Plastifikátor;
Konzistencia;
Cement.

1 Úvod

Ultra vysokopevnostný betón (UHPC – Ultra High-Performance Concrete) sa stal prelomovou technológiou pre aplikácie, kde je potrebná vysoká odolnosť v tlaku. UHPC má samozhutňovacie vlastnosti a je mimoriadne odolným cementovým produktom, ktorý dosahuje pevnosť v tlaku od 110 MPa a v priemere aspoň cez 150 MPa. Taktiež tento betón má výrazné vlastnosti ako je vysoká duktilita a vyššia trvanlivosť. Tieto vlastnosti sú docielené vysokým obsahom cementu, nízkym vodným súčiniteľom, použitím plastifikátorov, prímеси a rozptýlenej výstuže. V bežnej praxi sa UHPC zatiaľ nepoužíva vo veľkej miere. Dôvodom nevyužitia UHPC je náročný výrobný proces a taktiež menšia doba na spracovanie čerstvej betónovej zmesi. Podľa svojej definície, zmesi UHPC vykazujú vlastnosti 3 rôznych typov špeciálnych betónových zmesí. Po prvé, schopnosť tečenia a priechodnosti samozhutňovacieho betónu (SCC – Self-Compacting Concrete), po druhé, vynikajúcu pevnosť a dlhodobú výkonnosť vysokopevnostného betónu (HPC – High-Performance Concrete) a po tretie, zvýšenú ťažnosť a pevnosť po vzniku trhlín vláknobetónu (FRC – Fibre Reinforced Concrete). Zahnutie vyššie uvedených vlastností betónu vedie k samozhutňujúcemu ultra vysokopevnostnému vláknobetónu (UHPRFC) [1], ktorý sa v stavebníctve prezentuje ako UHPC, ako je znázornené na obr. 1.



Obr. 1 Prienik vlastností UHPRFC betónu

Vzhľadom na nedostatok hrubého kameniva v patentovaných zmesiach UHPC, niektorí výskumníci naznačili, že UHPC nie je konvenčný betón. Rôzne výskumné projekty používali termín „maltový betón“ a iné termín „reaktívny práškový betón“ [2,3]. Charakteristika materiálu a návrh zmesi UHPC sa skúmajú vo viacerých výskumných projektoch. Vplyv mikro a nanočastíc na dosiahnutie vysokej pevnosti v tlaku je zdôraznený v rôznych výskumných projektoch vrátane vplyvu popolčeka a kremičitých mikročastíc (tiež známych ako kremičitý úlet) [4,5].

2 Základné zložky

2.1 Cement

Množstvo cementu pre výrobu UHPC sa pohybuje medzi 700 až 1100 kg·m⁻³, je teda približne trikrát väčšie ako u obyčajného betónu. Tento vysoký podiel zložky cementu je jedným z príčin vysokej ceny UHPC, väčšieho vývoja hydratačného tepla a objemových zmien pri zmrašťovaní betónu. Všeobecne sa používajú cementy typ CEM I alebo aj zmesný cement CEM II. Pevnostné triedy sa zvyčajne používajú 42,5 alebo 52,5.

2.2 Kremičité úlety, mikrosilika

Kremičité úlety vznikajú ako odpad pri výrobe prvkového kremíku alebo zliatin obsahujúcich kremík v elektrickej oblúkovej peci. V peci je ruda pálená spoločne s uhlím, kremeňom a s drevenými štiepkami. Pri vysokých teplotách (cca okolo 1750 °C) dochádza k odparovaniu SiO₂, ktoré následne kondenzuje. Kremičité úlety majú svetlo až tmavo šedú farbu, objemová hmotnosť sa líši podľa druhu dodávky. Dodávajú sa ako jemný prášok (OH = 130 až 430 kg/m³), suspenzia (OH=1300 až 1400 kg/m³) alebo granulované v zmesi s vodou a trochu cementu (OH=400 až 700 kg/m³). Podľa rôznych autorov je optimálna dávka kremičitého úletu do UHPC medzi 20-35 %, je však veľmi závislá na vodnom súčiniteli.

2.3 Popolčeky

Popolčeky použité do betónu delíme na lietavé (vysokoteplotné) a fluidné. Lietavé popolčeky sú práškovité látky vzniknuté spaľovaním uhlia, zachyteného na odlučovačoch. Ako odpadová látka majú premenlivé zloženie podľa technického riešenia spaľovacieho procesu, druhu uhlia a spôsobu odlučovania. Čierne uhlie je výhodnejšie kvôli menšej variabilite vlastností a popolček obsahuje sklenené guľôčky, zatiaľ čo hnedouhoľné popolčeky majú zrná nepravidelného tvaru (tým teda stúpa náročnosť na prídavok vody).

Okrem týchto spomenutých zložiek ktoré sa využívajú na výrobu UHPC existujú ďalšie prísady ako granulovaná vysokopecá troska, metakaolín, mletý vápenec taktiež aj nanočastice (nanosilika).

2.4 Superplastifikátory

Superplastifikačné (silne vodu redukujúce) prísady otvorili cestu nie len samozhutiteľným betónom ale aj UHPC. To znamená že pri výrobe čerstvej betónovej zmesi sa UHPC zmes nezaobíde bez týchto plastifikačných prísad. Ide o to že na výrobu UHPC je potrebný nízky vodný súčiniteľ. Superplastifikátory na báze polykarboxylátu sa ukázali ako najefektívnejšie. Sú tvorené hlavným reťazcom polyakrylátov alebo polymetakrálátov a vedľajším reťazcom polyetylenoxidov alebo polypropyleneoxidov. Je veľmi dôležité zvoliť správny typ superplastifikátoru, jeho dávku a spôsob pridania do zmesi s ohľadom na pojivé zložky v UHPC.

2.5 Vlákna

UHPC obsahujú vlákna, resp. rozptýlenú výstuž. Použitie vlákien v cementovom kompozite zabezpečuje že zatvrdnutý materiál nie je taký krehký. Taktiež vlákna zvyšujú jeho ťahovú pevnosť, húževnatosť a odolnosť proti nárazu. Vlákna zabraňujú iniciácii a propagácii trhlin, pretože vlákna prenášajú napätia cez vytvorenú trhlinu v cementovom kompozite [7]. Najvyššia mechanická odolnosť cementového kompozitu je dosahovaná pomocou oceľových vlákien Obr.2.



Obr. 2 Oceľové vlákna

3 Návrh zmesi

Základ návrhu zmesi UHPC spočíval v tom, že sa vychádzalo z predpokladu využitia miestnych zdrojov. Ide o základnú úlohu projektu VEGA 1/0321/24, ktorá je zameraná na možnosti výroby UHPC z miestnych zdrojov na Slovensku. Na základe tohto predpokladu by bolo možné využívať receptúru a využívať UHPC na nových konštrukciách alebo pri ich rekonštrukciách. Návrh receptúry sa odvíjal od predošlých experimentov, kde už boli overené ich materiálové charakteristiky.

Zo získaných vedomostí sa prišlo k realizácii vzoriek. Receptúra sa odvíja z výskumov zaoberajúcich sa UHPC. V prvom rade bolo potrebné získať jednotlivé zložky potrebné pre čerstvú betónovú zmes.

Cement bol použitý CEII/A-S 42,5R Ladce, takže išlo o portlandský cement troskový, kde podiel počiatočnej pevnosti sa pohybuje po 2 dňoch minimálne 20 MPa. Druhým typom cementu bol použitý cement CEM I 52,5R, pri tomto type sa počiatočne pevnosti pohybujú od 30 MPa a viac.

Ďalšou zložkou bola mikrosilika, pre účely experimentu bola použitá mikrosilika z OFZ Široká, kde merný povrch bol 22,9 % a chemické zloženie bolo oxid kremičitý (SiO_2) 90,12 %, sírany (SO_3) 0,350 % a CaO 0,49 %.

Plastifikátor bol použitý STACHEMENT 2000, kde ide o superplastifikátor na báze polykarboxylátov s vysokým plastifikačným účinkom a nízkym poklesom konzistencie zmesi.

Piesok bol použitý kremičitý piesok od hrubých zŕn 0,4/0,315/0,2 až po jemný piesok frakcie 0,20/0,16/0,10 mm. Vlhkosť pre sušený piesok sa pohybovala max. do 0,1 %. Podľa chemickej analýzy použité kremičité piesky obsahujú SiO_2 99,34 %, Fe_2O_3 0,08 % a uhličitany 0,07 %.

Základná receptúra, od ktorej sa odvíjali ostatné receptúry, pozostával z parametrov daných v tab. 1 [6].

Tab. 1: Zloženie receptúry.

Zložka	kg/m ³
Cement CEM I	700
Mikrosilika	150
Voda	180
Plastifikátor	40
Piesok	1270
Vlákná	110
Spolu	2450

Na základe tejto receptúry boli vykonané experimentálne merania. Boli vykonané mechanické skúšky ako pevnosť betónu v tlaku na kockách po 3 dňoch a po 28 dňoch. Základný vodný súčiniteľ bol 0,25. Z tohto súčiniteľa boli vykonané prvé skúšky s výsledkami a následne sa upravovali hmotnosti cementu tak, aby sa vodný súčiniteľ pohyboval v medziach od 0,18 do 0,25.

Taktiež pre ďalšie receptúry boli menené množstvá plastifikátora a množstvo pevnej fázy, ktorá bola tvorená pieskom (hrubej aj jemnej frakcie) a mikrosilikou. Konzistencia receptúry sa merala podľa Hagermanovho kužeľa.

Pre každú receptúru bola doba miešania minimálne 5 min. Následne boli vzorky odliate do formy, kde po 24 hod. boli odformované a dané do vodného kúpeľa a v tomto kúpeli ostali až do realizácie skúšky.

Výsledné receptúry a výsledky sú uvedené v tab. 2. kde sú porovnávané nárasty pevnosti a konzistencia čerstvej betónovej zmesi.

Tab. 2: Receptúry a pevnosti po 28 dňoch.

Č. R.	Cement [kg/m ³]	Piesok	Voda	Vlákná	Plastifikátor	Mikrosilka	Pevnosť po 28 dňoch [MPa]	Rozliatie [mm]
0	700	1270	180	110	40	150	112,7	235
1	700	1220	170	120	40	150	90,8	240
2	700	1270	170	120	40	100	79,8	200
3	700	1220	175	120	40	150	116,0	250
5	700	1270	170	120	50	150	92,9	235
6	800	970	200	120	50	220	100,4	245
7	800	950	200	120	50	270	98,3	230
8	700	1220	170	120	50	150	95,9	260
9	750	1220	170	120	40	120	88,4	230
10	800	950	170	120	40	220	92,9	230

Taktiež boli vykonané skúšky na receptúrach kde sa pevnosť betónu skúšala po 3 dňoch (tab. 3).

Tab. 3: Receptúry a pevnosti po 3 dňoch.

Č. R.	Cement [kg/m ³]	Piesok	Voda	Vlákná	Plastifikátor	Mikrosilka	Pevnosť po 3 dňoch [MPa]	Rozliatie [mm]
1	1115	1072	210	120	60	85	64,4	205
2	1115	1072	210	120	50	170	74,2	180
3	995	971	189	120	35	85	85,1	160
4	995	971	189	120	40	115	75,6	160
5	995	971	189	120	50	85	80,0	230

3 Závery

Z experimentálnych výsledkov vyplýva, že zmena zloženia jednotlivých zložiek ovplyvňuje veľmi citlivo konzistenciu čerstvej betónovej zmesi a taktiež aj výslednej pevnosti. V rámci experimentu sa vykonalo 10 receptúr, na ktorých boli menené množstva cementu, mikrosilky, objemu vody a plastifikátora. Konzistencia čerstvej betónovej zmesi je podstatná z hľadiska uloženia betónovej zmesi do debnenia. Jej skrátením sa znižuje čas, ktorý je veľmi podstatný pri UHPC, kdeže nárast pevnosti je omnoho väčší ako pri klasickom betóne.

Podľa základnej receptúry bola dosiahnutá pevnosť 112 MPa, od tohto zloženia sa menili jednotlivé zložky, v prípade znižovania vodného súčiniteľa klesala spracovateľnosť, čo je vidieť aj na výsledkoch rozliatia. Taktiež po zvýšení množstva plastifikátora dochádzalo k zlepšeniu spracovateľnosti, ale zasa k redukcii pevnosti betónu. V ďalšom rade vo veľkej miere je podstatné aké veľké množstvo pevnej fázy je obsiahnuté v čerstvej betónovej zmesi. Keďže mikrosilka sa radí medzi prachovité častice, jej výsledné množstvo malo extrémny vplyv na konzistenciu. Samozrejme, že s použitím plastifikátora sa dá optimalizovať konzistencia, ale ide to na úkor ceny za 1 m³ betónu. Výrazný vplyv UHPC je pozorovateľný pri pevnostiach po 3 dňoch. Výsledky z tab.3 ukazujú, že pevnosti sa pohybovali od 64 až do 85 MPa.

Z vykonaných skúšok je možné pozorovať, že receptúra má vplyv na vývoj pevnosti a je závislá aj na chemickom zložení jednotlivých zložiek. Na základe skúšok je možné konštatovať, že z lokálnych zdrojov je možné vyrobiť betóny pevnosti nad 110MPa, ktoré sa označujú ako UHPC.

Podakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24, podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-23-0626 a zároveň táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci operačného programu Interreg Slovensko – Česko 2021 - 2027 pre projekt: Environmentálne efektívne stavebníctvo ako nástroj pre zmiernenie klimatickej zmeny v cezhraničnom regióne, 403201DPP8, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja“



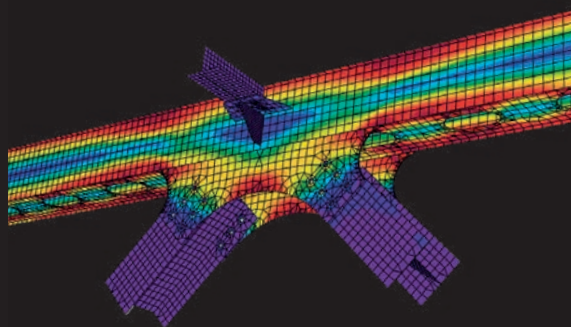
Literatúra

- [1] M. Schmidt, E. Fehling, Ultra-high-performance concrete: research development and application in Europe, Proceedings of the 7th International Symposium on the Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete (2005) 51–78.
- [2] E.T. Camacho, Dosage Optimization and Bolted Connection for UHPFRC Ties, A Dissertation, University of Valencia, Spain, 2013.
- [3] A. Sadrekarimi, Development of light-weight reactive powder concrete, J. Adv. Concr. Technol. 3 (10) (2021) 937–940.
- [4] EN 410: Glass in building - Determination of luminous and solar characteristics of glazing. European Committee for Standardization, 2011, 68 p.
- [5] A.K. Akhnoukh, Prestressed concrete girders using Large 0.7-inch Strands, World Acad. Sci. Eng. Technol. Int. J. Civil Environ. Eng. 7 (9) (2013) 613–617.
- [6] GHAFARI, Ehsan, Hugo COSTA a Eduardo JÚLIO. Critical review on eco-efficient ultra high performance concrete enhanced with nano-materials. Construction and Building Materials. [Guildford, Surrey: Butterworth Scientific], 2015, (101). ISSN 1879-0526.
- [7] Vavruš, M.; Kraľovanec, J. Study of Application of Fiber Reinforced Concrete in Anchorage Zone. Buildings 2023, 13, 524. <https://doi.org/10.3390/buildings13020524>.

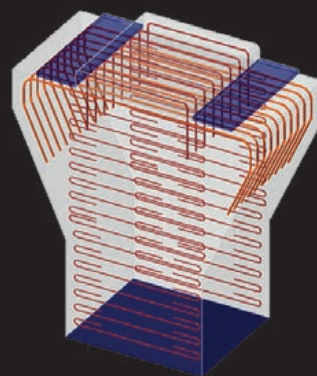
NÁVRH MOSTŮ EFEKTIVNĚ

**Analýza a posouzení ocelových, betonových
a spřažených mostů dle evropských i světových norem**

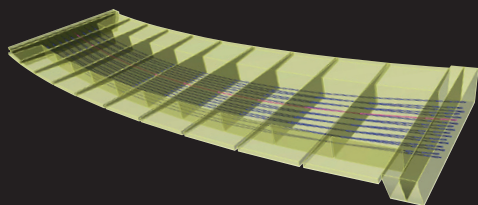
- ✓ Analýza všech typů mostů
- ✓ Posouzení průřezů
- ✓ Návrh detailů



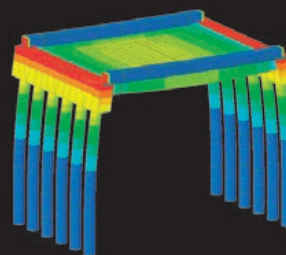
Ocelové styčníky a přípoje



Zhlaví pilíře



Předpjaté i spřažené konstrukce



Mostní konstrukce



YOTTAVOLT

Your Trusted T&M Partner

Gantner instruments

Providing solutions for:

- ✓ **Bridge Monitoring**
- ✓ **Structural health monitoring**
- ✓ **Condition Monitoring**

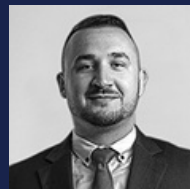
Contact Us



Lukas Vosmek

+420 608 210 477

czech@yottavolt.com



Martin Angelovic

+421 902 234 486

slovakia@yottavolt.com

VÝROBA A MONTÁŽ OCEĽOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

- pece a dopravníky na spracovanie a odlievanie hliníka
- dopravníky a zariadenia papierenského priemyslu
- násypky a zásobníky do spaľovni odpadu
- oceľové mostné konštrukcie
- filtre a komponenty turbín
- prekládkové systémy
- priemyselné haly
- potrubia



MONTIRP

WELDED STRUCTURES

MONT IRP s.r.o.

Oceliarska 2
010 01 Žilina (SK)

office@montirp.com
+421 903 205 272

www.montirp.com

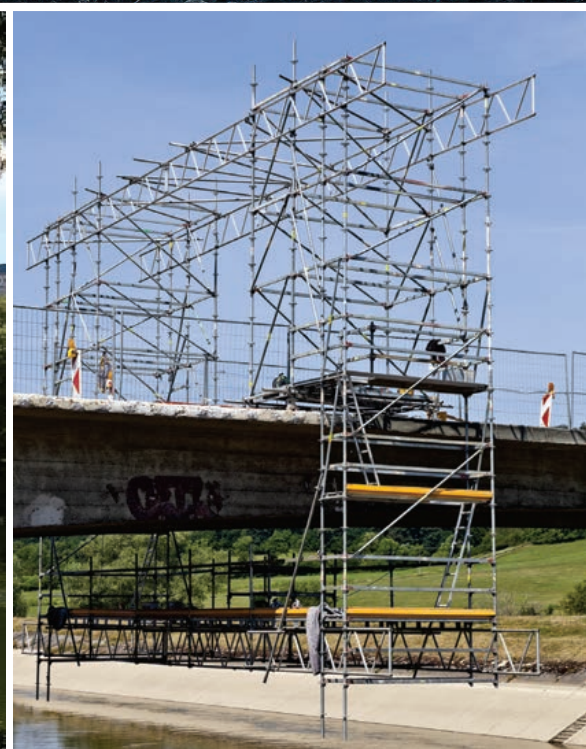
projektovanie
kovobrábanie

CNC pálenie
zámočníctvo

rezanie
zváranie

tryskanie
lakovanie

ohýbanie
montáže



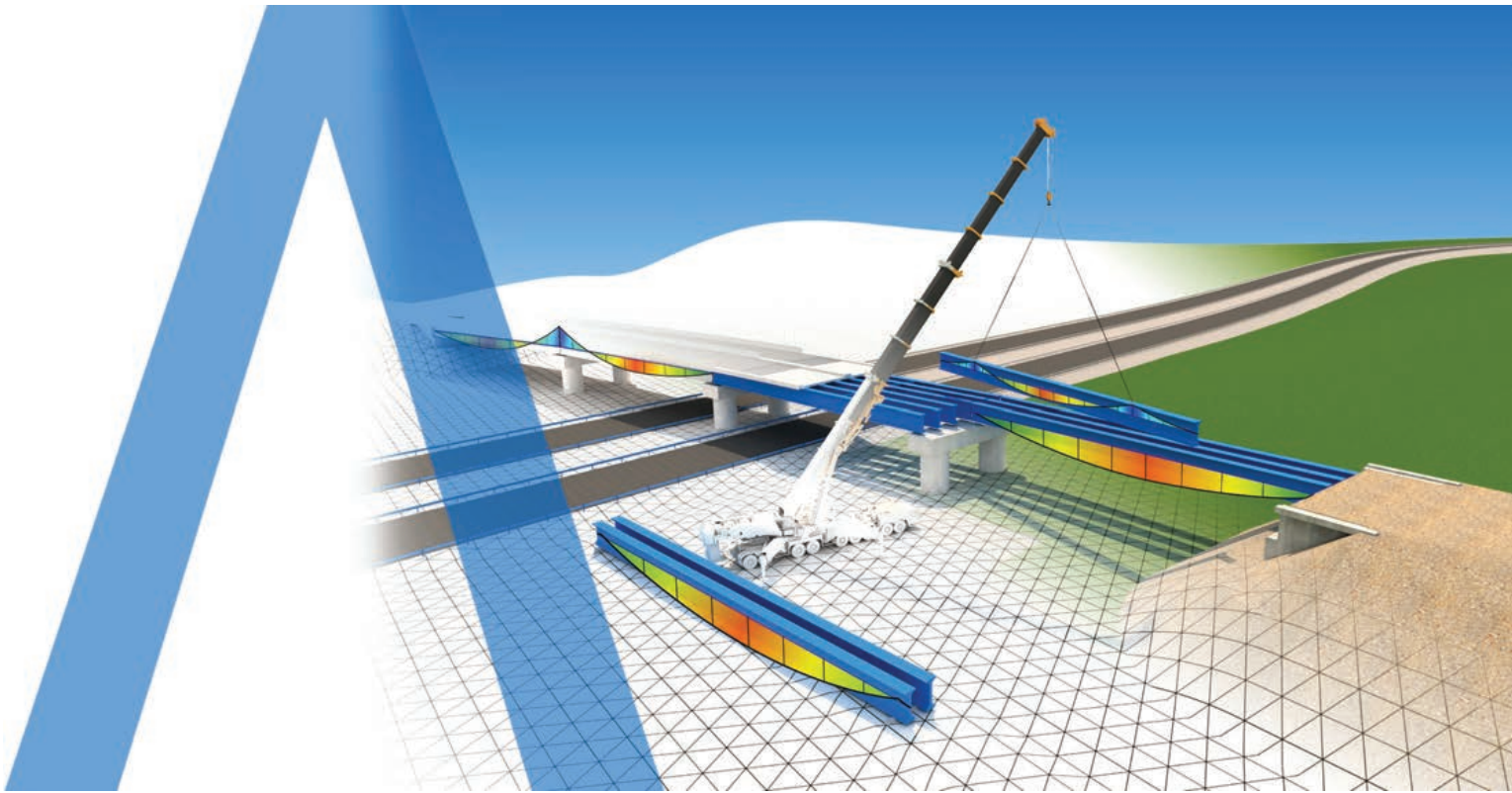
**Váš spoľahlivý partner v oblasti
debniacich a lešenárskych systémov**



www.peri.sk

Sledujte našu cestu
na sociálnych sieťach @perislovensko





\ CIVIL ENGINEERING

PREFABRIKOVANÉ TRÁMOVÉ MOSTY

Komplexné BIM riešenie pre vytvorenie pracovného postupu pre prefabrikované trámové mosty:

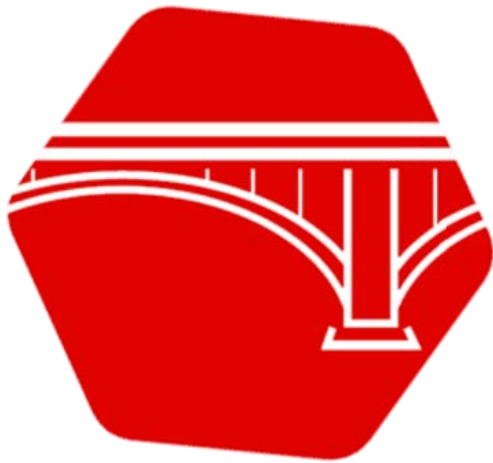
- > Až 70% automatizácie: znižuje pracovnú záťaž a šetrí čas
- > Funkcie šité na mieru: parametrické modelovanie, analýza a detaily
- > Integrovaná statická analýza: pokrýva celý životný cyklus
- > Parametrické vystužovanie: optimalizuje návrh výstuže a modelovania
- > Ekonomický a bezpečný návrh podľa platných noriem
- > Plná kontrola nad projektom, dokumentácia synchronizovaná s modelom



PŘEČTĚTE SI VÍCE:
allplan.com



SPECIAL FIBER OPTICS



SPECIAL FIBRE OPTIC SYSTEMS FOR BRIDGE MONITORING



STRAIN
MEASUREMENT



TEMPERATURE
PROFILE
MEASUREMENT



DYNAMIC
STRUCTURE
BEHAVIOUR



NON-SYSTEM PILOT
MEASUREMENT



CRACK OPENING OF
SEGMENTAL
BRIDGES



LOAD TESTING
STRUCTURE
MEASUREMENT

 **NETWORK**
group
SPECIAL FIBER OPTICS

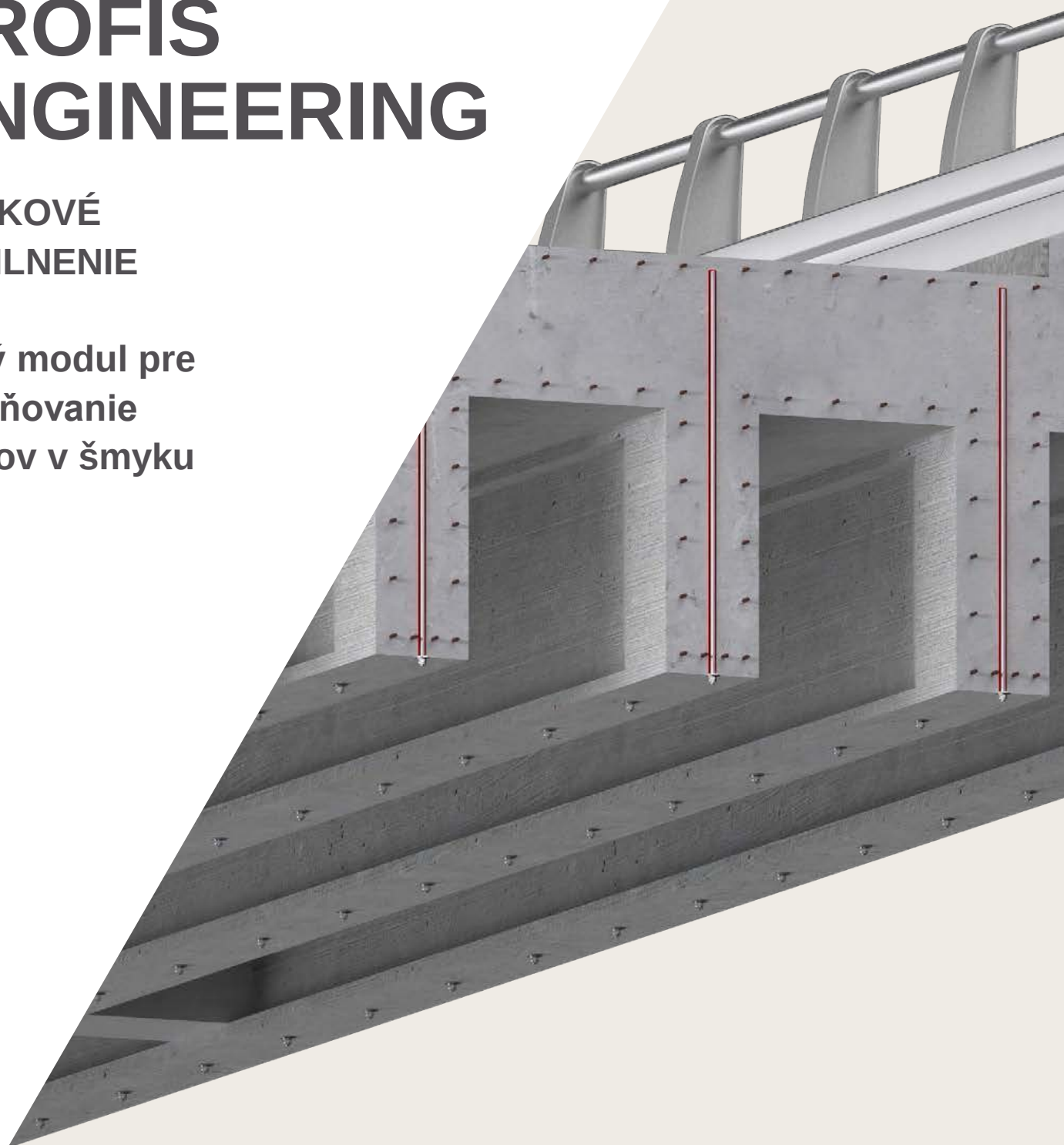
www.nwg.cz



PROFIS ENGINEERING

ŠMYKOVÉ
ZOSILNENIE

Nový modul pre
zosilňovanie
prvkov v šmyku





REMIING CONSULT a.s. je moderná spoločnosť,
ktorá poskytuje komplexné služby pre projekty dopravnej infraštruktúry
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

