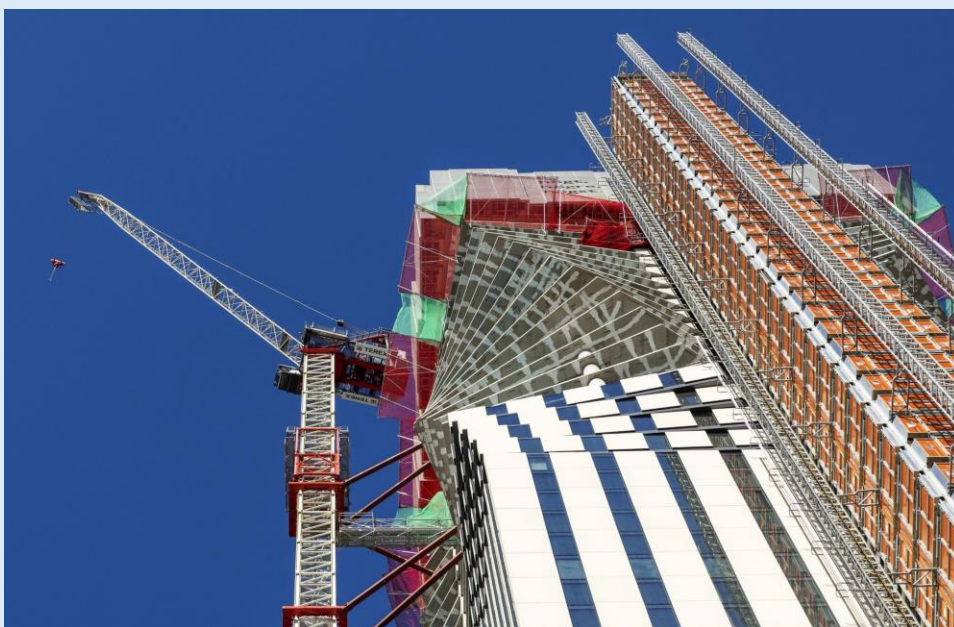




SLOVENSKÁ TECHNICKÁ UNIVERZITA V BRATISLAVE
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.
AVI, GmbH.
Doprastav, a.s.
DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Peikko Slovakia s.r.o.
PERI spol. s r.o.
Slovenská komora stavebných inžinierov
STRABAG Pozemné staviteľstvo s.r.o.
Takenaka Europe GmbH

BETONÁRSKE DNI 2024

Zborník príspevkov



10. – 11. október 2024
HOTEL TATRA****
Námestie 1. mája 5, 811 06 Bratislava

SPEKTRUM
STU

Záštitu nad podujatím prevzalo Ministerstvo dopravy Slovenskej republiky.



SLOVENSKÁ TECHNICKÁ UNIVERZITA V BRATISLAVE
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.
AVI – Alpenländische Veredelungs-Industrie Gesellschaft, G.m.b.H.
Doprastav, a.s.
DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Peikko Slovakia s.r.o.
PERI spol. s r.o.
Slovenská komora stavebných inžinierov
STRABAG Pozemné staviteľstvo s.r.o.
Takenaka Europe GmbH

BETONÁRSKE DNI 2024

Zborník príspevkov

10. – 11. október 2024
HOTEL TATRA****
Námestie 1. mája 5, 811 06 Bratislava

Fotografia na titulnej strane: KARLATORNET, GÖTEBORG, ŠVEDSKO,
Zachar design, s.r.o.

Záštitu nad podujatím prevzalo Ministerstvo dopravy Slovenskej republiky.

ISBN 978-80-227-5442-2

Vedecký výbor konferencie

prof. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD. - predseda výboru

prof. Ing. Vladimír Benko, PhD.

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.

prof. Ing. Ľudovít Fillo, PhD.

doc. Ing. Miloš Zich, PhD.

prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

prof. Ing. Jiří Kolísko, PhD.

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD.

prof. Ing. Stanislav Unčiek, PhD.

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc.

prof. Ing. Vincent Kvočák, CSc.

Čestné predsedníctvo BD 2024

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD. - čestný predseda OV BD 2024, Stavebná fakulta STU
v Bratislave

prof. Ing. Stanislav Unčiek, PhD. - dekan Stavebná fakulta STU v Bratislave

Ing. Martin Bakoš, PhD. - konateľ a generálny riaditeľ Amberg Engineering
Slovakia, s.r.o.

Peter Jaksch - vedúci rakúskej pobočky AVI, G.m.b.H.

Ing. Peter Pažma, PhD. - stavebný špecialista Doprastav, a.s.

Ing. Jozef Harvančík - výrobný riaditeľ DOPRAVOPROJEKT, a.s.

Ing. Martin Hrubý - riaditeľ predaja Peikko Slovakia s.r.o.

Ing. Radoslav Kopka - konateľ PERI spol. s r.o.

prof. Ing. Vladimír Benko, PhD. - predseda Slovenská komora stavebných inžinierov

doc. Ing. Ján Slašťan Csc. - vedúci oddelenia kvality STRABAG Pozemné
staviteľstvo s.r.o.

Ing. Milan Pallo - technický riaditeľ TAKENAKA EUROPE GmbH

OBSAH

HLAVNÉ REFERÁTY

COMMON STRUCTURAL DEFICIENCIES IN TURKEY AND THEIR EFFECTS ON STRUCTURAL SEISMIC PERFORMANCES BASED ON EXPERIENCES IN 2023 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKES WITH AN EMPHASIS ON THE CITY OF HATAY 11

Ilker Kalkan

INSPECTION OF THE TECHNICAL CONDITION OF THE OVERPASS IN ODESSA DUE TO MILITARY ACTIONS 16

Yevhenii Klymenko – Vladyslav Shekhovtsov – Iryna Grynyova – Yuliia Somina

Sekcia A1:

BETÓNOVÉ, MUROVANÉ A SPRIAHNUTÉ KONŠTRUKCIE

MODERNIZÁCIA A DOSTAVBA ŽST PRAHA MASARYKOVO NÁDRAŽÍ 24

Rudolf Voletz, Juraj Bohuš

ŽELEZOBETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE ZABEZPEČUJÚCE SVAH NA STAVBE VYDRICA – BRATISLAVA 32

František Hladký – Daniela Pilarová

MILLHAUS -NOSNÁ KONŠTRUKCIA 19.PODLAŽNÉHO BYTOVÉHO DOMU S KONZOLOVÝM VYLOŽENÍM NADZEMNÝCH PODLAŽÍ 8m 43

Daniel Bukov

KARLATORNET, GÖTEBORG, ŠVEDSKO 49

Roland Zachar

ZEMETRASENIE ĎAPALOVCE 2023 55

Zuzana Haššová – Ivan Valušiak – Viktor Borzovič

OBYTNÝ SÚBOR BÔRIK - KVVETNICA, ŽILINA 67

Pavol Grešlík

VÝROBNÝ AREÁL VAILLANT HEAT PUMP PLANT 72

Vladimír Natšin – Ján Natšin – Peter Holub

POLYFUNKČNÝ SÚBOR STAVIEB DOWNTOWN YARDS 78

Daniel Kóňa – Michal Kozák – Ján Hanzel – Michal Fábry

MOBILE MULTIFUNCTIONAL REINFORCED CONCRETE SHELTERS THAT CAN BE ERECTED QUICKLY 84

Yevhenii Klymenko – Vladyslav Shekhovtsov – Andrii Duzhak – Yuliia Somina – Iryna Grynyova

Sekcia A2:**BETÓNOVÉ MOSTY A TUNELY**

MOST 28. ŘÍJNA V TÝNĚ NAD VLTAVOU <i>Jozef Babuliak – Adam Grman – Dávid Kuczik – Lucia Mirošková</i>	92
RÝCHLOSTNÁ CESTA R3, TVRDOŠÍN – NIŽNÁ, STAVEBNÉ OBJEKTY MOSTOV SO 206, 210, 211, 212 <i>Petr Svadbík – Peter Buček – Martin Kollár</i>	98
NOVÝ CESTNÝ NADJAZD NA ULICI 1. MÁJA V ŽILINE <i>Matúš Uhlík – Filip Glovina – Libor Konečný</i>	106
MOSTY NA DIALNICI D3 KYSUCKÉ NOVÉ MESTO - OŠČADNICA <i>Martin Číž – Barbara Vandlíková</i>	112
LÁVKA PŘES ŘEKU BEČVU <i>Jiří Stráský – Pavel Sliwka – Pavel Kalab</i>	119
REALIZÁCIA ESTAKÁDY „R2 KRIVÁŇ – MÝTNA“ <i>Peter Pažma</i>	127
MOSTY NAD ŽELEZNIČNOU TRAŤOU V ŠTRBE A V PREŠOVE <i>Juraj Kopčák – Dávid Oravec</i>	133
LÁVKA PRO PĚŠÍ PŘES KOLEJIŠTĚ NÁDRAŽÍ V CHEBU <i>Jan Nováček – Pavel Kolenčík – Jiří Urban – Jiří Stráský</i>	139

Sekcia A3:**NOVÉ MATERIÁLY A TECHNOLOGIE**

VÝZVY A INOVÁCIE PRE BUDÚCNOSŤ SLOVENSKEHO STAVEBNÍCTVA <i>Ján Bujňák – Matej Hrubý</i>	147
PROTLAČENÍ DESEK S KOMPOZITNÍ VÝZTUŽÍ – EXPERIMENTÁLNÍ STUDIE A POROVNÁNÍ S PREDIKCÍ NORMY EN1992 DRUHÉ GENERACE <i>David Vašátko – Kateřina Mrkvová – František Girgle – Petr Štěpánek</i>	154
OHYBOVÁ ODOLNOST SPOJITÝCH BETÓNOVÝCH NOSNÍKOV VYSTUŽENÝCH POZDĚLNĚ GFRP VÝSTUŽOU <i>Michaela Štefanovičová – Róbert Sonnenschein – Katarína Gajdošová</i>	160
EXPERIMENTÁLNE OVERENIE SÚDRŽNOSTI OPAKOVANE POUŽITEJ GFRP VÝSTUŽE S BETÓNOM <i>Dárius Bálint – Róbert Sonnenschein</i>	169
ŠTÚDIUM KRÁTKODOBÝCH MECHANICKO-FYZIKÁLNYCH VLASTNOSTÍ BETÓNŮV V ZÁVISLOSTI OD VARIÁCIE DISTRIBUČNEJ KRIVKY KAMENIVA <i>Peter Czirak – Jana Čepčianska – Martin T. Palou</i>	174
EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM BETÓNU S RÝCHLYM NÁRASTOM POČIATOČNEJ PEVNOSTI <i>Jaroslav Prokop – Ivan Hollý – Asad Zia</i>	183

VÝVOJ BETÓNOVEJ SAMOZHUTNITEĽNEJ ZMESI SO 100 PERCENTNÝM PODIELOM RECYKLOVANÉHO KAMENIVA <i>Matej Jurgoš – Viktor Borzovič</i>	189
STĹPY Z BETÓNU S RECYKLOVANÝM ZMIEŠANÝM KAMENIVOM <i>Róbert Sonnenschein – Veronika Knapcová</i>	195
EXPERIMENTÁLNE OVEROVANIE VPLYVU RECYKLOVANÉHO KAMENIVA V BETÓNE NA ŠMYKOVÚ ODOLNOSŤ PROTI PRETLAČENIU LOKÁLNE PODOPRETÝCH DOSIEK <i>Tadeáš Fecko – Eudmila Kormošová – Jaroslav Halvonik – António P. Ramos</i>	202
VPLYV MNOŽSTVA RECYKLOVANÝCH OCEĽOVÝCH VLÁKIEN NA PRIEBEH KARBONATÁCIE BETÓNU <i>Jaroslav Prokop – Ivan Hollý – Asad Zia</i>	208
VPLYV RECYKLOVANÝCH OCEĽOVÝCH VLÁKIEN NA MECHANICKÉ VLASTNOSTI VLÁKNOBETÓNU <i>Asad Zia – Ivan Hollý – Jaroslav Prokop</i>	214
VPLYV ZAŤAŽENIA OD NÁRAZU DO ZVODIDIEL NA KOTVENIE MOSTNÝCH RÍMS NOVOU TECHNOLOGIOU <i>Jozef Kšiňan – Adam Petrik – Štefan Choma</i>	220
NUMERICKÁ ANALÝZA ZOSILNENIA ŠTÍHLÝCH STĹPOV POUŽITÍM UHPFRC <i>Ján Pecka – Katarína Gajdošová</i>	226

Sekcia A4:

NAVRHOVANIE A MODELOVANIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

POKROČILÉ MODELOVANIE A ANALÝZY POMOCOU FEM SOFTVÉRU V BETÓNOVÝCH A MUROVANÝCH KONŠTRUKCIÁCH <i>Kamil Laco</i>	234
DEFORMAČNÍ CHARAKTERISTIKY OHÝBANÉHO BETONOVÉHO NOSNÍKU VYZTUŽENÉHO FRP VÝZTUŽÍ <i>Kateřina Mrkvová – David Vašátko – František Girgle – Petr Štěpánek</i>	244
ROZŠÍŘENÁ METODA PRO ŘEŠENÍ 3D OBLASTÍ DISKONTINUIT <i>Pavčina Lakatosová – Tomáš Oupic Svoboda – Jaromír Kabeláč</i>	250
ZMENA PREMENNÉHO ZAŤAŽENIA NA CESTNÝCH MOSTOCH PODĽA NORIEM A JEJ VPLYV NA TYČOVÉ PREFABRIKÁTY <i>Kludia Tutková – Štefan Kušnir – Viktória Bajzecerová</i>	256
KOTVENIE BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE PODĽA DRUHEJ GENERÁCIE EUROKÓDOV 2 <i>Štefan Gavura – Petra Bujňáková</i>	262
ASSESSMENT OF UNEVEN DAMAGE IMPACT ON REINFORCED CONCRETE BEAMS VIA FEMAP <i>Pavlo Vegera – Nazarii Mykhalevskiy – Viktor Borzovič – Zinovii Blikharskiy</i>	268

Sekcia B1:
REKONŠTRUKCIE A ZOSILŇOVANIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV

NUMERICKÉ, SKÚŠOBNÉ A DIAGNOSTICKÉ PRÁCE POTREBNÉ PRE ZOSILNENIE STROPNEJ DOSKY PODZEMNEJ GARÁŽE <i>Tomáš Augustín – Kamil Laco</i>	278
EFEKTIVNE ZOSILNENIE KRÁTKYCH KONZOL STĹPOV PRIEMYSELNEJ HALY POMOCOU DODATOČNE VLOŽENÝCH PREDPÍNACÍCH KÁBLOV <i>Ladislav Klusáček – Lukáš Bobek – Adam Svoboda</i>	284
OPRAVA BARRANDOVSKÉHO MOSTU S VYUŽITÍM UHPC <i>Jan L. Vitek – Lukáš Vráblík – Robert Coufal</i>	301
LETMOBETÓNOVANÉ MOSTY STAVANÉ V 60-TYCH ROKOCH - SKÚSENOSTI, STAV, REKONŠTRUKCIE <i>Tatiana Bacíková – Anton Bajzecer</i>	307
KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA MARCHEGGSKÉHO VIADUKTU V ŽKM 37,910 <i>Vladimír Gelányi – Juraj Bohuš</i>	314
INOVATÍVNY SPÔSOB SANÁCIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ POMOCOU SIETÍ Z UHLÍKOVÝCH VLÁKIEN <i>Miroslav Piteľ</i>	320

Sekcia B2:
DIAGNOSTIKA A MONITOROVANIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV

DIAGNOSTIKA A HODNOTENIE STAVU ŽELEZNIČNÉHO PREDPÄTÉHO MOSTU V STAREJ ĽUBOVNI <i>Peter Koteš – Martin Vavruš – Jozef Prokop – František Bahleda – Matuš Farbák – Ondrej Kridla</i>	327
POPIS FAKTOROV OVPLYVŇUJÚCICH APLIKÁCIU REZOVEJ METÓDY NA JEDNODUCHO PODOPRETÝCH PREDPÄTÝCH PRVKOCH <i>Martin Moravčík – Jakub Kral'ovanec – Michal Zahuranec – Radim Šifta – Petra Bujňáková</i>	333
VYUŽITIE FGB SNÍMAČOV PRE SLEDOVANIE HAVARIJNÝCH STAVOV MOSTNÝCH KONŠTRUKCIÍ <i>Martin Moravčík – Radim Šifta – Jakub Somer – Jakub Kral'ovanec – František Bahleda</i>	339
STAV ZAINJEKTOVANOSTI KÁBLOVÝCH KANÁLIKOV DODATOČNE PREDPÄTÝCH SEGMENTOVÝCH MOSTOV <i>Jakub Gašpárek – Peter Paulík</i>	345
POSOUZENÍ STAVU TRIBUN FOTBALOVÉHO STADIONU ZA LUŽÁNKAMI <i>Miloš Zich – Pavel Schmid – Petr Cikrle – Jan Perla – Ivana Švaříčková – Věra Heřmánková – Ondřej Šimek – Ondřej Anton – Petr Žitň – Stanislav Skalník</i>	351

EXPERIMENTÁLNA ANALÝZA KLENBOVÝCH MOSTOV V LABORATÓRNYCH PODMIENKACH <i>Ondrej Kridla – Peter Koteš – Patrik Kotula</i>	359
POUŽITIE NEDEŠTRUKTÍVNEJ AKUSTICKEJ EMÍSIE A NUMERICKEJ ANALÝZY NA SLEDOVANIE DEFORMÁCIÍ VLÁKNOBETÓNU <i>Martin Vavruš – Peter Koteš – Michal Zahuranec – Anna Adamczak-Bugno</i>	365
VPLYV ÚROVNE PREDPÄTIA CELOZÁVITOVEJ KOTEVNEJ TYČE NA RÝCHLOSŤ KORÓZIE <i>Michal Zahuranec – Peter Koteš – Martin Vavruš</i>	371

HLAVNÉ REFERÁTY

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Jan L. Vitek, Ph.D

prof. Ing. Katarína Gajdošová, Ph.D.



COMMON STRUCTURAL DEFICIENCIES IN TURKEY AND THEIR EFFECTS ON STRUCTURAL SEISMIC PERFORMANCES BASED ON EXPERIENCES IN 2023 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKES WITH AN EMPHASIS ON THE CITY OF HATAY

İlker Kalkan¹

ABSTRACT

This presentation is a condensation of the observations and experiences of the author on the structural failures and damages in the city of Hatay after the two devastating earthquakes in the region in February 2023. The effects of various structural irregularities, commonly encountered in the building stock of the city, on the structural failures and damages are explained in detail. The effects of various causes of seismic damage, including but not limited to the soft- and weak-story formation, torsional plan irregularity, short column formation, short beam formation, the inability of the filler and beamless slabs to convey the seismic forces between vertical load-carrying members, slab discontinuities, unfavorable (soft) ground conditions and soil amplification, on the structural behavior are showcased with detailed photos from the city. Furthermore, the effects of the incompliance of the member reinforcement and material details with the 2018 Turkish Building Earthquake Code (TBEC), including the absence and inadequacy of the column stirrups in the beam-column connection and column confining regions, 90-degree hooks of the stirrups, the inadequate anchorage (extension) of the beam/column reinforcement to adjacent members (beams and/or columns), low concrete strengths, brittle reinforcing steel material, are also illustrated with the help of specific examples of failure and damage in the region. The presentation concludes with recommendations on effective structural rehabilitation applications for the lightly- and moderately-damaged structures.

1 INTRODUCTION

Two devastating earthquakes took place in less than 10 hours along the East Anatolian Fault Zone (EAFZ) of Turkey on February 6th, 2023. The first earthquake of 7.8 magnitude struck at 4.17 am. The epicenter was near the Pazarcık province of the city of Kahramanmaraş. The second earthquake with a magnitude of 7.5 hit the same region approximately 9 hours after the first one (13.14 pm). The epicenter of the second earthquake was close to the Elbistan province of Kahramanmaraş, which is north to the epicenter of the first earthquake. Both earthquakes resulted in a significant number of casualties and excessive degree of damage to property, with many structural collapses in cities including Adana, Adıyaman, Diyarbakır, Gaziantep, Hatay, Kahramanmaraş, Kilis, Malatya, Osmaniye and Şanlıurfa. In these two earthquakes, the old city center of Hatay, including the districts of Antakya and Defne, suffered the largest loss of life and damage in the entire region. Besides the two main earthquakes on February 6th, two additional earthquakes (not aftershocks) with magnitudes of 5.9 and 6.4 and epicentered in Samandağ and Defne provinces of Hatay, took place on

¹ Prof. Dr., Kırıkkale University, Faculty of Engineering and Natural Sciences, Department of Civil Engineering, 71450 Kırıkkale/Turkey, tel.: (0090) 318 3574242- 1254, e-mail: ilkerkalkan@kku.edu.tr

February 20th, 2023. Several damaged buildings in Hatay collapsed due to these two earthquakes, adding to the death toll.

The main reason for the excessive number of structural collapses in Hatay (Figure 1) and the significant degree of damage in the non-collapsed structures is the weak ground conditions (Figure 2). In addition, the geomorphological structure of the Hatay region indicates the presence of a basin structure bounded by the elevations in the east and west. The old city rests on soft sedimentary deposits bounded by rocks with higher density. This geomorphological structure creates a unique seismic phenomenon denoted as “basin effect”. This effect implies the amplification of the seismic motion in the presence soft deposits on hard rock layers due to the reverberating seismic waves in the soft sediment layers. In addition to the basin effect, the soil amplification during the transmission of seismic waves from bedrock to the surface also contributed to the tremendous levels of ground motion accelerations (up to 3g-4g), measured in Antakya and Defne provinces of Hatay. Besides the soil-related sources of damage, the structural irregularities and the detailing and workmanship problems in the building stock of the city exacerbated the structural damages and collapses in these earthquakes. The present paper presents these common irregularities and deficiencies in Hatay and their consequences during the earthquakes with detailed photographs.



Figure 1: The Degree of Damage of the Old City of Hatay



Figure 2: Water Saturation of the Soil in Hatay

2 COMMON STRUCTURAL CAUSES OF FAILURE

The site visits to Hatay depicted that the majority of the structures underwent heavy degrees of damage or collapsed due to the following list of reasons, related to reinforcement detailing and material strength origin (Figure 3) and structural system design deficiencies (Figure 4).

- the inadequacy of column stirrups in the beam-column connection and column confining regions (Figure 3a)
- 90-degree hooks of the stirrups (Figure 3b)
- the inadequate anchorage of reinforcement to adjacent members (Figure 3c)
- low concrete strength (Figure 3d)
- brittle reinforcing steel material (Figure 3e)
- soft- and weak-story formation (Figure 4a)
- torsional plan irregularity (Figure 4b)
- short column formation (Figure 4c)
- short beam formation (Figure 4d)
- beamless slab systems and slab discontinuities (Figure 4e)
- strong beam-weak column design (Figure 4f)



Figure 3: Damages Related to Reinforcement Detailing and Material Grades



Figure 4: Damages Related to Structural System Deficiencies

TECHNICAL CONDITION OF THE ROAD IN ODESSA

*Yevhenii Klymenko¹, Viktor Malakhov², Oleksii Bondarenko²,
Vladyslav Shekhovtsov², Iryna Grynyova³*

ABSTRACT

As a result of hostilities in Ukraine, more than 300 bridges were destroyed. At the same time, the balance-keepers did not inspect and survey a large number of infrastructure objects before they received damage. The Ministry of Development of Communities, Territories and Infrastructure initiated the work of the commission and online training for balance-keepers regarding the inspection and survey of these infrastructure facilities. The article presents the results of the examination of the bridge crossing within the framework of the work of the Commission for checking the condition of bridge structures after the impact of the blast wave from the hits of missiles at a distance of up to 200 meters from the structure of the object.

1 INTRODUCTION

As of the beginning of 2024, according to the Ministry of Development of Communities, Territories and Infrastructure of Ukraine, 346 bridges have been destroyed since the beginning of the full-scale war in Ukraine. The bridges in Kyiv, Chernihiv, Kherson, Sumy, Kharkiv, Mykolaiv and Donetsk regions were the most affected. Reconstruction in these territories began in 2022 (Fig. 1).



Fig. 1: Gostomel bridge in 2022 and 2024. Photo - Ministry of Infrastructure

¹ ScD, Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, 4, Didrihsona Str., 65029, Odesa, Ukraine, tel.: +38(067)5301140, e-mail: klymenko@odaba.edu.ua

² PhD, Associated Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, department of reinforced concrete structure and transport facilities, Didrihson 4, 65023 Odesa, e-mail: iityamal@gmail.com, a1_bondarenko@ukr.net, v.shekhovtsov@odaba.edu.ua

³ Assoc.Prof., PhD., Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, department of architecture structure, Didrihson 4, 65023 Odesa, tel.: +38(093)9799301, e-mail: grynyova@odaba.edu.ua



Fig. 2: The destruction of the bridge structures in the Zatoka village of Odesa region because of numerous rocket attacks



Fig. 3: State of bridge structures on the front line

At the same time, the balance-keepers did not inspect and survey a large number of infrastructure objects before they received damage. The Ministry of Development of Communities, Territories and Infrastructure initiated the work of the commission and online training for balance-keepers regarding the inspection and survey of these infrastructure facilities. The bridge crossing in Odesa was investigated by the Commission for checking the condition of bridge structures after the impact of the blast wave from the hits of missiles at a distance of up to 200 meters.

As a result of military operations, many bridges in Ukraine have been damaged by direct missiles or drones. Figure 2 shows the destruction of the bridge structures in the Zatoka village of Odesa region because of numerous rocket attacks. Figure 3 illustrates the state of bridge structures on the front line, the photos were taken by the associate professor of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture Karpyuk Fedor, who is currently protecting the motherland from the onslaught of the enemy.

2 CASE STUDY

The object of the study is the Ovidiopol railway in Odesa. The inspected roadway was built by the bridge construction unit No. 23 of the Mostobud No. 1 trust in the 1980s according to a project developed in 1986 by the Lviv branch of the UkrtransGIProcomunbud Institute of the Ministry of Housing and Communal Affairs of the Ukrainian SSR.

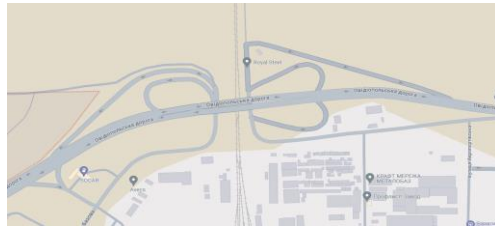


Fig. 4: Location of the overpass on the map of Odessa

The inspected roadway was built by the bridge construction unit No. 23 of the Mostobud No. 1 trust in the 1980s according to a project developed in 1986 by the Lviv branch of the UkrtransGIProcomunbud Institute of the Ministry of Housing and Communal Affairs of the Ukrainian SSR.

The pipeline is located on the main street at the Ovidiopol junction and crosses the electrified railway track and two exits from the junction. The highway crosses the railway at an angle of 84 degrees.

The scheme of the overpass is split $24+21+33+3\times 21$ m. The length of the overpass is 141.6m. Overpass dimensions $G(12.15+1\times 1.5) + 2.06 + (12.15+1\times 1.5)$ m. Underbridge dimension – 8.04 m. Estimated temporary loads of H-30 and NK-80.

The bridge crossing (roadway) consists of two separate structures (mirror-imaged) with an offset relative to each other by 1.8 m. The structures are not combined into one scheme and work independently of each other. The distance between individual overpasses in the clearance is 0.44 m. To install a safety island with earth filling on the dividing lane, the clearance is closed with reinforced concrete slabs that lie freely on the surface of the beams.

The span structures of the overpass are separated and made of prefabricated reinforced concrete pre-stressed diaphragmless beams, reinforced with $25\text{Ø}5$ beams of class B-II steel, the slab of the carriageway - with class A-II reinforcement of steel grade VSt5 sp.2, design grades of concrete M350, M400, M500. The slab width of the middle girder is 1.8 m and has reinforcement outlets for the implementation of longitudinal joints, which are 0.680 m wide, due to which the distance between the axes of the beams is 2.480 m. they are absent.

In spans 21 m long and in spans 24 m in cross-section, 6 diaphragm-less beams 1.5 m high are arranged under one traffic lane. Beams of a typical design according to a typical project vol. 384 3.0503-12. The beams rest on supports through rubber-metal support parts placed on sub-farm platforms of variable height, since the slope of the roadway is ensured by the different heights of the platforms. Intermediate supports on each structure are two-column, single-row, telescopic without grilles. In the cross section, there are 2 risers with a diameter of 0.8 m with a distance in the axes of 6.0 m, and they are united in the foundation part with drilled posts with a diameter of 2.0 m. 75 m with a length of 10.4 m, which consist of two blocks united by a monolithic joint. To increase the area of the union of the racks with the crossbar, the union was carried out through the capitals.

The structure of the risers of the overpass is covered, riser, without grid. In the cross section, there are 2 risers with a diameter of 1.6 m with a distance in the axes of 6.0 m, the risers are united by prefabricated reinforced concrete overlays with a section of 0.5×0.75 m with a total length of 10.4 m with a cabinet wall with a total length of 14.77 m.

The size of the overpass is $\Gamma-(12.15+2.06+12.15)$ m with two sidewalks of 1.5 m each, arranged on the front sides of the building. Precast reinforced concrete sidewalks of the overhead type with a parapet fence 0.6 m high, connected to the roadway with the help of reinforcing outlets from sidewalk blocks. The length of the blocks is 3.0 m. The guardrail is made of metal sections, the length of which is equal to the length of the span. The height of the handrail is 0.93 m.

Above the run, in which the electrified railway track passes, protective metal nets have been installed above the guard rail. The bridge fabric is multi-layered. The construction of the road surface consists of a leveling layer up to 4 cm thick, waterproofing, a protective layer - 4-6 cm and an asphalt concrete coating 12 cm thick, the thickness of the asphalt concrete coating of the sidewalks - 7 cm.

Drainage from the roadway is carried out due to the transverse slopes of the roadway through the holes in the parapet fence and the transverse slope of the sidewalks to the front part of the overpass. Closed-type deformation seams (metal trays-compensators) are arranged above all supports.

The connection of the bridge with the embankment of the approaches is carried out at the expense of transitional slabs. Reinforcement of the slopes of the cones is carried out with concrete slabs. Approaches to the overpass are made in an embankment with a height of up to 3.0 m. The width of the left shoulder, carriageway and right shoulder on waste: at the beginning of the overpass - (4.2 + 7.2 + 6.0) m, at the end of the overpass - (3,9+7.2+2.8) m. Slope slopes on the approach to the beginning of the overpass 1:2, to the end of the overpass – 1:2.5 to the left, 1:5 to the right. The road surface on the approaches is asphalt concrete.



Fig. 5: General view of the overpass

The main damage to the construction structures of the overpass are shown in the table 1.

Tab. 1: Main damage to the construction structures of the overpass



Fig. 6: Destruction of the concrete of the monolithic section of the support beam



Fig. 7: Unsatisfactory condition of the concrete of the ends of the supporting beams



Fig. 8. Unsatisfactory condition of consoles under street lighting lamps



Fig. 9. Destruction of the protective layer of concrete of the support beam



Fig. 10: Destruction of the protective layer of concrete, exposure of reinforcement, destruction of the concrete slab



Fig. 11: Destruction of the protective layer of concrete, exposure of reinforcement, destruction of the concrete slab

The main reason for the occurrence of defects and damage to overpass structures should be considered constant non-design wetting of structures by atmospheric precipitation, which is caused by:

- insufficient waterproofing of the road surface (penetrating holes, non-design slopes);
- unsatisfactory arrangement of expansion joints (lack of their waterproofing).

The technical condition of the overpass elements was carried out according to the results of surveys.

Bridge canvas. The coating has the following defects and damages:

- potholes and pits in the coating no more than 3 cm, sqthe area of which is no more than 10% of the total area of the carriageway (12%);
- damaged roadway waterproofing, water seeping through the road surface onto overpass elements (34%).

The technical condition of bridge deck 4 is limited (safety characteristic $\beta=2.1$). It is necessary to carry out inspections according to a special schedule, to carry out capital repairs of the canvas.

Girder structures made of ordinary reinforced concrete. The structures have the following defects and damages:

- force cracks in the stretched zone with an opening of no more than (0.2–0.3) mm (3%);
- corrosion of fittings (12%).

Some of the paving slabs have been completely destroyed and are subject to replacement.

The technical condition of span structures made of ordinary reinforced concrete 4 is limited (safety characteristic $\beta=2.1$). It is necessary to carry out inspections according to a special schedule, to carry out major repairs of pavement slabs.

Girder structures from prestressed reinforced concrete.

The structures have the following defects and damages:

- cracks in stretched concrete with an opening of more than 0.2 mm, damage to supporting parts (19%).

The technical condition of span structures made of prestressed concrete 3 is operational (safety characteristic $\beta=2.4$). It is necessary to carry out planned inspections, to carry out current repairs of pre-stressed beams.

Support bars.

The structures have the following defects and damages:

- destruction (weathering) of concrete to a depth of no more than 10 mm on the side surfaces of the crossbar consoles, chips of the protective layer of the faces, exposure and corrosion of reinforcement, horizontal cracks with an opening of 0.5-1.5 mm, separate concrete chips no more than 30 mm deep (12%).

The technical condition of the crossbars of supports 3 is operational (safety characteristic $\beta=2.4$). It is necessary to carry out planned inspections according to a special schedule, to carry out current repairs of the crossbars of the supports.

Bridge risers.

The structures have the following defects and damages:

- the presence of security forcescracks in the body of the riser with an opening of more than 0.3 mm, significant destruction of the protective layer with exposed corrosion of the reinforcement (28%).

The technical condition of the risers of bridge 4 is limited (safety characteristic $\beta=2.1$). It is necessary to carry out inspections according to a special schedule, to carry out major repairs of the bridge risers. During the visual inspection of the road surface, the following was established:

- traces of pothole repair with hot asphalt concrete and the pneumatic-jet method can be observed along the entire length of the bridge;
- the deformation seams are mainly completely repaired by the pneumatic-jet method;
- on the right-hand drive there is a network of cracks, flaking of material, rutting, potholes with an area of up to 0.2 m²;
- on the left carriageway – on the right lane there are ruts, along the entire width of the carriageway, there are several potholes with an area of up to 0.5 m²;
- the deformation seam of the left lane has an opening up to 11 cm wide;
- there are potholes and protrusions on part of the deformation joints, which affect the smoothness of movement.



Fig. 12: The state of the deformation seam

3 CONCLUSIONS

1. The building of the Ovidiopolsky overpass is in the 4th technical state of "limited operability".
2. The pipeline needs waterproofing. To do this, it is necessary to replace the structures of deformation joints and replace the road surface.
3. During operation, a number of structures require strengthening (damaged risers), replacement (road slabs) or repair.
4. After the development of the overpass repair project and its implementation, the structure can be operated as intended without restrictions.

Sekcia A1

**BETÓNOVÉ, MUROVANÉ A SPRIAHNUTÉ
KONŠTRUKCIE**

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Viktor Borzovič, PhD.

Ing. Daniel Bukov

A1

MODERNIZÁCIA A DOSTAVBA ŽST PRAHA MASARYKOVO NÁDRAŽÍ – PLATFORMA ZASTREŠENIA

Rudolf Voletz¹ – Juraj Bohuš²

A1

ABSTRAKT

V rámci stavby „Modernizácie a dostavby ŽST Praha Masarykovo nádraží“ vznikla požiadavka na návrh zastrešenia nástupíšť rekonštruovanej železničnej stanice formou platformy nad koľajiskom. Stanica sa nachádza sa v centrálnej časti Prahy a je jedným z najfrekventovanejších dopravných uzlov prímestskej železničnej dopravy. Okrem funkcie zastrešenia, plní platforma funkciu mimoúrovňového prepojenia okolitých ulíc a budov ponad koľajisko. Časť priestoru platformy bude vysadená zeleňou, čo vytvorí podmienky pre novú oddychovú zónu v centre mesta.

1 ÚVOD

Stavba platformy je situovaná do priestoru existujúcej železničnej stanice Praha Masarykovo nádraží v rámci zastavaného územia na hranici Starého a Nového Města, čiže v centrálnej časti Prahy. Návrh rešpektuje platné Zásady územného rozvoja hlavného mesta Praha, nové priestorové a bezbariérové usporiadanie nástupíšť, ako aj prepojenie okolitej zástavby a infraštruktúry územia (obr.1).



Obr. 1: Pohľad z hora na platformu - vizualizácia

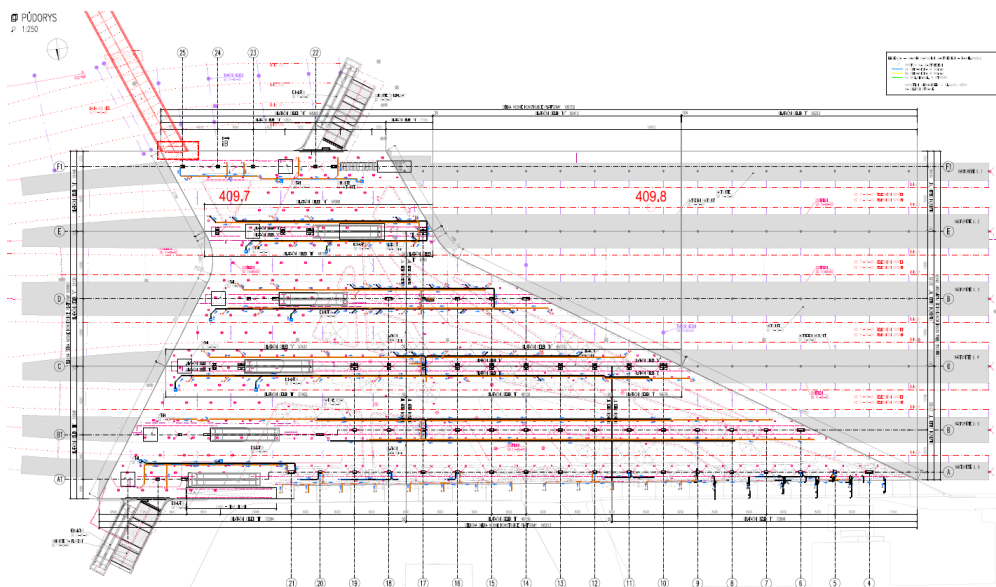
¹ Ing., DOPRAVOPROJEKT, a.s. Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava – Nové Mesto , tel.: (02)50234-266, e-mail: voletz@dopravoprojekt.sk

² Ing. DOPRAVOPROJEKT, a.s. Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava – Nové Mesto , tel.: (02)50234-276, e-mail: bohus@dopravoprojekt.sk

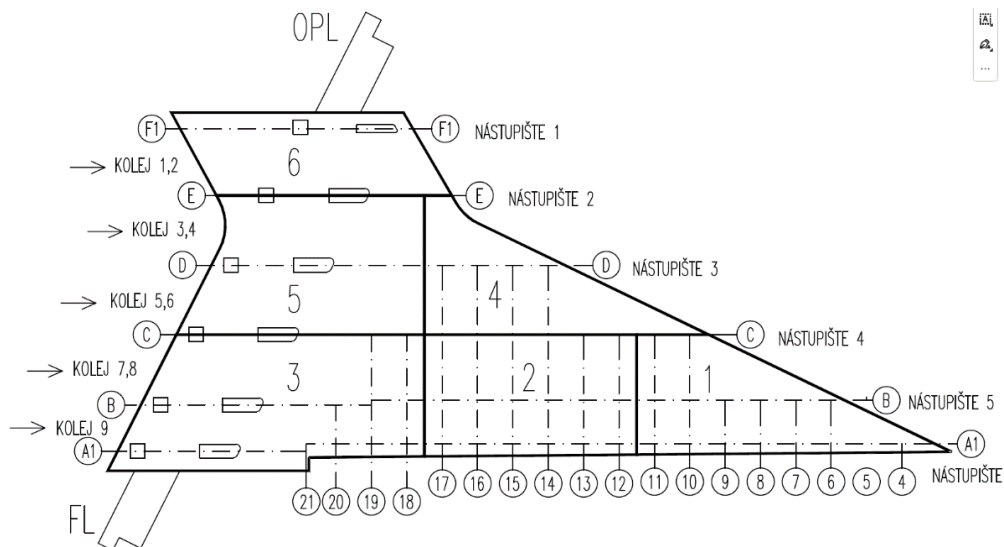
Konštrukcia platformy vytvára priestor pre umiestnenie parkovej zelene a pešiu dopravu medzi ulicami Na Florenci, kde je Ústredné autobusové nádraží s ulicou Hyberskou a Opletalovou, ktorými je možný prístup priamo do historického centra mesta. Stavebné práce prebiehajú pri čiastočnej prevádzke na železničnej stanici.

2 KONŠTRUKČNÉ USPORIADANIE

Železobetónová platforma zastrešenia je rozdelená do šiestich dilatačných celkov DC1 až DC6. Stavba je realizovaná v 3 fázach (etapách). V 1.fáze sa vybudujú DC1-DC3, následne DC4-DC5 a nakoniec v 3.fáze DC6. Jednotlivé dilatačné celky sú podopreté zvislými konštrukciami stĺpov a stien (obr.2, 3). Tie sú votknuté do základových konštrukcií vo forme pätiiek a dosiek. Zakladanie je hĺbkové, tvorené veľko-priemerovými pilótami (VP-pilóty).



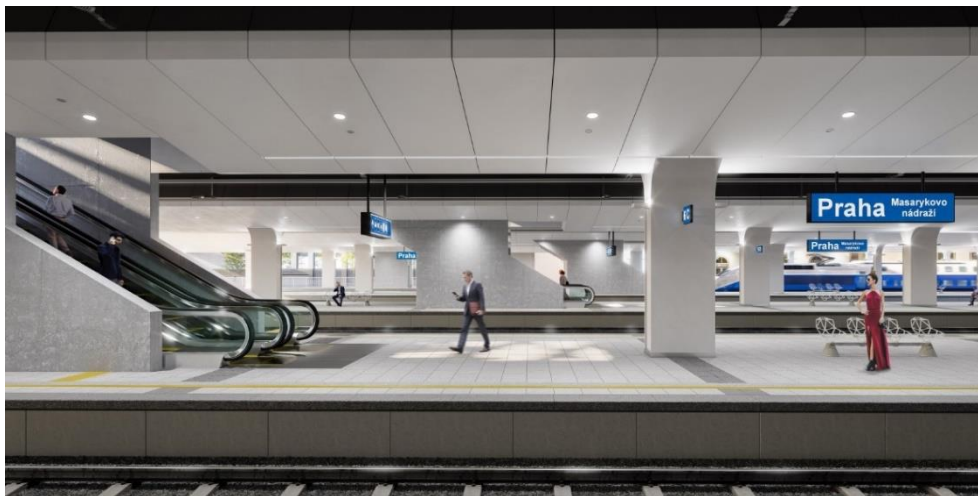
Obr. 2: Pôdorys platformy - situácia



Obr. 3: Rozdelenie platformy na dilatačné celky – schéma

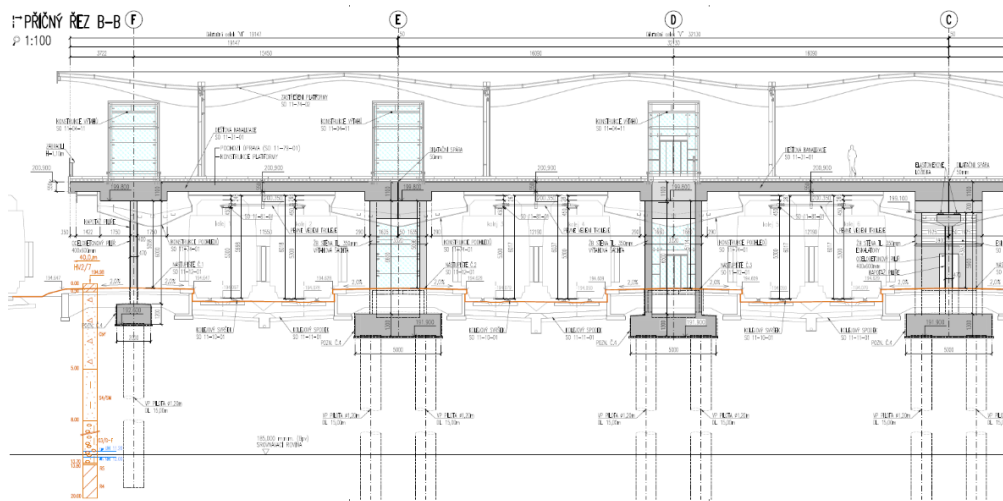
2.1 Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia platformy pozostáva zo železobetónovej dosky hrúbky 550 mm, ktorá je vystužená trámami s výškou 1100 mm a šírkou 5000 mm vedenými paralelne s osou jednotlivých kofají. Trámy sú podopreté sústavou ocelobetónových stĺpov umiestnených v osiach jednotlivých nástupíšť a železobetónovými stenami, ktoré zároveň slúžia ako nosná konštrukcia pre pohyblivé schodiská a výtahy zabezpečujúce vertikálnu dopravu medzi nástupíšťami a platformou (obr.4).



Obr. 4: Pohľad na usporiadanie nástupíšť pod platformou - vizualizácia

Vzhľadom na neštandardný tvar dosky bolo potrebné umiestniť stužujúce trámy aj v šikmých častiach dosiek dilatčných celkov DC1 a DC4. Výška týchto šikmých trávov je 950 mm a je určená s ohľadom na prejazdny profil železničného vozidla (obr.5). Na spodnej ploche dosky platformy je pripevnené trakčné vedenie. V priestore dilatčných medzier sú dosky NK DC uložené na dvojici všesmerných kalotových ložísk. Ložiská sú umiestnené na stĺpoch s hlavicami a sú navrhnuté na celú životnosť konštrukcie, bez možnosti výmeny. Ostatné stĺpy a steny sú s doskami NK tuho spojené rámovým spojením.

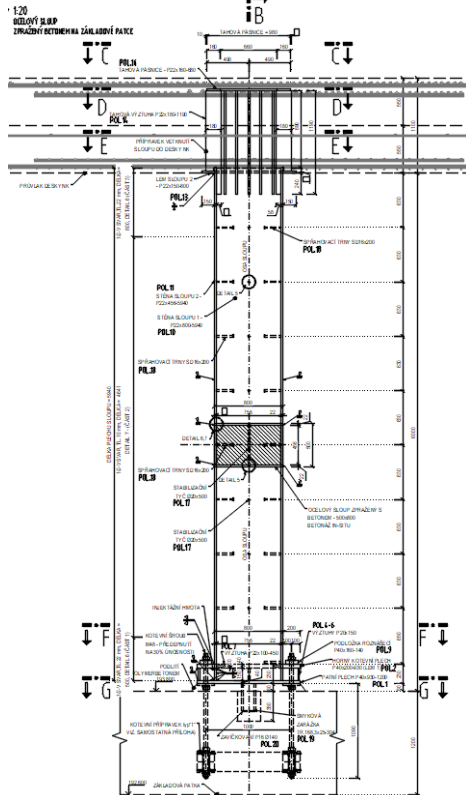


Obr. 5: Priečny rez platformou – torzo

2.2 Spodná stavba

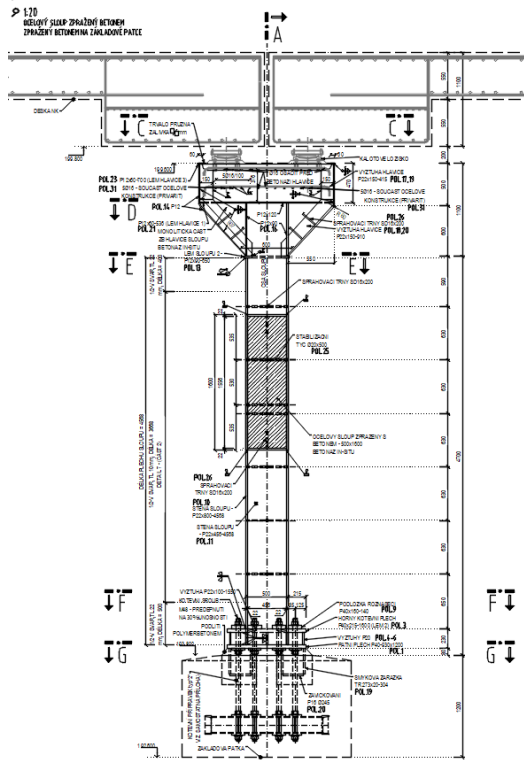
Spodná stavba platformy rešpektuje členenie nosnej konštrukcie rozdelené na dilatčné celky. Podporný systém v rámci predchádzajúcich stupňov bol tvorený železobetónovými stenami a oceľobetónovými stĺpmi vystuženými vloženou betonárskou výstužou, ktoré boli navrhnuté ako prefabrikáty. Stĺpy boli v rámci projektovej dokumentácie na realizáciu stavby (RDS) na žiadosť zhotoviteľa stavby upravené tak, že oceľová časť stĺpov sa vyrobí v montážnej hale a na stavbe sa osadia do správnej polohy na základové konštrukcie, kde sa ukotvia pomocou zabudovaných kotevných prípravkov. Po stabilizácii stĺpov sa zabetónujú. Stĺpy nemajú armokoše, ale majú spriahajúce prvky. Prierez stĺpa pozostáva z oceľových plechov hr.22 mm pravouhlého tvaru v dvoch rozmeroch 500x800 mm a 500x1600 mm. Sú navrhnuté dva základné typy stĺpov z hľadiska okrajových podmienok ich uloženia. Typ I. (obr.6) predstavuje obojstranne votknutý stĺp a typ II. je stĺp votknutý do základovej konštrukcie a v hornej časti je opatrený hlavicom, na ktorú sa ukladajú kalotové ložiská (obr.7).

*OCEĽOVÝ STĽP - REZ- TYP I



Obr. 6: Oceľový stĺp – typ I.

*OCEĽOVÝ STĽP - REZ - TYP II



Obr. 7: Oceľový stĺp – typ II.

Na základe požiadavky zhotoviteľa (Strabag Rail) sme pre urýchlenie výstavby navrhli v dokumentácii na realizáciu stavby pripojenie stĺpov ku základovým konštrukciám pomocou oceľových kotevných prvkov namiesto uloženia pôvodne uvažovaných prefabrikovaných stĺpov do kalichov v základoch a ich následného zmonolitňovania. Týmto sa ušetrí čas potrebný pre mokré procesy a potreba stabilizačných prostriedkov. Kotvenie stĺpov je navrhnuté vo forme oceľového roznášacieho roštu s kotevnými tyčami (obr.8, 9). V súčasnosti prebieha výroba oceľových kotevných prípravkov, stĺpov ako aj kalotových ložísk. Po dodaní kotevných prípravkov je možné vybudovať základové konštrukcie.

2.3 Zakladanie

Zakladanie objektu pozostáva z veľkopriemerových vŕtaných pilót priemeru 1,20 m betónovaných pod ochranou výpažnice (obr.12). Pilóty sú budované v podmienkach zastavaného územia historického centra mesta, čo ovplyvnilo aj návrh a rozmiestnenie jednotlivých pilót pod základmi (obr.13).

A1



Obr. 12: Výstroj pilóty



Obr. 13: Usporiadanie pilót na základovej doske

Pre overenie skladby horninového prostredia určenou inžiniersko-geologickým prieskumom bola urobená systémová zaťažovacia skúška (obr.14), ktorá skladbu potvrdila, resp. vlastnosti podlažia upresnila.



Obr. 14: Statická zaťažovacia skúška – systémová

Pred samotným zakladaním bolo územie preskúmané rozsiahlym záchranným archeologickým prieskumom. Pre potreby prieskumu sa použili navrhnuté výkopy pre základové pätky a dosky, ktoré boli prehĺbené. Následne prehĺbené základové jamy boli upravené zhutnenými zásypmi na úroveň pilótovacej plošiny jednotlivých základov. Archeologický prieskum podrobne dokumentoval rôznorodosť a historickú minulosť územia od obdobia gotiky až po súčasnosť

(obr.15, 16). Pri návrhu zakladania sme museli zohľadniť polohu funkčnej „hradobnej“ stoky a vodovodného kolektoru, prítomnosť gotických a barokových hradieb, secesnej brány, taktiež kolektora Cetinu so silno a slaboprúdovými vedeniami.



Obr. 15: Archeologický prieskum os C-C

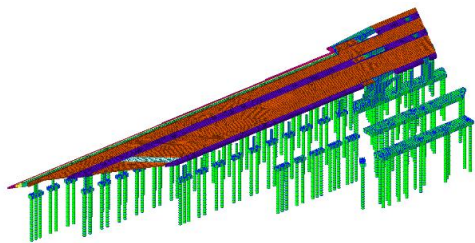


Obr. 16: Archeologický prieskum

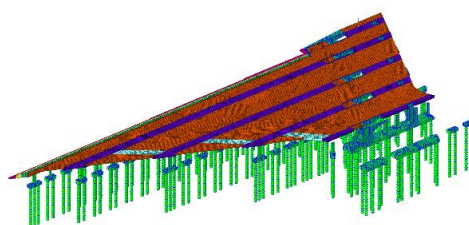
3 VÝPOČTOVÝ MODEL

Vzhľadom na netypický pôdorysný tvar, postup výstavby a požiadavky na detailnejšie vyhodnotenia konštrukcie bol urobený fázovaný priestorový model tvorený z nosníkov a doskostenových prvkov v programe Midas Civil. Konštrukcia je modelovaná ako celok vrátane spodnej stavby a pilótového založenia tak, aby sa vystihlo celkové správanie sa konštrukcie v interakcii s podložím. Konštrukcia je rozdelená celkovo na 6 dilatačných celkov. Na základe harmonogramu výstavby v súlade so stavebnými postupmi platformy boli postupne zadávané jednotlivé konštrukčné prvky, ktoré umožňujú analýzu konštrukcie so zohľadnením vývoja vlastností materiálov v čase (reologické zmeny) a nástup zaťaženia. Z hľadiska statického pôsobenia má delenie na dilatačné celky význam pre posúdenie pilót, základov a pilierov, ktoré sú v danom celku v určitom čase výrazne jednostranne namáhané. Po dobudovaní príslušného celku sa statické pôsobenie nosných prvkov zlepši, t.j. počas fáz výstavby sú prvky viac namáhané ako v čase, keď je konštrukcia odovzdaná do prevádzky ako celok.

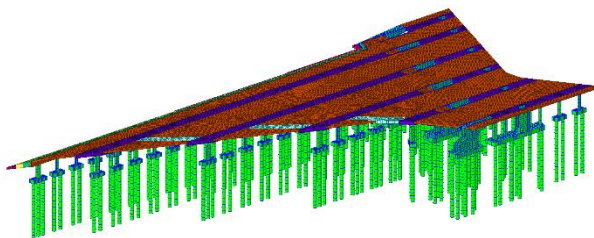
Celkovo je budovanie konštrukcie rozdelené na 3 fázy, kde v rámci 1. fázy budú vybudované dilatačné celky DC1, DC2 a DC3. Následne v 2. fáze sa vybudujú celky DC4 a DC5 a nakoniec v 3. fáze dôjde k vybudovaniu celku DC6.



Obr. 17: Model - 1. fáza (DC1-DC3)



Obr. 18: Model - 2. fáza (DC4,DC5)



Obr. 19: Model – 3. fáza (DC6)

4 ZÁVER

Článok je napísaný v čase výstavby základových konštrukcií a výroby oceľových prvkov spodnej stavby. Do výrobného procesu a prípravy dokumentácie pre túto stavbu zasiahli rôzne faktory, ktoré výraznou mierou ovplyvnili jeho vývoj. Dôležitým faktorom bolo rozhodnutie vedenia Správy železníc ako investora, aby sa upravilo jedno z nástupišť v rámci 1. fázy výstavby (DC1-DC3). V zadávacej dokumentácii toto nástupište vzhľadom aj na bezpečnostné parametre prevádzky zabezpečovalo nástup do vlaku len z jednej jeho strany. Stanica Masarykovo nádraží má slúžiť aj pre potreby medzinárodného letiska Václava Havla a tým má spĺňať najvyššie požiadavky na odbavenie maximálneho počtu cestujúcich, pre ktorých predstavuje „vstupnú bránu“ do hlavného mesta. Rozhodnutie o zmene koncepcie v priebehu realizácie stavby vyvolalo veľa zmien, napr. zmena statickej schémy konštrukcie, vytvorenie nového modelu a výrazné úpravy už hotovej dokumentácie. Tieto zmeny prinášajú veľký časový stres pre projektanta ako aj pre zhotoviteľa, pretože investor požaduje zachovať pôvodný harmonogram výstavby bez možnosti zmeny termínu dokončenia. Stavebné práce prebiehajú pri čiastočnej prevádzke na železničnej stanici.

Rekonštruované Masarykovo nádraží po jeho odovzdaní do užívania bude spĺňať najvyššie požiadavky na moderné cestovanie železničnou dopravou a samotná platforma svojim usporiadaním a dispozíciou zelenej plochy vytvorí priestor oddychovej zóny v centre Prahy a zvýši atraktivitu územia, ktoré doteraz slúžilo výhradne len pre dopravné účely.

Literatúra

- [1] Dokumentácia DUR stavby „Modernizace a dostavba žst Masarykovo nádraží“ (SUDOP PRAHA a.s., vydané územní rozhodnutí, 2021)
- [2] Dokumentácia DSP stavby „Modernizace a dostavba žst Masarykovo nádraží“ (SUDOP PRAHA a.s., vydané stavební rozhodnutí, 2022)
- [3] Dokumentácia PDPS stavby „Modernizace a dostavba žst Masarykovo nádraží“ (SUDOP PRAHA a.s., súťaž na zhotoviteľa, 2023)
- [4] Dokumentácia RDS stavby „Modernizace a dostavba žst Masarykovo nádraží“ (SUDOP PRAHA a.s., stavba prebieha 2024)
- [5] Vizualizácie – Správa železníc, státní organizace
- [6] Fotodokumentácia stavebných prác – STRABAG Rail a.s.

ŽELEZOBETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE ZABEZPEČUJÚCE SVAH NA STAVBE VYDRICA- BRATISLAVA

František Hladký¹ – Daniela Piliarová²

A1

ABSTRAKT

V bratislavskom podhradí bolo pre plánované objekty, vsadené do terénu s výrazne stúpajúcim charakterom, navrhnuté zabezpečenie svahu. Zárez premenlivej výšky približne 20-35 m, je stabilizovaný pomocou trvalých kotevných prvkov, t.j. kombinácia trvalých lanových kotiev a trvalých pasívnych tyčí. Kotevné prvky sú na prednej strane zárezu ukončené a ukotvené v železobetónových konštrukciách – nosníkoch, hlaviciach, stenách. Železobetónové prvky a ich návrh v spolupôsobení s kotevnými prvkami spolu vytvárajú geotechnickú konštrukciu, ktorá zabezpečuje hradné bralo.

1 ÚVOD

Projekt Vydrica sa nachádza v centre hlavného mesta pod bratislavským hradom. Na území od nábrežia smerom k hradu boli v prvej fáze projektu vsadené do terénu, s výrazne stúpajúcim charakterom, tri objekty a ulica bývalého Oeserovho radu. V prvej etape projektu, na dĺžke približne 170 m, v danom teréne vznikol zárez výšky cca 20 – 35 m, ktorý bolo potrebné trvalo zabezpečiť. Zárez do skalného brala v takomto rozsahu podľa STN EN 1997 spadá do 3. geotechnickej kategórie [2].

Geologicky je hradný kopec tvorený povrchovými vrstvami navážok a sutí (cca 1-2 m), pod ktorými je podložie tvorené skalnými horninami, ktoré smerom k Dunaju postupne upadajú a v spodných úrovniach sa vyskytujú vrstvy štrkov. Z podrobného inžiniersko-geologického prieskumu, po zrealizovaní jadrových vrtoch z hornej úrovne zárezu, boli stanovené parametre hornín do výpočtov. Zároveň sa ukázala značná rozpukanosť skalných hornín so všesmernými puklinami, a tiež výskyt mäkkých až ílovitých zón.

Na základe výpočtov z programov pre návrh geotechnických konštrukcií, bolo navrhnuté riešenie stability brala pomocou technológie malo-profilového vrtania a striekaného betónu. Pre zabezpečenie stability bola navrhnutá sústava kotevných prvkov so železobetónovými konštrukciami, ktoré budú spolu tvoriť trvalé zabezpečenie brala. Paženie bolo navrhnuté tak, aby zohľadňovalo všetky požiadavky po statickej aj estetickej stránke.

2 NÁVRH STABILIZÁCIE

Návrh a následná realizácia spočívala v stabilizovaní jednotlivých etáží výkopu, trvalými kotevnými prvkami rôznych dĺžok podľa statického výpočtu a dočasným torkrétom (vystuženým striekaným betónom). Následne trvalú funkciu preberajú železobetónové konštrukcie.

Plánovaná ulica Oeserovho radu rozdeľuje zárez na dve časti. V hornej časti zárez dosahuje výšku cca 4 -17 m a v spodnej časti výšku cca 18 a 16 m. Horná časť zárezu (nad úrovňou ulice) je zabezpečená trvalými horninovými klincami s dočasným torkrétom a trvalou železobetónovou stenou. Zároveň v potrebných úrovniach je zárez stabilizovaný trvalými

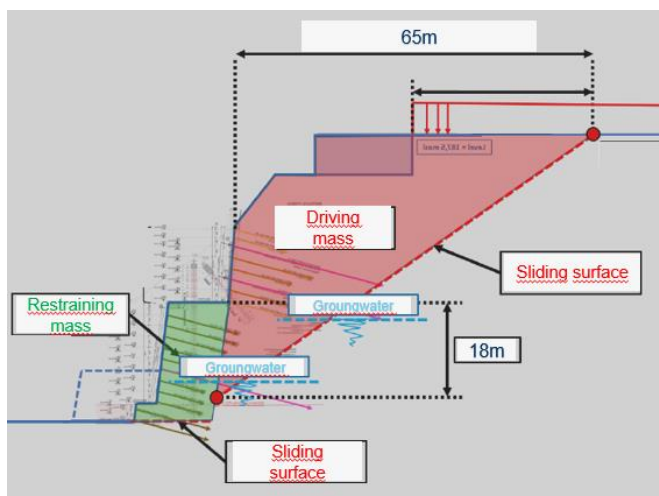
¹ Ing.František Hladký, Bernolákova 3, 901 01 Malacky tel.: 0911 864 242, e-mail:fero@statikahladko.com

² Ing.Daniela Piliarová, Keller špeciálne zakládanie, spol. s r.o., Galvaniho 15/A, 821 04 Bratislava, tel.: +421 911735379, e-mail: daniela.piliarová@keller.com

lanovými kotvami so železobetónovými nosníkmi. Finálny vzhľad konštrukcie dotvára predsadený kamenný múr. V spodnej časti sú navrhnuté trvalé horninové klince s trvalým torkrétom a trvalé lanové kotvy v potrebných úrovniach so železobetónovými hlavicami. Pod úrovňou ulice je spodná časť zárezu ukrytá za budovami, avšak priestor medzi budovami a zárezom nebude zasypaný, ale zostáva prázdny a trvalo prístupný pre monitoring a trvalú kontrolu kotiev.

2.1 DEFINOVANIE PARAMETROV VÝPOČTU

Na základe parametrov horninového prostredia a zadanej geometrie zárezu boli realizované výpočty, a pre každý rez navrhnuté kotevné prvky a k nim prislúchajúce kotevné sily. Výpočty boli realizované vo viacerých programoch, tak aby čo najlepšie vystihovali skutočné podmienky na stavbe. Sústava kotevných prvkov spolu vytvára vystuženie podložia, ktoré pôsobí ako gravitačný múr značnej hrúbky (obr.1, a zabezpečuje stabilitu zárezu.



Obr. 1: Posúdenie stability zárezu metódou Wedge (Skava consulting)

Navrhnutá sústava kotevných prvkov musela spĺňať stanovený celkový potrebný stabilizačný odpor na bm rezu pažiacej konštrukcie (v kN/m). Zároveň bol z výpočtu definovaný zemný tlak na celú konštrukciu paženia. Z programu vychádza návrhová hodnota zemného tlaku (v kN/m²), ktorý pôsobí na pažiacu konštrukciu rovnomerne po celej jej výške, tzn. plošne na navrhovanú opornú konštrukciu.

Pri návrhu samotnej železobetónovej steny, ktorá tvorí zabezpečenie hornej časti zárezu, bolo potrebné zohľadniť pôsobiaci zemný tlak a zároveň musela byť stena posúdená a navrhnutá na prenesenie kotevných síl, od horninových klincov (pasívnych prvkov). Pasívne prvky prenášajú silu po celej svojej dĺžke plášťovým trením. Avšak pre kotevný detail, ktorý je zintegrován do steny, je potrebné uvažovať pri pretlačení s maximálnou hodnotou únosnosti výstuže klinca, ktorá by potencionálne mohla prísť do kotevnej hlavy. Všetky pasívne prvky sú navrhnuté v dvojitej antikoroíznej ochrane pre zabezpečenie trvalej funkcie.

Okrem pasívnych prvkov tvoria podstatnú časť stabilizácie trvalé aktívne kotevné prvky. Pre každý rez paženia boli navrhnuté trvalé lanové kotvy, s počtom lán v rozmedzí od 5 lanových až po 19 lanové, rôznych dĺžok, v závislosti od statického výpočtu daného rezu. V jednotlivých

kotevných úrovniach boli následne navrhnuté žb nosníky alebo hlavice a trvalé lanové kotvy predopnuté na požadované sily. Trvalé lanové kotvy sú navrhnuté s dopínateľnými kotevnými hlavami, čo umožňuje v prípade potreby, na základe vyhodnotení monitoringu, ich dopnúť, prípadne uvoľniť. Preto pre každý typ kotvy boli stanovené kotevné a skúšobné sily, na ktoré boli navrhnuté jednotlivé železobetónové konštrukcie (nosníky a hlavice).

Vzhľadom na širokú škálu navrhnutých prvkov (pasívne/ aktívne, rôzny typ ocele a priemery výstuže, počet lán pri lanových kotvách), bolo potrebné navrhnuť pre každý prvok kotevný detail, tak aby plnil trvalú funkciu stability zárezu.

3 NÁVRH A TVORBA MODELU ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ

Prístup k návrhu jednotlivých žb. konštrukcií závisel najmä od skutočnosti, či sa jednalo ukončenie pasívnymi kotevnými prvkami, alebo aktívnymi kotevnými prvkami. Dimenzované boli všetky typy žb. konštrukcií – pätky, nosníky aj steny.

V prípade pasívnych kotevných prvkov boli konštrukcie (nosníky, steny) modelované bez uváženia pružného polpriestoru – prvky boli podopreté bodovými podperami buď s nekonečnou tuhosťou, alebo ako pružné v mieste horninových klincov, resp. kotevných tyčí a zaťaženie predpísaným zemným tlakom.

V prípade aktívnych (predpínaných) prvkov boli žb. prvky modelované na pružnom podloží a zaťaženie prestavovali predpínacie sily.

Príklady jednotlivých nosných žb. konštrukcií zabezpečujúcich horninové klince a kotevné tyče sú uvedené nižšie v texte.

3.1 Železobetónová stena označená ako OMI

Jedná sa o najkomplexnejšiu konštrukciu v rámci celej I. etapy. Po odt'azení zárezu výšky cca 16 m na dĺžke max 170 bm, ktorý bol dočasne zabezpečený torkrétom, sa realizovala na celej tejto ploche žb. stena hrúbky 300mm, do ktorej boli zakomponované aj kotevné nosníky (obr.2,3). Pre prikotvenie boli navrhnuté horninové klince s tyčovou výstužou ANP SAS 550 priemeru 25-32 mm v rastri 2x2 m, zaintegrované do žb. steny. V potrebných úsekoch boli použité pasívne tyče z vysokopevnostnej ocele typu ANP SAS 950/1050 priemeru 47mm, s trvalou kotevnou hlavou predsadenou pred žb stenou.

Stena je rozdelená na dilatačné celky, cca 15 bm, ktoré boli zabezpečené proti priesakom vody. Medzi torkrét a stenu bol osadený drenážny geokompozit pre odvod presakujúcej vody do odvodňovacieho potrubia v päte steny (obr.3). V stene boli realizované po celej ploche aj odvodňovacie otvory \varnothing 70mm v rastri 5x5m

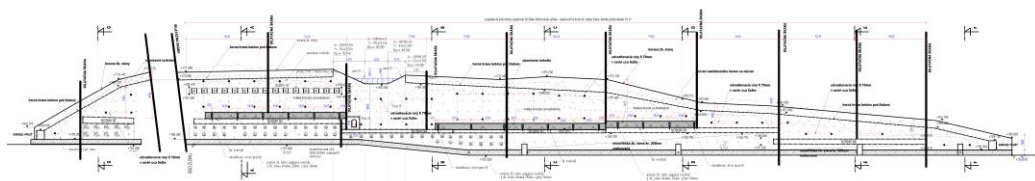
Železobetónová stena bola dimenzovaná z hľadiska únosnosti na charakteristické zaťaženie 50kN/m^2 , avšak rozhodujúce plochy výstuže pre túto konštrukciu určila kombinácia s uvážením rozdielu teplôt medzi rubom a lícom 30 stupňov (obr.4). Keďže horninové klince v rastri 2x2m výrazne eliminovali ohybové namáhanie žb. steny hrúbky 300 mm, aj pri zaťažení 50kN/m^2 neboli potrebné plochy výstuže také veľké, ako potrebná plocha výstuže vyplývajúca z rozdielu teplôt.

Súčasťou žb. steny sú aj žb. kvetináče realizované formou vlozenej vylamovacej výstuže pri betonáži steny.

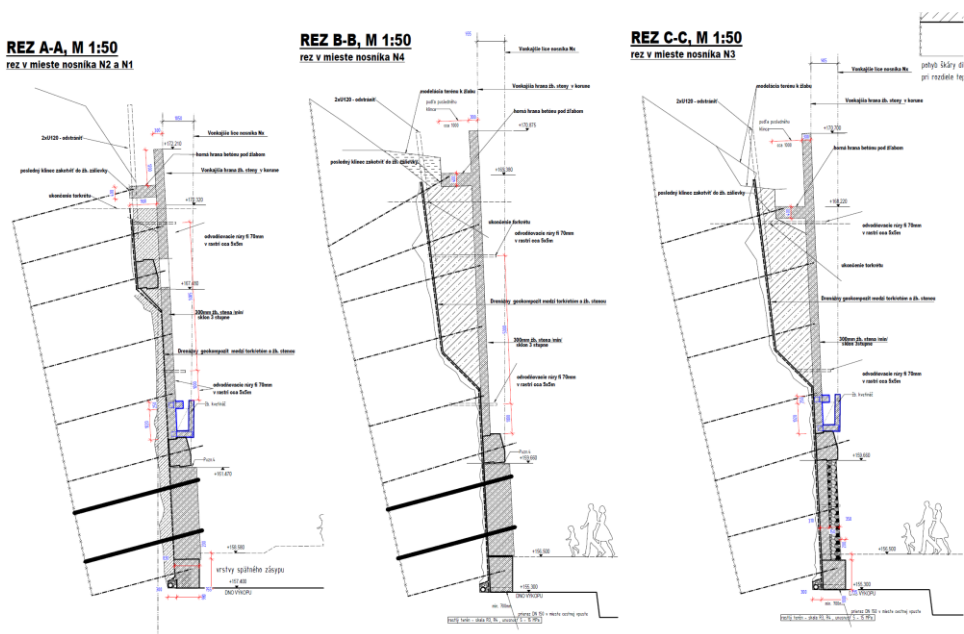
Stena bola realizovaná šplhacím debnením doka DOKA Damm Formwork, ktoré sa vo vyšších častiach kotvilo prihliadnuc k polohám horninových klincov predpísaným technologickým postupom (obr. 6).

Stena bola vo finále obložená žulou a vo vyšších častiach gabiónmi, pričom v mieste hlavíc predpínaných nosníkov boli vynechané otvory, pre kontrolu kotiev.

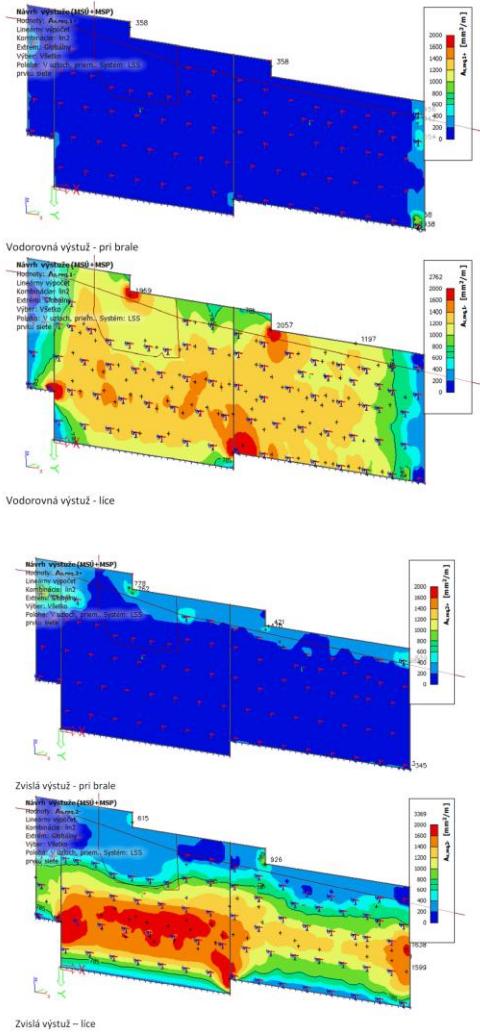
A1



Obr. 2: Pohľad čelný na stenu OM1



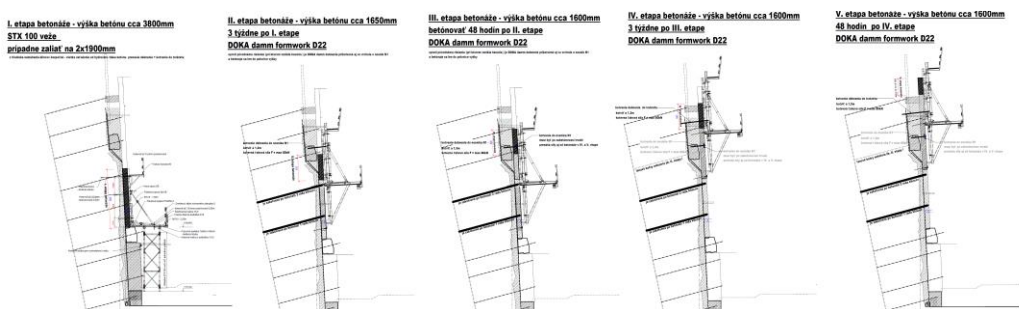
Obr. 3: Vybrané rezy cez stenu OM1 (okrem horninových klincov v raste 2x2m vidieť 10 a 19lanové nosníky, kvetináče, plošina pre odvodňovací rigol v korune, polohu drenážneho geokompozitu a odvodnenie v päte)



Obr. 4 : Plochy vodorovnej a zvislej výstuže fragmentu OM1 reprezentujúce rozhodujúci vplyv rozdielu teplôt – ohriatia líca múru (zdroj audit OM1 - Ing. Martin Seyfert, 05.2021)



Obr.5 – Pohľad na západnú časť OM1 (možno vidieť nosníky s 5 lanovými kotvami, nosníky s 19 lanovými kotvami, tyče WR 47 osadené pred líc múru, vylamováký pre kvetináče, odvodňovacie otvory fí 70mm, v pozadí geodrenážna fólia medzi torkrétom a žb. stenou)

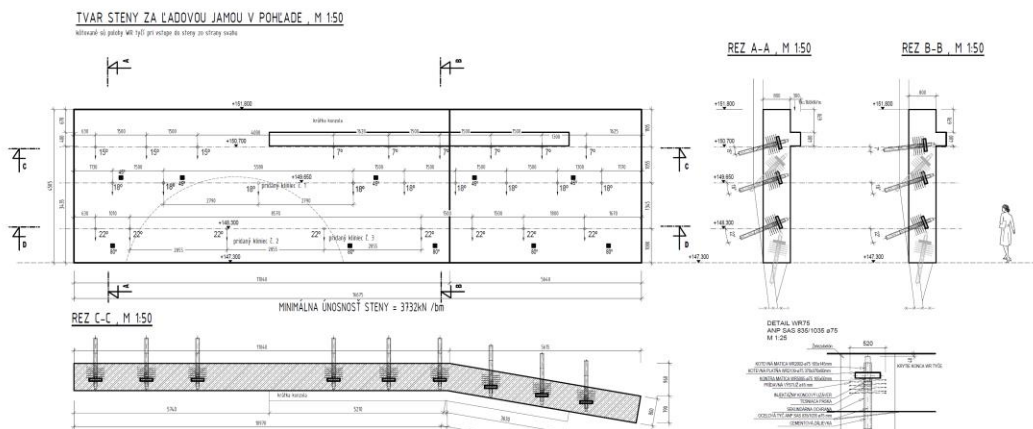


Obr.6 – Technologický postup betonáže šplhacím debnením DOKA Dammm Formwork

3.2 Železobetónová stena označená ako WR4 (nepredpínané - pasívne prvky)

Pôdorysne zalomená žb. stena rozmerov cca 17x4,5m hrúbky až 800mm (obr.7) ukončovala pasívne tyče WR 75 (únosnosť jednej tyče na medzi klzu = 3690kN, únosnosť na medzi pevnosti = 4572kN) v rastri cca 1x1,5m až 1,5x2,5m. Keďže tyče WR 75 (ANP SAS 835/1035) sú pasívne (nepritláčali stenu prepínacími silami ku svahu) a pod päťou steny pokračoval svah, bolo potrebné tento prvok o celkovej hmotnosti 1500 kN zabezpečiť proti zosunu šikmo vrátanými mikropilótami (viď rez A-A a B-B na obr.7). Zabezpečilo sa tak, že celý potenciál kotevných tyčí WR 75 bude využitý na prenos zemného tlaku, a zachytenie potrebných kotevných síl na bm rezu stabilizácie brala. (návrhová hodnota zemného tlaku tu bola 78 kN/m²) a tyče nebudú namáhané prídavným šmykovým namáhaním od prípadného sadnutia steny. Šikmo vrátané mikropilóty v päte steny zabezpečovali okrem vlastnej tiaže steny aj zvislé

prídavné zaťaženie z krátkej konzoly v korune steny. Aj napriek veľkému zaťaženiu konštrukcie bola stena dobre dimenzovateľná na ohyb, jej hrúbku však určilo namáhanie šmykom.



A1

Obr.7 – Geometria steny WR4 v pohľade a rezoch



Obr.8 – Vystuženie steny WR4 – bolo nutné pridať šmykovú výstuž okolo kotvých platní tyčí

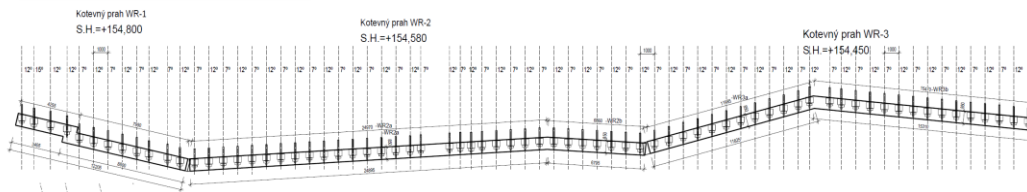
3.3 Železobetónové nosníky zabezpečujúce tyče WR 75 (nepredpínané – pasívne prvky)

Prútové žb. prvky zabezpečujúce ukončenie kotvých tyčí WR 75, vo vzájomnej osovej vzdialenosti cca 1m, s rozmerom 850x1500mm (obr.9) boli dimenzované jednoducho ako

spojité nosníky podopreté v mieste WR tyčí tuhými podperami zaťažené rovnomerným zaťažením (obr.10) rovnajúcemu sa približne únosnosti tyčí (cca 4300kN/m). Nosníky boli uložené na teréne na rozdiel od WR4, takže nebolo potrebné riešiť ich podopretie prídavnými prvkami.

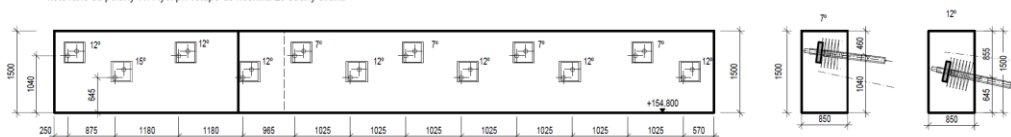
A1

Tvar kotevného prahu v pôdoryse, M 1:100

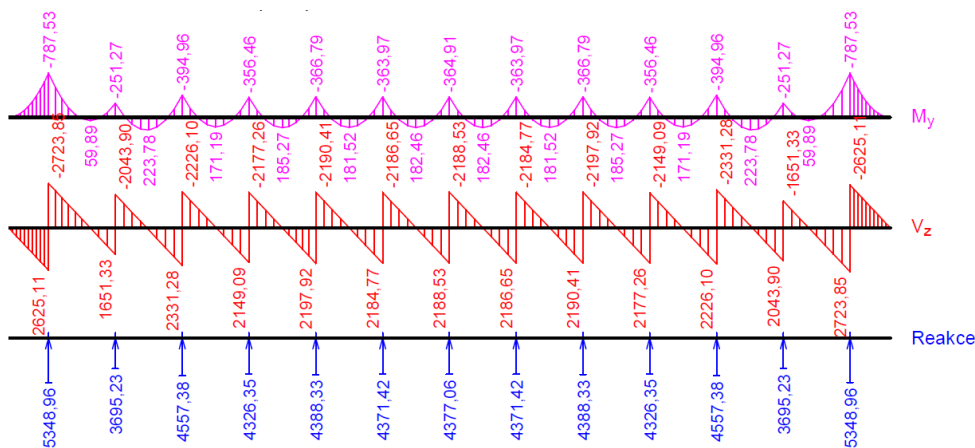


Tvar kotevného prahu WR1 v ROZVINUTOM pohľade, M 1:50

kótované sú polohy WR tyčí pri vstupe do nosníka zo strany svahu



Obr.9 – Tvar kotevných nosníkov WR1 – WR3 v pôdoryse a tvar nosníka W1 v pohľade a reze



Obr.10 – Kotevné nosníky počítané jednoducho ako spojité nosníky zaťažené rovnomerným spojitým zaťažením, ktoré sa rovnalo približne únosnosti kotiev

3.4 Železobetónové nosníky s predpätými lanovými kotvami

V rámci I. etapy statického zabezpečenia bolo realizovaných 7 nosníkov kotvených 5,8 a 10 lanovými kotvami a 3 nosníky kotvené 19 lanovými kotvami. Nosníky boli namáhané silami od predopnutia kotevných lán (nosníky nie sú z predpätého betónu). Všetky tieto nosníky sú zaintegrované do steny OM1 (kapitola 3.1 – Obr. 2,3). Okrem týchto 10tich nosníkov boli realizované aj 3 nosníky mimo steny OM1, ich návrh z hľadiska namáhania železobetónu bol však pri všetkých rovnaký.

Nosníky s 5,8 a 10 lanovými kotvami, rozmerov prierezu cca 700x1000mm sú dlhé maximálne 30 metrov, majú kotvy v jednej rade vo vzájomnej osovej vzdialenosti 2 metre. Predpínacie sily sa pri týchto nosníkoch pohybujú maximálne 1605kN (návrhová hodnota pre jednu 10 lanovú kotvu).

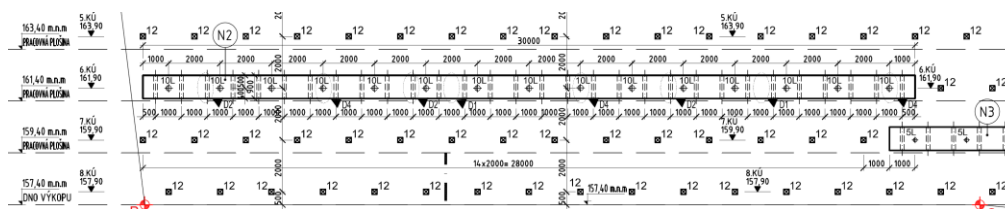
Nosníky s 19 lanovým kotvami majú rozmery prierezu 1000x2000mm pri jednoradovej variante a 1000x3000mm pri dvojradovej variante. Ich dĺžka sa pohybuje od 10 do 30metrov.

Nosníky boli modelované ako dosky na pružnom podloží. Hornina na kontakte s kotevnou doskou má také geotechnické parametre že, je schopná bezpečne preniesť kontaktné napätia vyvolané predpätím zemných kotiev. Hodnoty týchto napätí sa pohybujú v intervale cca 800 -2 500 kPa. Maximálne zatlačenie kotevnej dosky do horniny sa bude pohybovať v intervale 4 až 10 mm. Tieto predpokladané hodnoty kontaktného napätia a deformácii vychádzajú z odhadovanej pružinovej konštanty podložia 200 MN/m3.

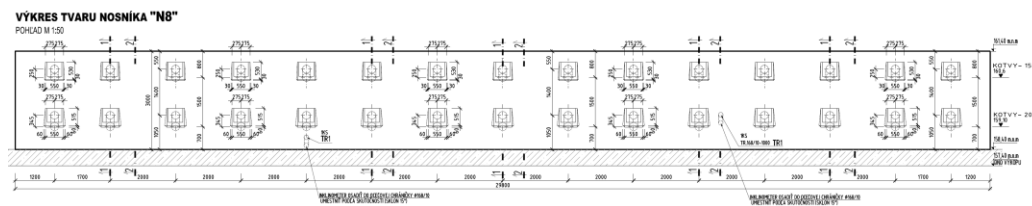
Charakteristická únosnosť 19 lanovej kotvy Rtd je 4064kN a maximálna skúšobná sila do kotvy Ppmax je 4241kN.

Predpätie kotiev je stála zložka zaťaženia, preto pre výpočet návrhovej hodnoty bol použitý parciálny súčiniteľ zaťaženia $\gamma_G = 1,35$. Z uvedeného vyplýva že, hodnota návrhovej sily by mala byť $4\ 250 \times 1,35 = 5\ 737,5$ kN. Pri návrhu bola uvažovaná hodnota charakteristického zaťaženia 4250kN a návrhové zaťaženie 6000kN pre jednu kotvu.

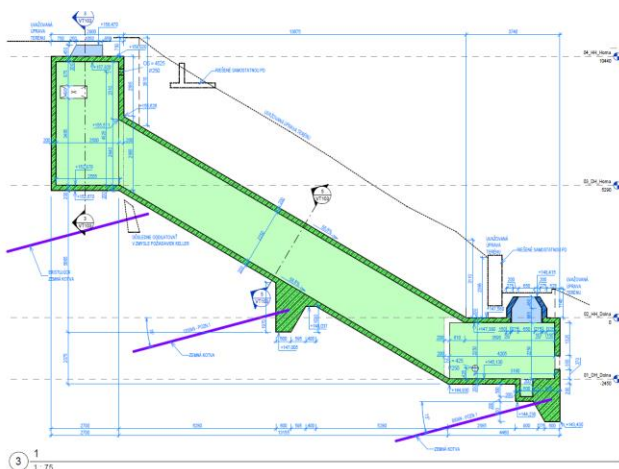
Model nosníkov ako dosiek na pružnom podloží umožnil dobre vystihnúť aj ohyb v priečnom smere prierezu, ktorý bol vzhľadom na rozmery nosníkov rovnako významný ako v pozdĺžnom smere.



Obr.11 – Nosník s 10 lanovými kotvami v pohľade



Obr.12 – Nosník s 19 lanovými kotvami v pohľade – kotvy v dvoch radoch



A1

Obr.15 –Priečný rez konštrukciou podzemného kabelovodu v svahu zabezpečený proti zosuvu kotvami 2 x 2 x WR 75 (vľavo) a celkový pohľad na kabelovod (vpravo)

4 Záver

Realizácia stabilizačných opatrení na stavbe Vydrice je vynikajúcim príkladom kombinácie moderných geotechnických a stavebných riešení pre zabezpečenie svahov v náročných podmienkach. Použitie trvalých lanových kotiev, pasívnych tyčí a železobetónových konštrukcií, ktoré tvoria nosníky, hlavice a steny, zabezpečilo stabilitu svahu s výrazným stúpaním terénu. Tieto opatrenia sú navrhnuté s ohľadom na dlhodobú funkčnosť a odolnosť voči geologickým vplyvom, pričom sa využívajú najnovšie technológie, ako napríklad trvalé lanové kotvy s dopínateľnými kotevnými hlavami, čo umožňuje monitorovanie a prípadnú dodatočnú reguláciu stability. Estetické a technické riešenia projektu sú v súlade s požiadavkami na ochranu pamiatkovej zóny a príkladne kombinujú bezpečnosť so zachovaním architektonickej hodnoty územia.

Toto riešenie predstavuje komplexný prístup k riešeniu geotechnických výziev v oblasti historických mestských častí a môže slúžiť ako model pre budúce projekty podobného rozsahu

Literatúra

- [1] STN EN 1992-1-1 : Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava, 2006.
- [2] STN EN 1997-1/ Zmena A1: Eurokód 7. Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá. Bratislava, 2014.

MILLHAUS – NOSNÁ KONŠTRUKCIA 19.PODLAŽNÉHO BYTOVÉHO DOMU S KONZOLOVÝM VYLOŽENÍM 8m

Daniel Bukov¹

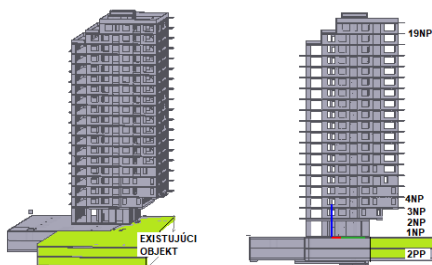
A1

ABSTRAKT

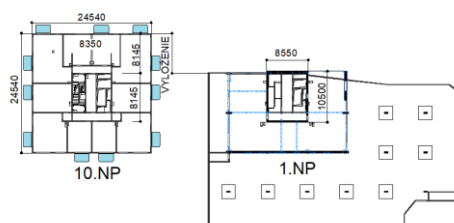
Bytový dom a podzemná garáž Millhaus je navrhnutý ako monoblok s pôdorysnými rozmermi 52,85x31,00m s dvomi podzemnými a s 19-timi nadzemnými podlažiami s výškou po atiku + 60,00m má od druhého nadzemného podlažia vo výškovej časti na cca 30% pôdorysnej plochy konzolové vyloženie 8m. Príspevok sa zaoberá problematikou statického riešenia nosnej konštrukcie, zakladania a dočasnej podpornej konštrukcie visutej časti objektu. Dočasná podporná konštrukcia je navrhnutá s vylúčením zvislých podpôr v oblasti vyloženia. V príspevku je poukázané aj na zohľadnenie vplyvu postupu výstavby na deformácie objektu.

ÚVOD

Bytový dom MILLHAUS je výškovou budovou s dvomi podzemnými podlažiami. Vzhľadom na územné pomery a zámer investora bol architektonickým riešením navrhnutý bytový dom s konzolovým vyložením nadzemných podlaží (Obr.1). Typické nadzemné podlažie má pôdorysné rozmery 24,54x24,54m s konštrukčnou výškou 3,0m. Hrúbka monolitických železobetónových typických stropov dosiek je 180mm a vo vnútri stužujúceho jadra 150mm. Železobetónové jadro má hrúbky stien v rozsahu od 600mm z betónu C60/75 v častiach podzemných a v prvom nadzemnom podlaží po 200mm betónu C30/37 od 6-teho nadzemného podlažia. Objekt je založený na základovej doske, vo výškovej časti je základová doska podopretá stĺpmi prúdovej injektáže. Pôdorysné usporiadanie nosnej konštrukcie bytového domu je na Obr.2.



Obr.1 Pohľady na objekt (statika)



Obr.2 Pôdorysné usporiadanie (schéma)

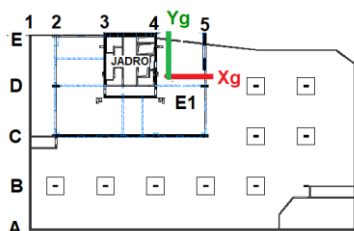
¹ Ing., Daniel Bukov OK TEAM ,s.r.o. Bohrova 1, 851 01 Bratislava
tel.: +421/2/6381 5362 e-mail: d.bukov@okteam.sk

1 NÁVRH NOSNEJ KONŠTRUKCIE A ZALOŽENIA OBJEKTU

1.1 Nosná konštrukcia objektu

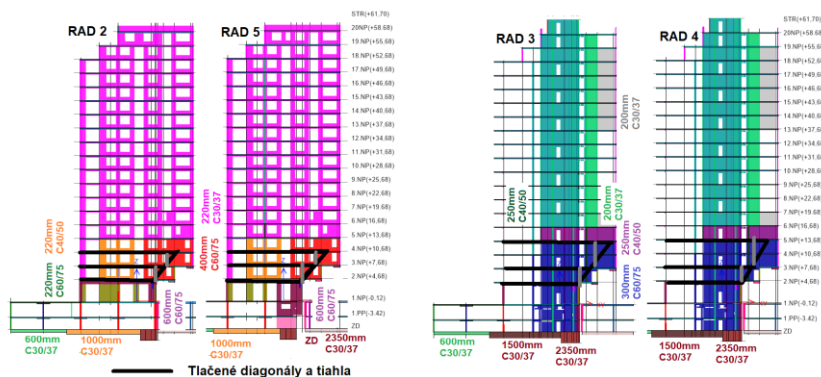
Dispozičné a konštrukčné riešenie nosnej konštrukcie vychádza z architektonického riešenia celkovej situácie nového objektu. Objekt susedí s existujúcim garážovým domom realizovaným v roku 2002. Garážový dom má dve podzemné podlažia. Nosná konštrukcia objektu je tvorená železobetónovými skeletom so stužujúcim jadrom a obvodovými nosnými stenami. Nový objekt má tiež dve podzemné podlažia a je dispozične prepojený s existujúcim objektom otvormi pre prejazd aut. Pôvodný objekt bol navrhnutý podľa systému STN noriem.

A1

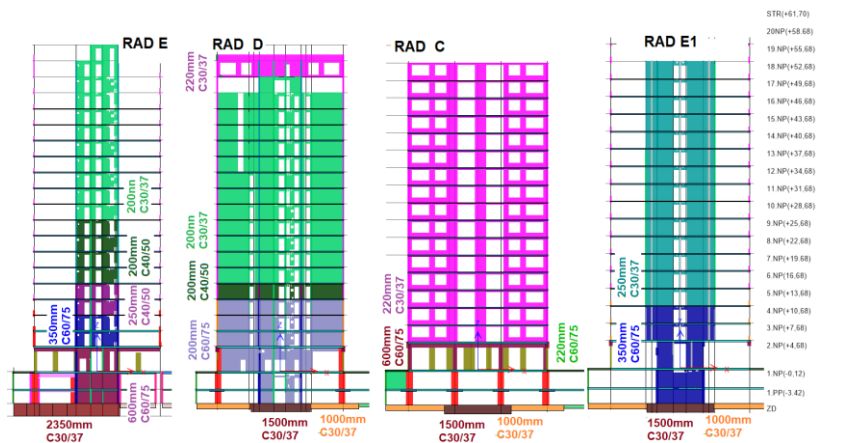


Obr.3 Zvislé nosné konštrukcia a jadro (schéma)

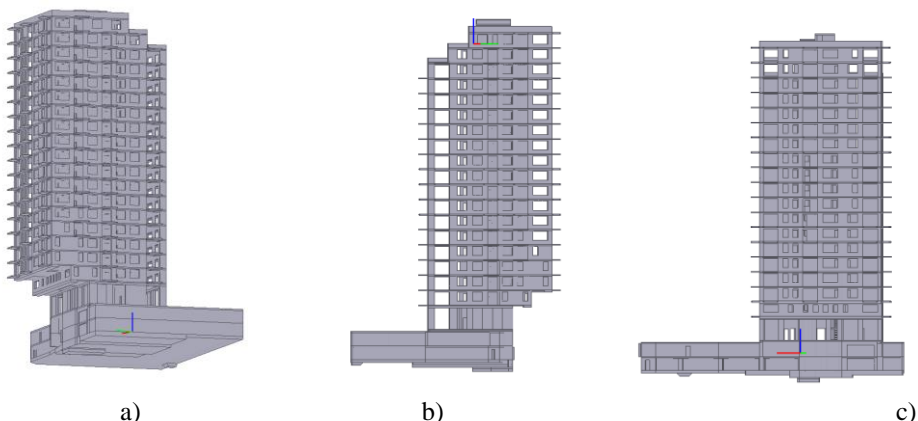
Návrh nosnej konštrukcie vzhľadom na konzolové vyloženie bol riešený v úzkej spolupráci s architektonickým riešením. Základným princípom statického riešenia bolo vytvorenie tlakových diagonál a ťahových pásov v železobetónových stenách tak aby sa minimalizoval zásah do dispozičného riešenia priestorov. Na obrázku štyri sú vyznačené fiktívne diagonály vznikajúce v stenách. Hrúbky a materiál stien je navrhnutý podľa namáhania konštrukcie.



Obr.4 Steny v radoch 2 až 5 (v smere osy Yg)



Obr.5 Steny v radoch C,D,E,E1 (v smere osy Xg)

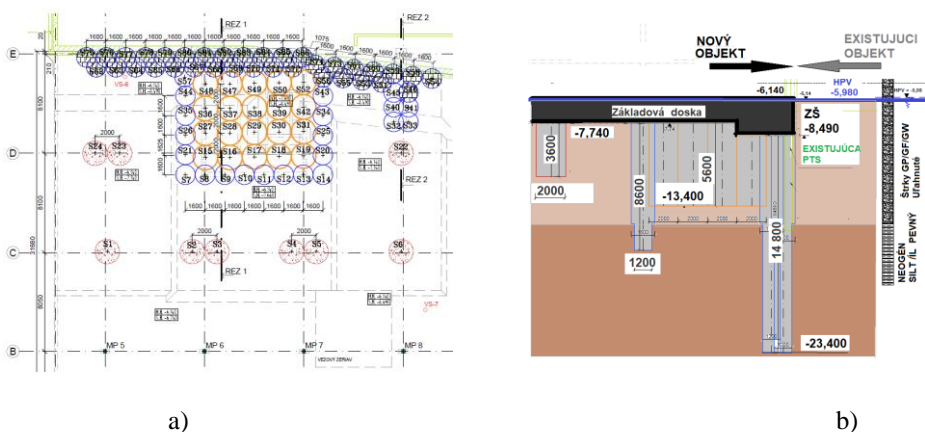


Obr.6 Nosná konštrukcia a) axonometria; b) pohľad v smere Xg; c) pohľad v smere Yg

1.2 Zakladanie objektu

Objekt je navrhnuté založiť na kombinácii plošného a hlbinného zakladania. Plošný základ je tvorený ŽB doskou hrúbky 2350 a 1500mm pod výškovým objektom a doskou hrúbky 600mm pod ostatnou časťou objektu. Doskový základ je podpretý stĺpmi tryskovej injektáže.

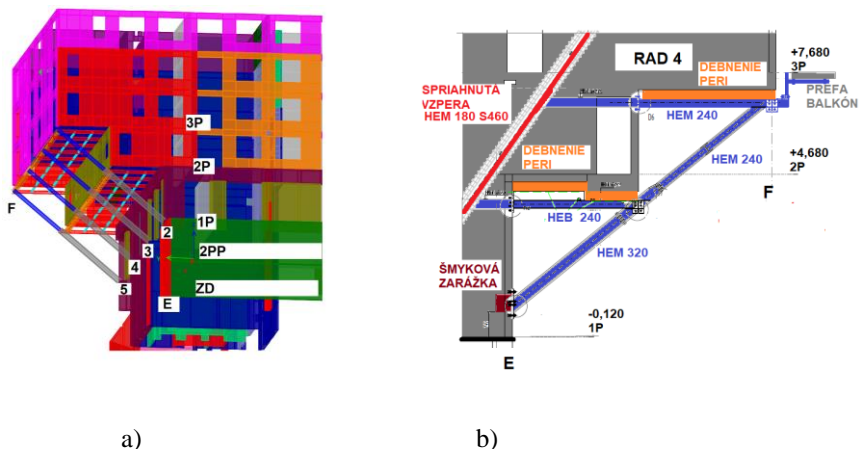
Stĺpy tryskovej injektáže a mikropilóty zabezpečujúce stabilitu objektu proti nadvihnutiu boli riešené v projekte špeciálneho zakladania vypracovaného firmou KELLER na základe požiadaviek na sadnutie objektu a zaťaženia od hornej stavby. Tuhosť podložia páse širokom 2,4m je navrhnutá na hodnotu pružinovej plošnej konštanty 55 MN/m^3 , pod jadrom a stĺpmi výškovej budovy 30 MN/m^3 , ostatná časť 10 MN/m^3 , pod základovou doskou hrúbky 600mm 4 MN/m^3 . Uvedené tuhosti podložia zabezpečujú sadnutie objektu do 25mm. Nerovnomerné sadnutie objektu je medzi konzolovo vyloženou časťou a protiľahlým okrajom výškového objektu 10mm. Základová doska je navrhnutá ako súčasť bielej vane s šírkou trhliny do 0,2mm. V rozsahu dosky hrúbky 2350mm vzhľadom na extrémne namáhanie zabezpečenie šírky trhliny do 0,2mm neekonomické. V páse presahujúcom 1,5m za okraj hrúbky dosky 2350mm je navrhnutá povlaková izolácia.



Obr.7 Zakladanie objektu a) hlbinné základy od fy KELLER; b) rez priečny (smere Yg)

1.3 Dočasná podporná konštrukcia

Konzolové vyloženie objektu vzhľadom na prevádzkové pomery a únosnosť nosných konštrukcií existujúceho objektu (stropov stĺpov a základov) nebolo možné riešiť s zvislými podporami. Navrhnutá bola oceľová podporná konštrukcia ukotvená do už vybudovanej časti nového objektu. Nosná konštrukcia je navrhnutá z valcovaných oceľových prierezov z materiálu S355. Montážne spoje sú navrhnuté ako skrutkované.

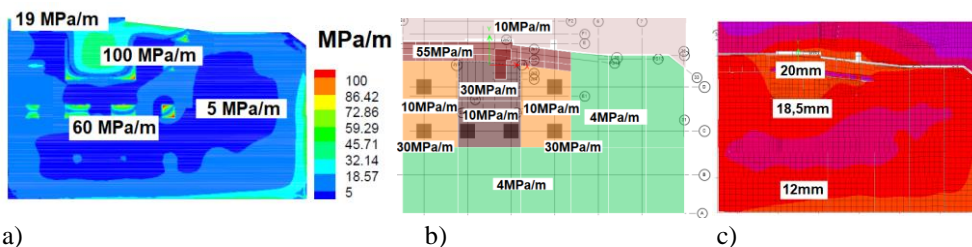


Obr.8 Dočasná podporná konštrukcia a) 3D pohľad; b) rez rado 4 (typický rez)

2 POSÚDENIE MECHANICKEJ ODOLNOSTI

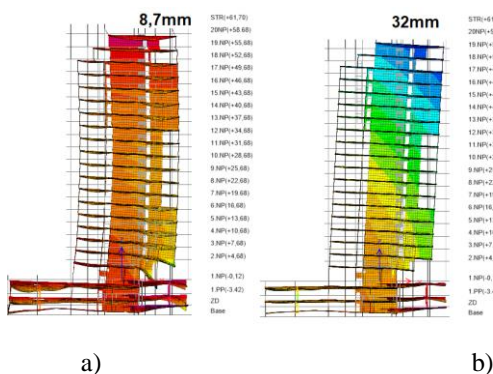
2.1 Zakladanie

Overenie založenia objektu je vzhľadom na excentrickú polohu výškovej budovy a konzolové vyloženie je kľúčovým problémom spoľahlivosti objektu. Zabezpečenie rovnomerného sadnutia objektu si vyžiadalo náročný iteračný medzi hornou stavbou a základovou konštrukciou. Kontaktné napätie v prednej časti objektu dosahuje 1100 kPa v zadnej časti objektu 150 kPa (od charakteristických zaťažení). Neogéne podložie bolo overené metódou statickej penetrácie fy KELLER hodnota deformačného modelu bola minimálne 100 MPa/m vo väčšine sond presahovala hodnotu 150 MPa/m. Podložie bolo modelované aj programom PLAXIS 3D hodnoty modulov odporu boli priamo zavedené do výpočtu stavby. Po niekoľkých iteračných krokoch bolo fy KELLER navrhnuté projektové riešenie, na ktorom sa zhodol statik hornej stavby aj audítor statiky projektu.



Obr.9 Pružinové konštanty a) z výpočtu 3D PLAXIS ; b) pružinové konštanty podľa údajov fy KELLER; c) sadnutie

Statická a dynamická analýza bola realizovaná s predpokladom postupného budovania a bez zahrnutia vplyvu postupu výstavby.

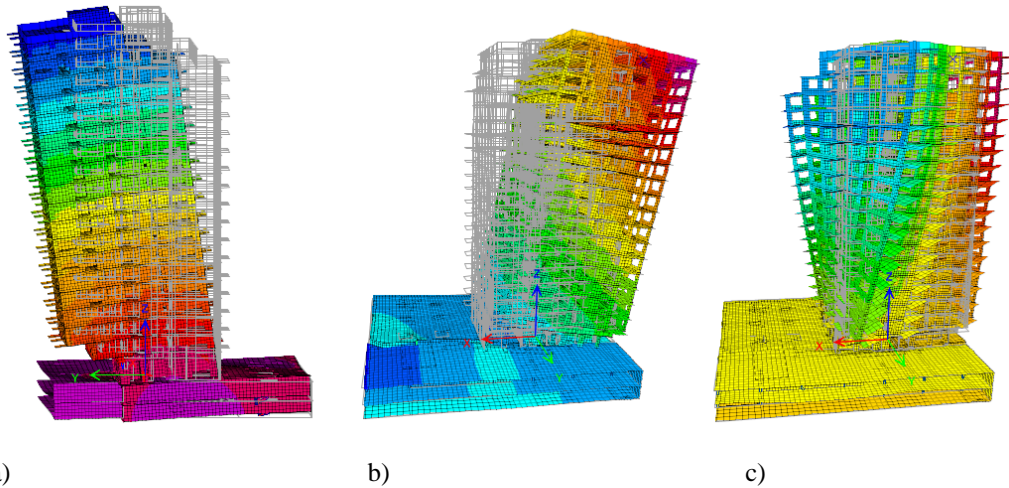


Vodorovný posun v hlave objektu bol pri výpočte bez vplyvu postupného budovania skoro 4x väčší ako s vplyvom postupného budovania vid' Obr.10. Zahrnutie postupného budovania do výpočtu lepšie vystihuje skutočný priebeh deformácií. Do výpočtu postupného budovania je potrebné zahrnúť aj podpornú konštrukciu a čas jej odstránenia. Podpornú konštrukciu je navrhnuté odstrániť po vybudovaní 10 nadzemných podlaží

Obr.10 Deformácie steny v rade 3 a) postupné budovanie ; b) bez postupného budovania

2.2 Nosná konštrukcia hornej stavby

Pre výpočet objektu ako celku je vytvorený priestorový výpočtový model v programe ETABS . Nosné konštrukcie sú modelované dosko-stenovými a prúťovými prvkami za predpokladu fyzikálnej linearity. Vplyv zníženia ohybovej tuhosti vzhľadom na trhliny v ŽB prierezoch je zahrnutý podľa STN EN 1998-1-1 znížením ohybovej tuhosti o polovicu. Pre stropné konštrukcie sú vytvorené samostatné výpočtové modely v programe SCIA Engineer a SAFE. Odozva objektu na statické a dynamické zaťaženie je riešená v programe ETABS 2021.2.0 64 Ultimate s použitím fyzikálnej linearity s uvážením P-Δ efektu, ktorým sa zohľadňuje vplyv osovej sily na ohybové namáhanie v nosnej konštrukcii. Vo výpočte je zohľadnený aj postup výstavby, ktorý má vzhľadom na konštrukciu objektu nezanedbateľný vplyv na výpočet vnútorných síl. Posúdenie prierezov je vykonané v programovom prostredí jednotlivých programov. Odozva objektu na seizmické zaťaženie je riešená metódou lineárnych spektier odozvy (RSA) na priestorovom výpočtovom modeli. Útlm je uvažovaný s hodnotou 2%. Pre výpočet vlastného kmitania je pomocou P-Δ efektu uvážená aj geometrická nelinearita. Modálne odozvy sú kombinované podľa CQC pravidla. Smerové účinky (zložky) seizmicity sú kombinované podľa pravidla $1,0E_x + 0,3E_y + 0,3E_z$ kde E_x, E_y a E_z predstavujú účinky seizmicity v smere hlavných tuhostí objektu ale v dvoch ortogonálnych smeroch. Toto pravidlo zodpovedá použitiu SRSS metódy pre kombináciu smerových účinkov.



Obr.11 Vlastné tvary kmitania a) $f_1= 0,651$ Hz ; b) $f_2=0,902$ Hz ; c) $f_4= 1,816$ Hz

Posúdenie mechanickej odolnosti stien je vykonané posúdením častí stien podľa STN EN 1992-1-1 aj s uplatnením pravidiel STN EN 1998-1-1 pre železobetónové konštrukcie. Vložené tuhé vložky sú posúdené náhradným prierezom spriahnutého stĺpa. Posúdenie detailov prípojov podpornej oceľovej konštrukcie je vykonané v programe IDEA StatiCa.

3 ZÁVERY

Nosná konštrukcia bytového domu MillHaus vzhľadom na atypické usporiadanie si vyžiadala overenie postupov návrhu na viacerých výpočtových modeloch. Konštrukčné riešenie si vyžaduje zvýšenú pozornosť dodávateľa, ale aj dozorných a riadiacich pracovníkov stavby. K posúdeniu spoľahlivosti objektu v mechanickej odolnosti ako aj návrhu zakladania stavby prispel aj nezávislý audit vykonaný fy Polivka, Hörmann & Partners s.r.o. .

KARLATORNET, GÖTEBORG, ŠVEDSKO

Roland Zachar¹

A1

ABSTRAKT

Novostavba najvyššej budovy Škandinávie v Göteborgu. Charakteristika nosnej konštrukcie. Návrh predpätých betónových dosiek. Priebeh výstavby.

1 ÚVOD

Budova Karlatornet sa nachádza v druhom najväčšom meste Švédska v Göteborgu a s výškou 246m a 74 poschodiami sa stala najvyššou budovou Škandinávie. V prístavnej oblasti Lindholmen vzniká nová štvrť Karlastaden, ktorej dominantou sa stala práve veža Karlatornet. V jej okolí by malo vyrásť zopár ďalších nižších veží. Karlatornet je rezidenčná budova a okrem plánovaných 611 bytov budú v budove aj kancelárie, hotel a na 69. podlaží skybar.

2 VŠEOBECNÉ ÚDAJE K PROJEKTU

Architekt: Skidmore, Owings and Merrill LLP (SOM)

Investor a stavebná spoločnosť: Serneke Group AB

Návrh hlavnej nosnej konštrukcie: VBK

Návrh predpätých dosiek: Zachar design

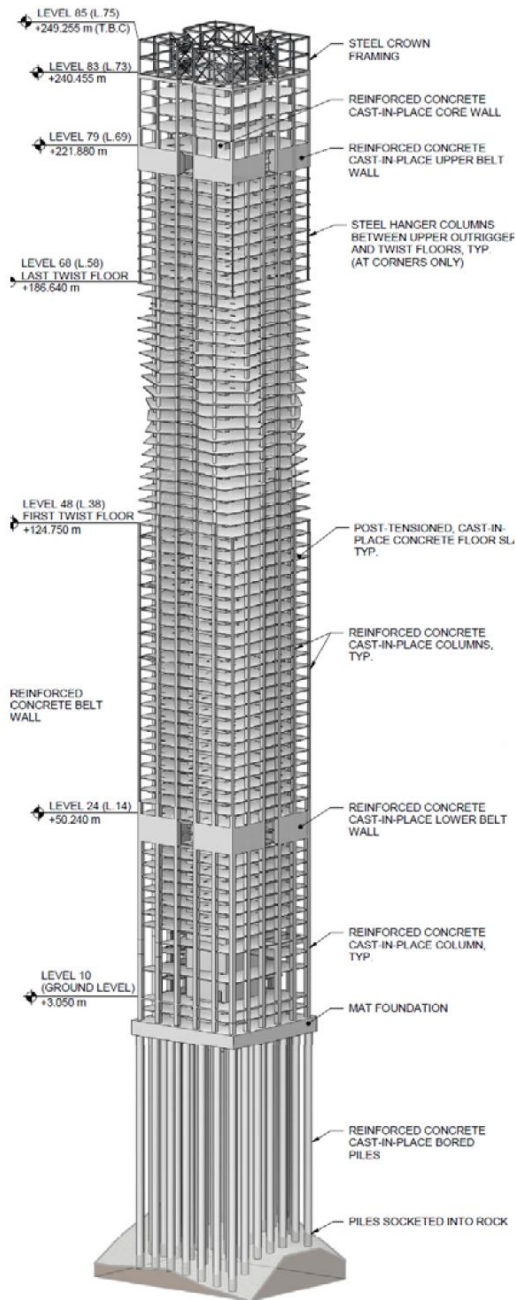
3 NOSNÁ KONŠTRUKCIA BUDOVY

Veža Karlatornet je založená na 58 vrátaných pilótach s priemerom 2,0m a hĺbkou približne 50m. Pilóty sú zasadené do skalného podlažia. Na vrchu týchto pilót je 3,75m hrubá základová doska, ktorá podopiera hornú stavbu. Vertikálna nosná konštrukcia pozostáva zo stužujúceho železobetónového jadra, ktoré sa nachádza v strede budovy a z 20 železobetónových stĺpov na okraji budovy. Hrúbka stien jadra sa pohybuje v rozpätí od 1,4m na spodných podlažiach a zužuje sa na hrúbku 0,4m na vrchole budovy. Stĺpy majú štvorcový prierez s rozmermi od 1,2m x 1,2m až po 0,5m x 0,5m. Typické podlažie má štvorcový tvar s rozmermi 30,8m x 30,8m. Veľká väčšina dosiek je predpätá s lanami bez súdržnosti, ale nachádza sa tu aj pár železobetónových dosiek. Predpäté laná so súdržnosťou boli využité v „outrigger“ stenách, ktoré spájajú obvodové stĺpy s jadrom na dvoch „outrigger“ poschodiach. V „outrigger“ stenách bolo na základe pôvodného výpočtu v štádiu tendra, potrebné veľké množstvo lán, ktoré tam nebolo možné umiestniť podľa konštrukčných zásad. Hlavný inžinier, tak musel upraviť svoje výpočty, aby sa mohol zredukovať počet predpätých lán. Predpäté laná boli využité dokonca aj na rohových stĺpoch medzi poschodiami 15 až 37, aby sa zredukoval nerovnomerný pokles medzi rohovými a krajnými stĺpami. Rohový stĺp zmizne v takzvaných točiach sa podlažiach, kde sa hrana

¹ Ing., Zachar design, s.r.o, Bratov Baldigarovcov 66/3, 940 02 Nové Zámky, tel.: +421 35 381 2708, e-mail: zachar@zachar-design.com

dosky otáča každé poschodie a znova pribudne nad točiacimi podlažiami, ale už ako zavesený oceľový stĺp z horného “outrigger“ levelu.

A1



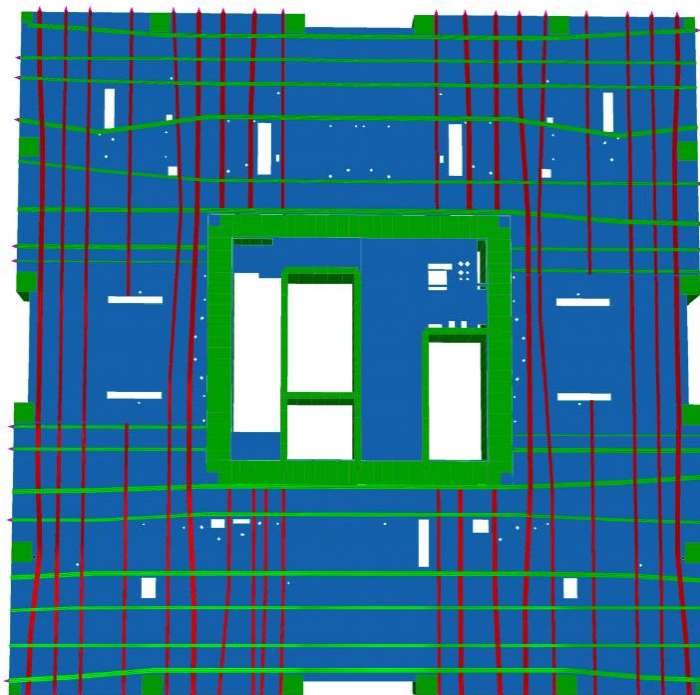
Obr. 1: 3D model



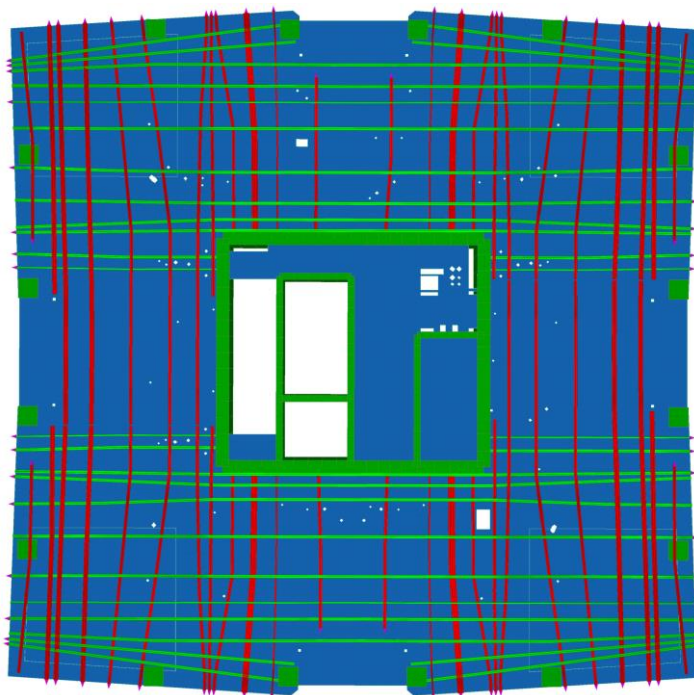
Obr. 2: Budova Karlatorget

4 NÁVRH DOSIEK

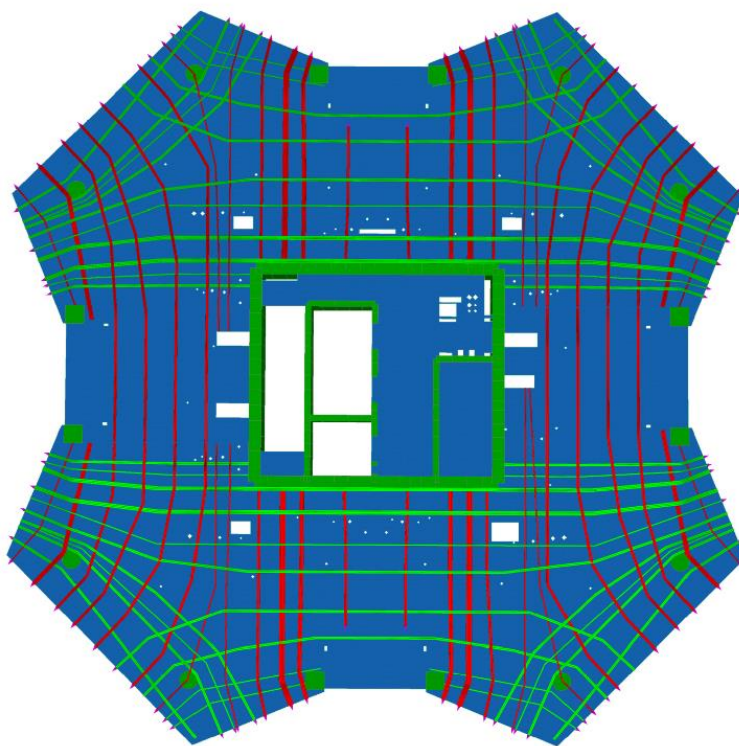
Na tomto projekte sme mali na starosti návrh všetkých predpätých dosiek. Celkovo sa jednalo o 67 predpätých dosiek. Tieto dosky boli navrhnuté na základe Eurokódu a v programe RAM Concept. Ako šmyková výstuž proti pretlačeniu boli použité trne od firmy Peikko. Dosky museli byť navrhnuté nie len na návrhové zaťaženie, ale museli sme pri ich návrhu zohľadniť aj rozdielny pokles v sadaní medzi stĺpami a jadrom. Najväčší rozdiel v poklese podpôr bol v strede výšky budovy, kde by mali stĺpy klesnúť až o 37mm nižšie ako jadro. Dosky boli na základe nášho odporúčania rozdelené pracovnými škárami na dve časti. Toto umožnilo zhotoviteľovi väčšiu variabilitu pri výstavbe. Na nižších podlažiach sa použili spojky pre laná prechádzajúce cez pracovnú škáru, ale potom sa na väčšine projektu laná ukončili na pracovnej škáre pasívnymi kotvami. Zhotoviť jedno podlažie trvalo približne jeden týždeň. Laná sa predpínali z hrán dosiek, kde bolo dôležitou úlohou umiestniť kotvy lán tak, aby neboli v konflikte s uchyteniami pre fasádu a bezpečnostných sietí. V niektorých prípadoch nám na hrane dosky neostalo dostatok miesta pre kotvy lán, a tak sme tieto laná predpínali z výbratí, ktoré sa urobili v doske. Spodné typické dosky mali hrúbku 225mm a efektívne rozpätie až 9,4m. Horná typická doska mala hrúbku 240mm a efektívne rozpätie až 9,7m. Keďže na točiacich sa leveloch boli odobraté rohové stĺpy, tak na rohoch dosky vznikli konzoly o dĺžke až 5,9m. Z tohto dôvodu bolo potrebné zhrubnutie dosky na 275mm v konzolovej oblasti. V budove sa nachádzali aj technické poschodia, ktoré mali hrúbku dosky 300mm, pre väčšie zaťaženie oproti typickým poschodiam. Dôležitou úlohou bolo dodržať aj prísne pravidlá pre priehyb na hrane dosky. Na točiacich sa podlažiach sme boli limitovaní na maximálny rozdiel 6mm v priehybe na hranách po sebe nasledujúcich podlažií. Ďalšou dôležitou úlohou bolo navrhnuť dosky aj na všetky zaťaženia, ktoré sa objavili počas výstavby. Tieto zaťaženia boli v niektorých prípadoch rozhodujúce pre návrh dosiek.



Obr. 3: Model 17. poschodia s predpätými lanami



Obr. 4: Model 39. poschodia s predpätými lanami

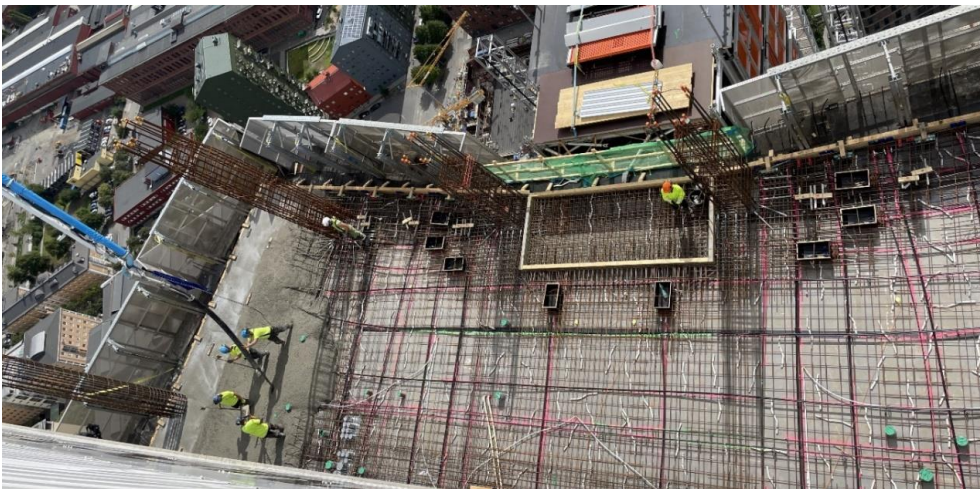


Obr. 5: Model 48. poschodia s predpätými lanami

5 PRIEBEH PROJEKTU

Naša práca na projekte začala už v 2018, ale projekt bol po vybetónovaní základovej dosky v roku 2019 pozastavený na 6 mesiacov a potom sa zase postupne rozbehol v lete 2019. Do marca 2020 sa postavilo prvých 7 poschodí, ale príchodom pandémie Covid-19 sa tento projekt už druhý krát pozastavil až do decembra 2020. Vtedy dodavateľ oznámil vstup nového investora do projektu. Začiatkom roka 2021 sa tak začalo opäť s výstavbou, ktorá trvala až do 2023. Z pôvodných 6 mesiacoch sme na tomto projekte strávili s prestávkami až 5 rokov.

A1



Obr. 6: Betonáž predpäť dosky



Obr. 7: Betonáž predpäť dosky



Obr. 8: Pohľad na točité poschodia

6 ZÁVER

Rozpätia dosiek, ktoré bolo potrebné prekonať v tomto projekte by nebolo možné dosiahnuť klasickou železobetónovou doskou s rovnakou hrúbkou ako mali predpäté dosky. Takže veľkou výhodou predpätých dosiek je okrem toho, že sa ušetrí na materiály výstuže aj to, že dokážeme používať tenšie dosky oproti železobetónovým doskám. Tým pádom sa pri takomto veľkom množstve dosiek aj výrazne zredukuje celkové zaťaženie do základov a vertikálnych konštrukcií.

ZEMETRASENIE ĎAPALOVCE 2023

Zuzana Haššová¹ – Ivan Valušiak² – Viktor Borzovič³

ABSTRAKT

Článok sa zaoberá následkami zemetrasenia, ktoré postihlo oblasť východného Slovenska 9. októbra 2023. Toto zemetrasenie sa radí medzi najsilnejšie, aké sa na našom území vyskytlo za posledných 90 rokov. Epicentrum zemetrasenia sa nachádzalo 1,3 km od centra obce Ďapalovce a od väčšieho okresného mesta Vranov nad Topľou bolo epicentrum vzdialené približne 22 km. Hypocentrum bolo lokalizované 8 km pod zemským povrchom. V rámci organizovanej pomoci Slovenskej komory stavebných inžinierov pomoc v zasiahnutej oblasti poskytlo 18 autorizovaných inžinierov – statikov. Počas dvoch týždňov bolo obhliadnutých viac ako 600 objektov vo vyše 32 obciach, v ktorých poškodenia záviseli od typu, kvality konštrukcií a takisto aj od geologického podložia. V príspevku sú opísané typické poruchy nosných konštrukcií s následnými odporúčaniami k sanáciám a monitoringu konštrukcií.

A1

1 ÚVOD

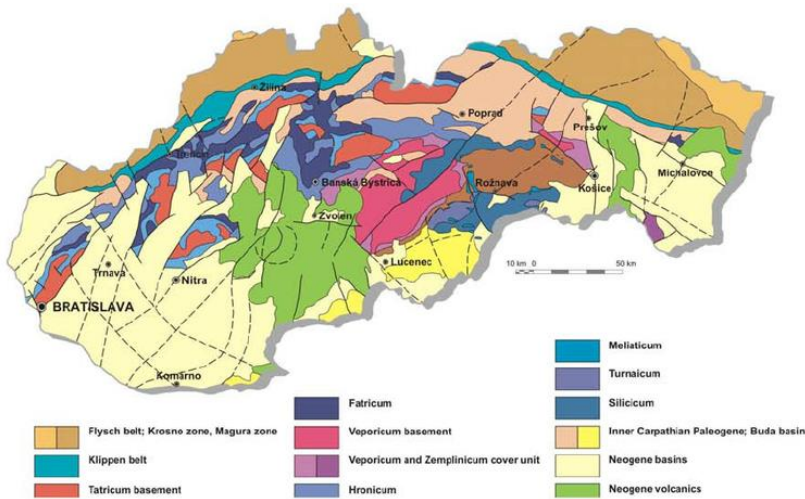
Zemetrasenie možno charakterizovať ako najničivejšiu prírodnú katastrofu, ktorá ovplyvňuje ľudskú spoločnosť. Seizmické udalosti súvisia s náhlým uvoľnením energie spôsobenej pohybmi v zemskej kôre. Patria medzi udalosti, ktoré prichádzajú neočakávane a spôsobujú mnohokrát devastujúce následky pre životy ľudí, infraštruktúru a životné prostredie. Až v 90 % prípadoch sa stretávame s výskytom tektonických zemetrasení, ktoré vznikajú náhlým uvoľnením mechanickej energie nahromadenej v zemskej kôre alebo v plášti. Interakcia blokov vyvoláva v ich okrajových oblastiach napätia, ktoré sa uvoľňujú sčasti pomalým postupným pohybom a sčasti náhlým pohybom, ktoré generuje zemetrasenie. Okrem toho, že sa napreduje vo vedeckom vývoji zisťovania príčin zemetrasení, je dôležité taktiež pochopiť spoločenské a ekonomické dôsledky, ktoré môžu mať dlhodobý dopad na zasiahnuté oblasti.

Slovensko sa z hľadiska seizmickej aktivity radí medzi oblasti s miernou seizmickou aktivitou. Aj napriek tomu, že sa nenachádzame v oblasti významných tektonických zlomov, stretávame sa aj na našom území pomerne často s výskytom zemetrasení. Jednotlivé tektonické platne sa delia následne na mikroplatne, čo je viditeľné na Obr. 1. Aj medzi týmito mikroplatňami sa nachádzajú živé tektonické rozhrania, pri ktorých dochádza k ich pohybu. Ako seizmicky najaktívnejšie oblasti na Slovensku sú na základe mapy špičkového zrýchlenia definované oblasti Komárna a Senice (STN EN 1998-1/NA/Z2:2012).

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)32888-557, e-mail: zuzana.hassova@stuba.sk

² Ing., autorizovaný stavebný inžinier SKSI - statika a dynamika stavieb, valusiak@gmail.com

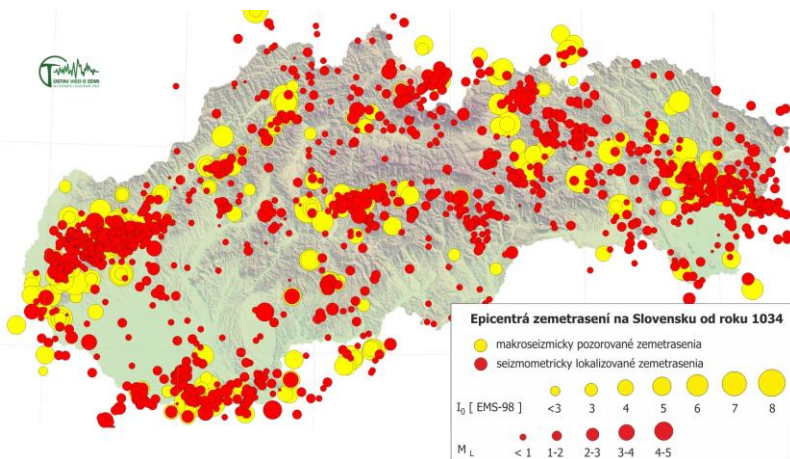
³ prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)32888-542, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk



Obr. 1: Mapa tektonických zlomov na Slovensku

[Zdroj: https://www.mineraly.sk/files/lok/20_geolog_stavba_sr.htm]

Z historického hľadiska sa na našom území vyskytlo niekoľko silnejších zemetrasení. Medzi jedno z posledných patrí nepochybne zemetrasenie s epicentrom pri Dobrej Vode z roku 1906. Hypocentrum bolo lokalizované 10 kilometrov pod povrchom s hodnotou magnitúda M_L 5,7 a podľa Európskej makroseizmiskej stupnice EMS-98, dosiahlo zemetrasenie ôsmy stupeň intenzity otrasov. Od roku 1034 sa na našom území vyskytlo viac ako 800 zdokumentovaných zemetrasení s rôznymi intenzitami otrasov (Obr.2).

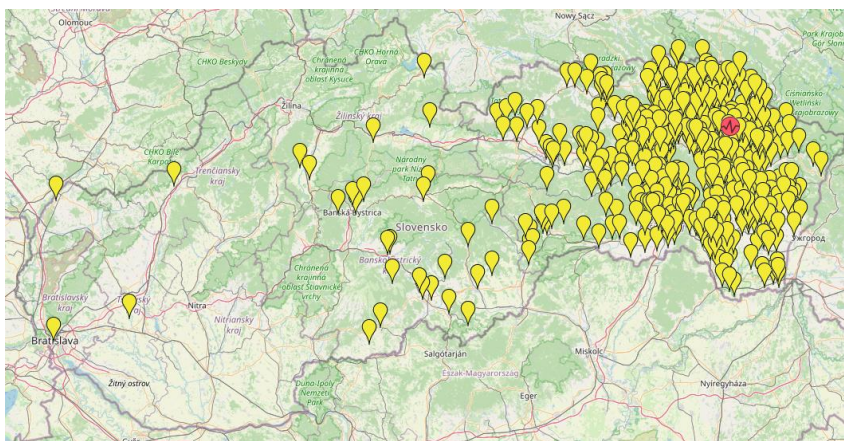


Obr. 2: Epicentrá dokumentovaných zemetrasení na Slovensku (1034- súčasnosť)

[Zdroj: <https://www.seismology.sk/Maps/>]

Zemetrasenie, ktoré postihlo východné Slovensko v pondelok 9.10.2023 podvečer sa charakterizuje ako stredne silné s lokálnym magnitúdom M_L 4,9. Z historického hľadiska sa radí medzi 20 najväčších zaznamenaných zemetrasení na dnešnom území Slovenska. Epicentrum bolo lokalizované približne 1,3 km od centra Ďapaloviec. Obec sa nachádza približne 55 kilometrov východne od mesta Prešov. Hypocentrum sa podľa seizmológov nachádzalo len 8 kilometrov pod zemským povrchom, čo možno charakterizovať ako plytké zemetrasenie.

Bezodkladne po zemetrasení boli vyhodnotené makroseizmické dotazníky, ktoré hovoria o tom, ako bolo zemetrasenie pocítené ľuďmi a k akému veľkému poškodeniu došlo pri stavbách na základe Európskej makroseizmickej stupnice EMS 98. Bolo vyhodnotených viac ako 2000 dotazníkov z takmer 500 oblastí, z ktorých bola následne vytvorená mapa lokalít s pozorovaním (Obr. 3).



A1

Obr. 3: Prehľad lokalít s pozorovaním účinkov zemetrasenia na základe doručených makroseizmických dotazníkov (2335 dotazníkov z 504 lokalít)
[Zdroj: ÚVZ SAV]

2 ORGANIZÁCIA POMOCI SKSI

Vďaka koordinovanému nasadeniu autorizovaných inžinierov – statikov, organizovaných Slovenskou komorou stavebných inžinierov (SKSI), sa bezprostredne po zemetrasení vykonali obhliadky v postihnutých oblastiach, konkrétne v 32 obciach, ktoré sa nachádzajú v blízkosti epicentra. V rámci obhliadky boli navštívené nie len rodinné a bytové domy, ale taktiež aj stavby občianskej vybavenosti, obecné úrady, materské a základné školy, či taktiež kostoly.



Obr. 4: Mapa obcí, v ktorých boli vykonané obhliadky po zemetrasení

Na väčšine objektov sa objavili menšie poruchy ako trhliny a praskliny na nenosných konštrukciách, ktorých oprava je nenáročná a zároveň tieto trhliny neohrozujú bezpečnosť a spoľahlivosť konštrukcií. Zároveň boli pri obhliadkach identifikované aj závažnejšie poškodenia konštrukcií, pri ktorých bola potrebná okamžitá oprava s požiadavkami na dočasné opustenie priestorov do času ich opravy.

Pri takejto intenzite zemetrasenia sa objavili aj objekty, pri ktorých bolo potrebné ich čiastočne alebo úplné zbúranie. Ich poškodenia boli natoľko závažné, že ich následná sanácia sa považovala za neefektívnu. Prvotne bolo potrebné zbúranie približne 25 objektov. Toto číslo sa upresnilo na základe statických posudkov. Medzi takto narušené budovy patria okrem iného aj viaceré kostoly. Najhoršie sú na tom kostoly v Jankovciach a v Nižnej Sitnici. Pre vážne narušenie statiky bolo potrebné ich úplné uzatvorenie.

3 TYPICKÉ POŠKODENIA

Na základe obhliadok stavieb poškodených zemetrasením boli statickmi zadefinované najčastejšie poškodenia budov a to najmä v epicentre zemetrasenia. Poruchy v nosných, resp. nenosných konštrukciách boli rozdelené do nasledujúcich skupín:

- Trhliny v nosných a nenosných zvislých konštrukciách
- Poškodenie komínov
- Zrútenie resp. výrazné poškodenie štítových stien, atík a striech
- Uvoľnené a popraskané časti omietky

Rozsah jednotlivých porúch bol do značnej miery ovplyvnený stavebno-technickým riešením a stavom objektov, nepriamo tiež rokom výstavby. Závažnejšie poruchy bolo potrebné neodkladne riešiť – sanovať jednotlivé objekty, aby následne nedošlo k výraznejším poškodeniam budov. Práve z týchto dôvodov sa statici rozhodli spracovať odborný krízový materiál, v ktorom boli uvedené možnosti a spôsoby sanácií poškodených konštrukcií, aby sa predišlo neodborným zásahom.

3.1 Trhliny v nosných a nenosných zvislých konštrukciách

Rodinné domy sú vo väčšine prípadoch postavané z rovnakých materiálov, pri zvislých nosných konštrukciách boli vo veľkej miere využívané ako stavebný materiál pórobetónové a tehlové murivo, v spodných terénnych častiach aj kamenné. Stropné konštrukcie sú drevené – trámové, novšie objekty tiež betónové (vystužené). Šikmé strešné konštrukcie sú drevené krovy. Pri jednotlivých obhliadkach boli zistené rôzne stupne poškodenia nosných konštrukcií. Steny boli výrazne pokryté trhlinami rôznych širok a ich poloha bola primárne na styku stien a stropov (spôsobené kmitaním/posunom hmôt v konštrukcii), ale taktiež aj po celej ploche stien. Tvar jednotlivých trhlín je definovaný obojstrannými pohybmi zeme počas seizmicity. V oblastiach najviac zasiahnutých zemetrasením dochádzalo okrem vzniku trhlín aj k čiastočnému vychýleniu alebo taktiež aj k úplnému zrúteniu štítových stien. Výrazné vychýlenia boli pozorované pri nenosných priečkach, ktoré boli zrealizované dodatočne, poprípade bez previazania s obvodovými stenami.



Obr. 5 Trhliny v nosných konštrukciách
[Zdroj: SKSI]



Zvonku „skryté“ pod KZS



Obr. 6 Trhliny v nosných konštrukciách vo vybraných, najviac zasiahnutých objektoch
[Zdroj: SKSI]

3.2 Poškodenia komínov

Bezprostredne po zemetrasení došlo k čiastočnému, alebo vo veľa prípadoch aj k úplnému zrúteniu komínových telies. Poškodenia do veľkej miery súviseli s nekvalitnými spojivami murovacích prvkov, s vonkajšími poveternostnými vplyvmi, štihlosťou konštrukcií komínov ale aj svojpomocnou neodbornou výstavbou (napr. absencia stužujúcich prvkov – vencov, pilierov, ukotvení prvkov, ...). K úplnému odstráneniu komína došlo aj v prípade porušenia príľahlej steny, ktorá zabezpečovala jeho stabilitu. V súvislosti so zrútením komínov došlo v niektorých rodinných domoch aj k následnej deštrukcii strešnej krytiny a následne tiež prvkov krovu. V čase obhliadok bola väčšina konštrukcií komínov lokálne opravená alebo došlo k odstráneniu nestabilnej časti (vo väčšine prípadov).



Obr. 7 Poškodenia komínov
[Zdroj: SKSI]

3.3 Zrútenia resp. výrazné poškodenia štítových stien, atík a striech

Počas zemetrasenia došlo k značným poruchám- k čiastočnému vychýleniu alebo aj k úplnému zrúteniu štítových podstrešných stien, ako aj atík. Poruchy boli spôsobené hlavne nízkou úrovňou stability najmä štítových podstrešných stien, pri ktorých sa s vplyvom seizmicity v minulosti nepočítalo. V mnohých prípadoch bola príčinou absencia stužujúcich a stabilizačných prvkov, nedostatočné ukotvenie alebo degradácia materiálov v dôsledku veku konštrukcie a teplotných účinkov. Pri niektorých objektoch došlo aj k odtrhnutiu rohov atík. Poškodenia plášťov/krytín striech súviseli prevažne s čiastočným zrútením komínov, ale taktiež došlo k poškodeniu striech, ktoré súviselo so zatekaním a oslabením krokiev.



Obr. 8 Poškodenia štítových striech a atík
[Zdroj: SKSI]

3.4 Uvoľnené a popraskané omietky

Poškodenie omietok bolo pozorované na vnútornej aj vonkajšej časti konštrukcií. V rámci rozvoja trhlin došlo vo viacerých objektoch k uvoľneniu omietok, pri ktorých sa predpokladalo ich následné samo uvoľňovanie. Z hľadiska závažnosti poškodenia sa uvoľnené omietky radili medzi relatívne minimálne poškodenia, keďže išlo prevažne o povrchové praskliny s dodatočnou požiadavkou overiť stav pod omietkami.



Obr. 9 Uvoľnené a popraskané omietky
[Zdroj: SKSI]

3.5 Kostoly

Samostatnou kategóriou v tomto príspevku boli kostoly v jednotlivých obciach. Medzi najviac poškodené boli po zemetrasení kostoly v obciach Jankovce a Nižná Sitnica, ktoré boli pre vážne narušenie statiky bezodkladne uzatvorené. Krátkodobé uzavretie kostolov bolo potrebné taktiež aj v Pakostove, Radvani nad Laborcom, v Malej Domaši, či taktiež v ďalších obciach. Dôvodom v týchto prípadoch neboli narušenia statiky, ale uvoľnenie omietok v stropných konštrukciách a vo vyšších miestach chrámov.



Obr. 10 Kostol Jankovce
[Zdroj: SKSI]



Obr. 11 Kostol Nižná Sítnica
[Zdroj: SKSI]

4 RODINNÝ DOM NIE JE Z ODBORNÉHO HĽADISKA JEDNODUCHOU STAVBOU

Pri mnohých poruchách zohrala podstatnú úlohu tiež odbornosť navrhovania a realizácie stavby. Rodinný dom je podľa stavebného zákona definovaný ako jednoduchá stavba, čo znamená, že jeho projektovanie a zhotovovanie nepatrí medzi vyhradené činnosti. Projektovanie nemusia robiť autorizované osoby a zhotovovanie tiež nemusia viesť odborne spôsobilé osoby (stavbyvedúci s odbornou spôsobilosťou).

Rodinný dom nie je z odborného hľadiska jednoduchou stavbou. Jednoduchou stavbou môže byť z hľadiska legislatívneho procesu povoľovania pre výstavbu. Rodinný dom je stavbou na bývanie, aj keď môže byť relatívne malý, z odborného hľadiska vyžaduje komplexné projektovanie a splnenie viacerých technických a bezpečnostných noriem, tiež z hľadiska ochrany zdravia a života: mechanická odolnosť a stabilita (statika, aj odolnosť voči napr. práve prírodnej seizmicite, ...), protipožiarna bezpečnosť, energetické kritéria a podobne. Podľa napr. českého stavebného zákona, stavby pre bývanie, ako sú rodinné domy, nemôže projektovať osoba bez autorizácie. Taktiež sú v týchto súvislostiach namieste otázky z hľadiska kontroly projektových dokumentácií – kontroly tzv. „štyroch očí“ (zákonom stanoviť povinnosť, napr. v Nemecku, ČR – autorizovaný inšpektor vs. Kolaudácia,..) tiež v nadväznosti napr. na platnú normu STN EN 1990 (príloha B – Manažérstvo spoľahlivosti stavieb – B.4 Diferenciácia kontroly navrhovania).. V neposlednom rade: Je možné napr. aj rodinný dom zodpovedne postaviť bez vykonávacej (resp. tiež výrobnéj) projektovej dokumentácie (bez napr. výkresov výstuže, ...)? SKSI sa snaží. Stále veríme aj v zodpovednosť zákonodarcov, že v dobe krátko dohľadnej sa tieto elementárne pravidlá pretavia do legislatívy. Susedia nás už predbehli.

5 ODPORÚČANIA K SANÁCIÁM

Ako už bolo spomínané v predchádzajúcich kapitolách, bezprostredne po zemetrasení bol vypracovaný materiál s odporúčaniami pre sanácie, v snahe predísť neodborným sanáciám, zásahom do konštrukcií. V rámci tohto materiálu sa pre opravu v závislosti od závažnosti poškodenia odporúčalo aplikovanie helikálnej výstuže, trhliny v murive bolo potrebné zostehovať, porušené omietky bolo potrebné osekať a nahradiť novou vápenno-cementovou jadrovou omietkou s minimálnou pevnosťou 5 MPa. Pri vyosenom murive, či komínoch bolo potrebné rozobranie a nahradenie novou konštrukciou.

V prípade malých trhlín a poškodení bol odporúčaný monitoring pomocou sadrových terčov do prasklín, označenie konca trhliny, či taktiež vizuálny monitoring objektu s písomným zaznamenaním prípadných zmien.

5.1 Helikálna výstuž

Tento typ nerezovej výstuže sa využíva pri sanáciách a je charakterizovaný svojím helikálnym tvarom a slúži na dodatočné lepenie do murovaných a betónových konštrukcií pre statické zaistenie trhlín a zvýšenie únosnosti konštrukcií. Medzi hlavné výhody tohto typu výstuží patrí hlavne dobrá tvarovateľnosť a ohýbateľnosť podľa priebehu pripravených drážok a vrtov. Pre zvýšenie únosnosti výstuže je možné umiestniť do jednej drážky viac konštrukčného materiálu. Z hľadiska aplikačného postupu sa osádza helikálna výstuž do vysokopevnostnej kotevnej malty, ktorá je aplikovaná do vopred pripravených vrtov a drážok v danom konštrukčnom prvku.

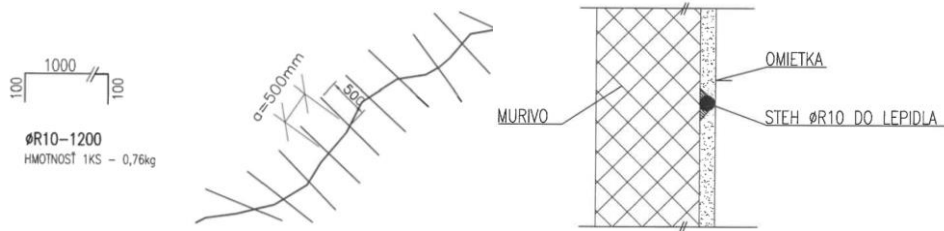


Obr. 12 Helikálna výstuž

[Zdroj: <http://www.helikalnavyztuz.sk/helikalne-vystuze.html>]

5.2 Stehovanie muriva a sanácia trhlín

Pasívne trhliny menších šírok boli sanované pomocou zatmelenia pomocou vápennej malty, ktorej pevnosť sa mala priblížiť pôvodnej pevnosti omietky; poprípade boli aplikované špeciálne tmely určené na dané opravy. Pri pasívnych trhlinách väčšej šírky bol aplikovaný postup stehovania muriva pomocou oceľových výstuží alebo drevených klinov a postup je potrebné aplikovať z oboch strán muriva. Tento spôsob je možné aplikovať len pri pasívnych trhlinách, pretože pomocou zošívania nie je možné odstrániť aktívnu poruchu.



Obr. 13 Systém stehovania muriva

[Zdroj: SKSI- odporúčané postupy pri sanácii objektov]

5.3 Sanácia komínov

V závislosti od poškodenia jednotlivých komínov boli aplikované v zásade dva postupy, ktoré boli zvolené na základe dôkladnej kontroly celého komínového telesa, keďže aj najmenšia trhlinka ohrozuje bezpečnosť najmä z požiarneho hľadiska. Pri poškodených a uvoľnených častiach komína bolo pri prvom postupe potrebné rozobranie a vybudovanie novej konštrukcie s odporúčaním pre použitie systémového riešenia. Druhým aplikačným postupom bola rekonštrukcia poškodeného komínového telesa pomocou helikálnej výstuže

a obetónovania v päte komína jemnozrnným betónom pevnostnej triedy C25/30 zo všetkých strán. Prepojenie obetónovania a stropnej dosky alebo komínového telesa bolo následne realizované pomocou vlepenej kotevnej výstuže.

5.4 Monitoring trhlín

V rámci monitoringu boli využívané sadrové terče, ktoré slúžia hlavne na sledovanie rozvoja trhlín v murovaných a železobetónových stenách. Ich umiestnenie je krížom cez trhliny a sú zakotvené na stenu po oboch stranách trhliny. Pri pasívnych trhlínach nedochádza k pretrhnutiu sadrového terča a pri dostatočne dlhom sledovaní je možné zhodnotiť, že trhlina už nie je aktívna- teda z hľadiska statiky je málo nebezpečná. Pri aktívnych trhlínach sa pri nepatrnom pohybe terčiek pretrhne a v sadre vzniká vlasová trhlina. Na základe tvaru a veľkosti trhliny pri aktívnom sledovaní v čase je možné zhodnotiť, ako rýchlo k pohybu dochádza, v akom smere sa jednotlivé časti steny navzájom pohybujú a následne je možné zhodnotiť aj nebezpečenstvo z hľadiska statiky objektu.

A1

6 ZÁVER

Aj napriek tomu, že zemetrasenie nepatrí v našom regióne medzi bežné javy, jeho výskyt nie je vylúčený. Je preto dôležité venovať pozornosť správne navrhovaniu a zhotovovaniu, aby sa minimalizovali možné škody pri takýchto nečakaných udalostiach.

Za bezprostredne a bezodplatne poskytnutú odbornú pomoc v zasiahnutom regióne patrí poďakovanie zúčastneným statikom, ktorí pôsobili najmä v obciach:

Ing. Ivan Valušiak + Ing. Tibor Pástor	Ďapalovce, Rafajovce – kostol
Ing. Jozef Polák	Holčíkovce
Ing. Stanislav Tury	Jankovce
Prof. Ing. Vincent Kvočák, PhD.	Nižná Sitnica
Ing. Jozef Antol	Vyšná Sitnica
Ing. Viktor Bauer	Lukačovce, Vít'azovce, Jankovce
Ing. Dušan Hrušovský	Rohožník
Ing. Jozef Steranka	Rafajovce, Giglovce
Ing. Ján Semančák	Nižná Sitnica, Košarovce, Girovce
Ing. Maroš Erby +Ing.Pikula	Tokajík, Kolbovce, Piskorovce, Vyslava
Ing. Marek Gaži +Ing.Kaščák	Pakostov, Bžanov, Brusnica
Ing. Matuš Rosina	Piskorovce, Ondavské Matiašovce,
Ing. Peter Hilčanský	Baškovce, Ohradzany
Ing. Roman Spodniak	
Ing. Ľudovít Kesler	
Ing. Viliam Hrubovčák	Koordinácia statikov pri krízovom štábe PO, Jankovce, N.Sitnica, Hrubov, Humenné, Radvaň n.Laborcom, Žalobín, M.Domaša, Kvakovce, Sl.Kajňa, Pakostov, Hankovce

Za odbornú pomoc so spracovaním materiálov a následným školením organizovaným v postihnutých obciach:

Ing. Ivan Valušiak
Ing. Stanislav Tury
Ing. Ján Semančák
Ing. Maroš Erby
Ing. Viliam Hrubovčák

Literatúra

- [1] BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Dübendorf, Switzerland, 2002, 292s.
- [2] STN EN 1998-1/Zmena NA+Z4 : Eurokód 8. Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť. Časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre budovy. Bratislava. 2023.
- [3] OBEC DOBRÁ VODA. *Prírodné živly*. [online]. Dobrá voda. [cit. 10.9.2024]
Dostupné na internete: <https://www.obecdobravoda.eu/obec/popis-obce/prirodne-zivly/?ftresult=zemetrasenie>
- [4] LIPTÁK, J. 2023. *Tektonik Ján Madarás/ Takéto silné zemetrasenie ešte nikto z našich generácií na Slovensku nezažil*. [online]. Bratislava: Denník postok, 2023. [cit. 10.9.2024]
Dostupné na internete: <https://www.postoj.sk/139736/taketo-silne-zemetrasenie-este-nikto-z-nasich-generacii-na-slovensku-nezazil>
- [5] Gáliková, K. 2023. *Slovensko zasiahlo najsilnejšie zemetrasenie od roku 1930*. [online]. Bratislava: SAV. 2023. [cit. 10.9.2024]
Dostupné na internete: < https://www.sav.sk/?lang=sk&doc=services-news&source_no=20&news_no=11459>
- [6] Slovenská komora stavebných inžinierov (SKSI). 2023. *Aktivity SKSI v obciach postihnutých zemetrasením- Záverečná správa*.

OBYTNÝ SÚBORU BÔRIK – KVETNICA V ŽILINE

Pavol Grešlík¹

A1

ABSTRAKT

Obytný súbor Bôrik s obchodným názvom 'Kvetnica' je situovaný do tichého prostredia v meste Žilina – mestská časť Bôrik. Táto lokalita ponúka kontrast medzi výhľadmi na mesto a ako aj výhľadmi na susedné parky a lesné prostredie. Fasáda 'Kvetnice' je navrhnutá tak, aby prekypovala zeleňou.

Obytný súbor rezidenčného komplexu je tvorený 4 samostatnými nadzemnými bytovými domami so spoločným vzájomne prepojeným podzemným podlažím. Každý z bytových domov 'A' až 'D' pozostáva z 8 nadzemných podlaží. [10]



Obr. 01 – vizualizácia – Obytný súbor „Kvetnica“ v Žiline [10]

1 ÚVOD

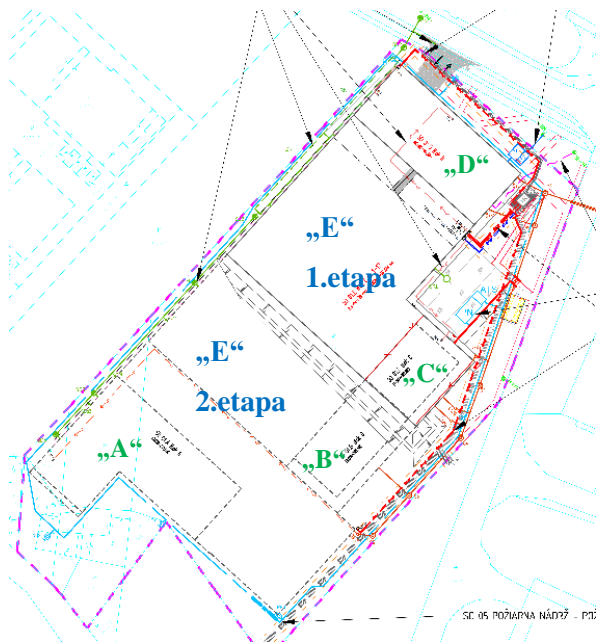
Novostavba obytného komplexu 'Kvetnice' pozostáva z bytových domov 'A' až 'D' a garáže - objekt 'E'. V súčasnej prvej etape sa realizuje objekt 'D' a časť podzemného objektu 'E'. Druhá etapa je prezentovaná výstavbou zvyšnej časti objektu 'E' a objektu 'A'. V 3. etape sa budú stavať objekty 'B' a 'C'.

¹ Ing. PhD., GV-CON plus s.r.o., Sokolská 231, 90872 Závod, tel.: +421948511017, e-mail: pavol.greslik@gv-con.com

Nadzemné domy 'B', 'C', 'D' majú pôdorys obdĺžnikového tvaru (situované sú po obvode komplexu). Bytový dom 'A' má pôdorysný tvar písmena L. Medzi domami je osadený vnútroblokový park s výsadbou zelene, určený pre rekreáciu a oddych. Súčasťou tohto parku je športové ihrisko a komunitné centrum ('KC'). Príspevok sa bližšie zaoberá nadzemným objektom 'D', ktorý je súčasťou 1.etapy výstavby a je momentálne v realizácii.



Obr. 02 – poloha stavby, Žilina



Obr. 03 – situácia obytného komplexu 'Kvetnice'

1 KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE

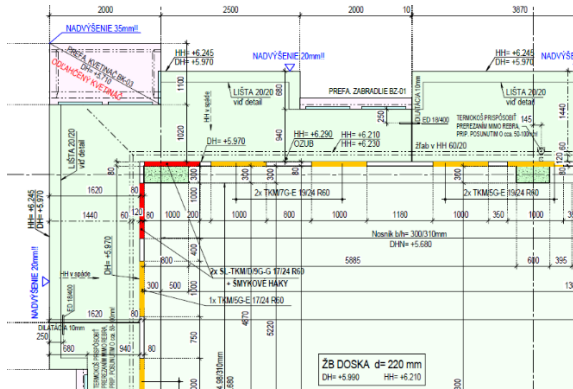
Nosná konštrukcia obj. 'D' pozostáva zo železobetónových stien, stĺpov a železobetónových stropných dosiek obojsmerne nosných. Zámerom architektonického návrhu bolo vytvorenie striedavej polohy kvetináčov na konci vyloženia balkónových dosiek zo všetkých strán objektov. Táto požiadavka musela byť zohľadnená aj v statickom návrhu.

Pôdorys je obdĺžnikového tvaru so šírkou cca 18,4m a dĺžkou cca 44,75m. 8.NP je konštrukčne uskočené smerom do vnútra objektu a tvoria ho pochôdzne terasy.

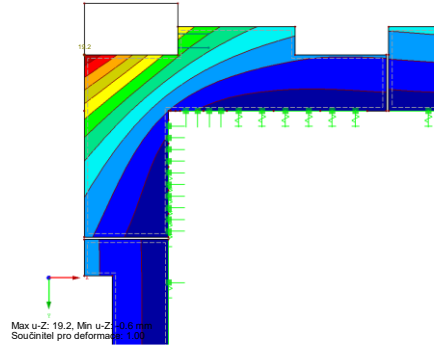
Vertikálne nosné konštrukcie tvoria monolitické železobetónové stĺpy v kombinácii so železobetónovými stenami. Nakoľko podzemné podlažie tvoria garáže, príp. pivničné kobky má prechod medzi 1.PP a 1.NP transferový charakter, kde prenos vertikálnych síl zabezpečujú transferové a stenové nosníky v 1.NP. V nadzemných podlažiach sú po obvode navrhnuté stĺpy s nosníkmi.

Horizontálne nosné konštrukcie podlaží pozostávajú zo železobetónových monolitických dosiek nosných v oboch smeroch. Doska nad 1.PP je navrhnutá hrúbky 250mm a je súčasťou transferovej konštrukcie medzi 1.PP a nadzemnými podlažiami. V typických podlažiach a nad 8.NP sú stropné konštrukcie hrúbky 220mm.

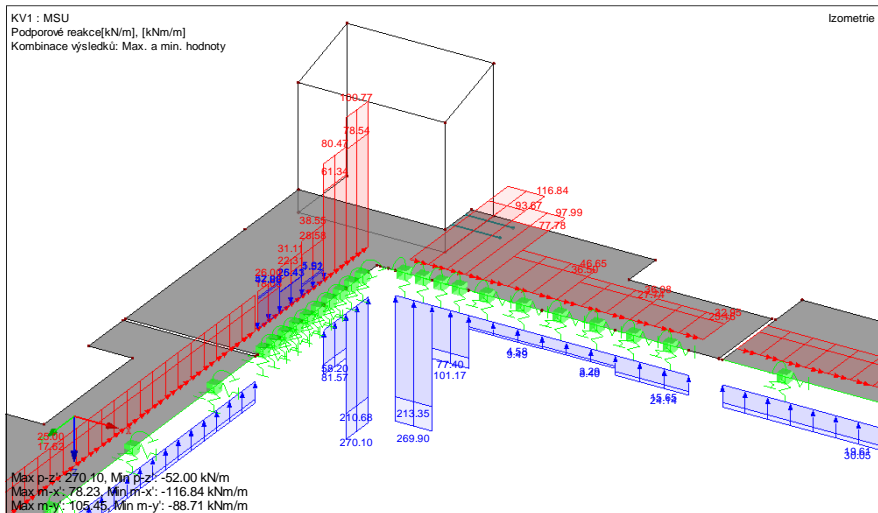
Založenie objektu bolo vzhľadom na geológiu (zeminy F6 a navážky) navrhnuté kombinované dosko-pilotové. Základová doska bola navrhnutá z väčšej časti hrúbky 450mm, v miestach zvýšeného šmykového namáhania, pod stenami, piliermi a pod stužujúcimi jadrami, sú navrhnuté zhrubnutia a priehlbne (hr. 800-1200mm). Úroveň dolnej hrany základovej dosky sa nachádzal v zeminách triedy F6, ako aj lokálne v navážkach – tie bolo nutné odstrániť a nahradiť hutným násypom.



Obr. 07 – tvar 2.NP (výrez)

KV2 : MSP
Kombinace výsledků: Max. hodnoty

Obr. 08 – deformácie balkónovej dosky



Obr. 09 – Reakcie z balkónových dosiek na termokoše AVI

3 REALIZÁCIA OBJEKTU

Výstavba 1. etapy bola zahájená v roku 2023. V tejto fáze sa zrealizovala časť objektu 'E' (podzemné podlažie, garáže) a realizuje sa nadzemný objekt 'D'.

V súčasnosti je v príprave 2. etapa obj. 'E', kde sa už zrealizovali pilóty, súčasťou 2. etapy je aj nadzemný objekt 'A'. V projekčnej príprave sú nadzemné objekty 'B' a 'C', a objekt komunitného centra ('KC'), ktorý sa bude nachádzať vo vnútrobloku.



Obr. 10 – Obj. D - realizácia nadzemných podlaží a balkónov s prefabrikovanými kvetináčmi [9]

Literatúra a iné zdroje

- [1] STN EN 1992-1-1 – NÁRODNÁ NORMA STN 731201 – Navrhovanie bet. konštrukcií. Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy
- [2] STN EN 1991-1-3/NA – NÁRODNÁ NORMA: STN 730035 – Zaťaženie konštrukcií. Všeobecné zaťaženia, Zaťaženie snehom, Národná príloha
- [3] STN EN 1991-1-4/NA – NÁRODNÁ NORMA: STN 730035 – Zaťaženie konštrukcií. Všeobecné zaťaženia, Zaťaženie vetrom, Národná príloha
- [4] STN EN 1998-1-1/NA – NÁRODNÁ NORMA: STN 730036 – Seizmické zaťaženie stavebných konštrukcií
- [5] Statické tabuľky – Horejší, Šafka a kolektív (1987 Praha)
- [6] Betónové a murované konštrukcie - Fillo, Benko (1994 Bratislava)
- [7] Riešenie betónových konštrukcií v praxi – Majdúch, Harvan, Fillo (1991 Bratislava)
- [8] Betónové konštrukcie – Bilčík, Fillo, Halvoník (2008 Bratislava)
- [9] <http://www.avolegru.sk/obytny-subor-borik-kvetnica-v-ziline/>
- [10] <https://www.kvetnicazilina.sk>
- [11] PD stavebná časť, stavebné výkresy – A.R.K. ateliér s.r.o.; Proma s.r.o.

VÝROBNÝ AREÁL VAILLANT HEAT PUMP PLANT

Vladimír Natšín¹ - Ján Natšín² - Peter Holub³

A1

ABSTRAKT

Príspevok sa zaoberá návrhom nosnej konštrukcie výrobného areálu Vaillant Heat Pump Plant v Senici. Konštrukcia výrobnej haly, administratívnej budovy a logistický HUB sa rozprestierajú na pôdorysnej ploche 90 000 m². Stavba získala ocenenia Stavba roka 2023 v kategórii cena verejnosti a kategórii cena za výnimočné a progresívne projektové riešenie.

1 ÚVOD

Výrobný areál Vaillant Heat Pump Plant leží v priemyselnej zóne mesta Senica. Funkčná náplň stavby je zameraná na priemysel a výrobu. Stavbu tvorí výrobná hala, administratívna budova a logistický HUB, jednotlivé stavby sú spolu stavebne a funkčne prepojené. Objekt výrobnej haly je architektonicky koncipovaný ako jednopodlažná nepodpivničená hala s plochou strechou pôdorysných rozmerov 320,0 x 201,0 m. V hale sa okrem priestoru samotnej výroby nachádza dvojpodlažný administratívny vstavok tvoriaci operačné stredisko. Z poschodia operačného strediska sa dá vyjsť na oceľovú plošinu (tzv. skywalk), ktorá prechádza ponad výrobu a bude slúžiť ako náhľad výroby pre návštevníkov. Administratívna budova je riešená ako dvojpodlažný skelet s plochou strechou, na ktorej prízemí sú umiestnené priestory expozície a showroomu, kancelárie, sociálne zázemie, technické miestnosti, jedáleň a šatne. Šatne sú doplnené o átriá. Na poschodí sa nachádzajú priestory kancelárií typu open office, zasadacie miestnosti a prepojovací tunel s operačným strediskom. Objekt logistický HUB pôdorysných rozmerov 192,0 x 144,0 m je riešený ako jednopodlažná nepodpivničená hala s plochou strechou.



Obr. 1: Výrobný areál Vaillant Heat Pump Plant

¹ Ing., V-statik s.r.o., Kliňanská cesta 1225, 029 01 Námestovo, tel.: 0907 482 937, e-mail: vnatsin@v-statik.sk

² Ing., V-statik s.r.o., Kliňanská cesta 1225, 029 01 Námestovo, tel.: 0902 497 537, e-mail: jnatsin@v-statik.sk

³ Ing., V-statik s.r.o., Kliňanská cesta 1225, 029 01 Námestovo, tel.: 0911 590 850, e-mail: pholub@v-statik.sk

2 KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE

2.1 Výrobná hala

Nosná konštrukcia objektu SO 01 Výrobná hala je riešená ako železobetónový prefabrikovaný skelet so stĺpmi z betónu C50/60 votknutými do kalichov. Objekt je rozdelený na viaceré dilatačné celky. V pozdĺžnom smere je dilatácia tvorená dvojicou stĺpov, v priečnom smere je objekt dilatovaný vo viacerých miestach. Objekt má rôzne výšky atík, výška spodnej hrany väzníka je 15,43 m a najvyššia výška hornej hrany atiky je 18,2 m. V hale sa nachádza viacero vstavkov, ktorých stropná konštrukcia pozostáva z predpätých panelov ukladaných na prefabrikované prievlaky a železobetónové vence murovaných stien. Strešnú konštrukciu haly tvoria prefabrikované väzníky rozpätia 20,0 m z betónu C55/67 ukladané na prefabrikované väzníky rozpätia 20,0 m z betónu C55/67. Po obvode strechy sú navrhnuté prefabrikované obvodové stužidlá. V hale sa nachádza viacero požiarnych železobetónových stien, ktoré plnia protipožiarnu deliacu funkciu. Súčasťou haly sú aj monolitické technologické jamy z betónu C30/37 hĺbky 4,3 m. V hale sa nachádzajú dva mostové žeriavy nosnosti 25 t uložené na ocelové nosníky žeriavovej dráhy, ktoré sú umiestnené na konzolách prefabrikovaných stĺpov haly. Objekt je založený na veľkopriemerových pilótach v kombinácii so základovými pásmi.

A1



Obr. 2: Výrobná hala, pohľad na technologické jamy

2.2 Administratívna budova

Objekt SO 02 Administratívna budova pozostáva z dvoch nadzemných podlaží, nosná konštrukcia je riešená ako monolitický železobetónový skelet doplnený o železobetónové steny. Spodná hrana strešnej dosky je v úrovni 8,31 m, horná hrana atiky je 9,74 m. Zvislé nosné konštrukcie tvoria monolitické železobetónové stĺpy kruhového pôdorysu priemeru 400mm z betónu C30/37 a železobetónové steny hrúbky 200mm z betónu C30/37. Stĺpy a steny sú rozmiestnené tak, aby okrem prenosu vertikálneho zaťaženia do základov zabezpečovali stuženie voči vodorovným silám od vetra, resp. seizmicity. Vodorovné nosné konštrukcie podlaží pozostávajú z bezprievlakových železobetónových monolitických stropných dosiek nosných v oboch smeroch. Dosky sú z betónu C30/37 a ich hrúbka pre obe podlažia je 250 mm, v mieste komunikačného jadra je doska hrúbky 400 mm. Prenos vertikálnych zaťažení do podlažia bude zabezpečený hlbinnými základmi – pilótami.

A1



Obr. 3: Administratívna budova



Obr. 4: Átrium administratívnej budovy

2.3 Logistický HUB

Nosný systém objektu SO 03 Logistický HUB tvorí železobetónový prefabrikovaný skelet. Stĺpy haly z betónu C50/60 sú navrhnuté ako konzoly votknuté do kalichov. Objekt je členený na dva dilatčné celky, zároveň sa v strepe nachádza samostatná dilatácia, kde sa dilatuje len stropná konštrukcia. Výška spodnej hrany väzníka je 13,40 m a výška hornej hrany atiky je 16,58 m. V hale sa nachádza viacero vstavkov, ktorých stropná konštrukcia pozostáva z predpätých panelov ukladaných na prefabrikované prievlaky a železobetónové vence murovaných stien. Strešnú konštrukciu haly tvoria predpäté prefabrikované väznice rozpätia 24,0 m z betónu C55/67 ukladané na predpäté prefabrikované väzníky rozpätia 24,0 m z betónu C55/67. Po obvode strechy sú navrhnuté prefabrikované obvodové stužidlá. Hala je nadimenzovaná na budúcu prístavbu, ktorá však musí byť od jestvujúcej konštrukcie oddilatovaná.

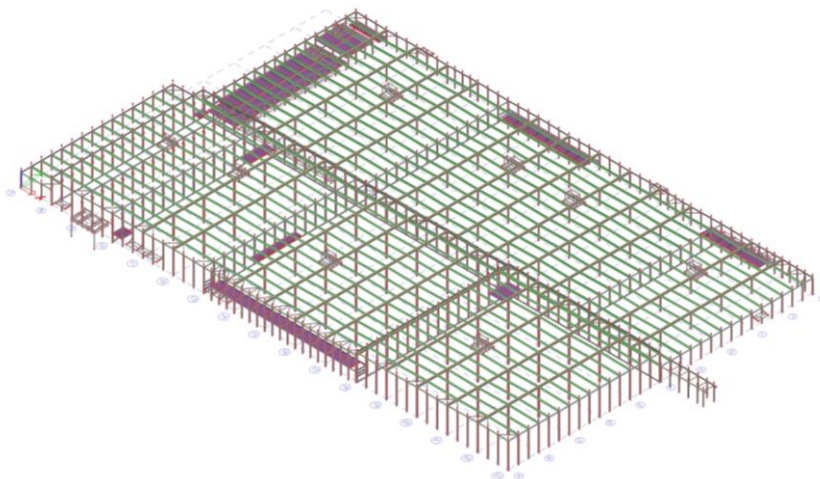


Obr. 5: Logistický HUB

3 VÝPOČTOVÝ MODEL

Model bol vypracovaný na základe podkladov výkresovej dokumentácie v softvéri Scia Engineer 21.1, pracujúcom na princípe MKP (metódy konečných prvkov). Konštrukcia je riešená ako 3D model tvorený plošnými a prúťovými prvkami. Stĺpy sú uvažované ako prúťové prvky v päte votknuté do základov. Všetky strešné prvky sú modelované ako kĺbovo uložené vo zvislej a vodorovnej rovine. Predpäté stropné panely sú modelované ako nosníky spojené kĺbovo s prievlakmi. Konštrukcia je dimenzovaná na stálie, úžitkové, klimatické a seizmické zaťaženie. Pre 2D posudky sú prvky uvažované ako prosté, resp. spojité nosníky. Pri dimenzovaní stĺpov je zohľadnené natočenie podpery, zadané do softvéru RIB pomocou tuhosti podpery.

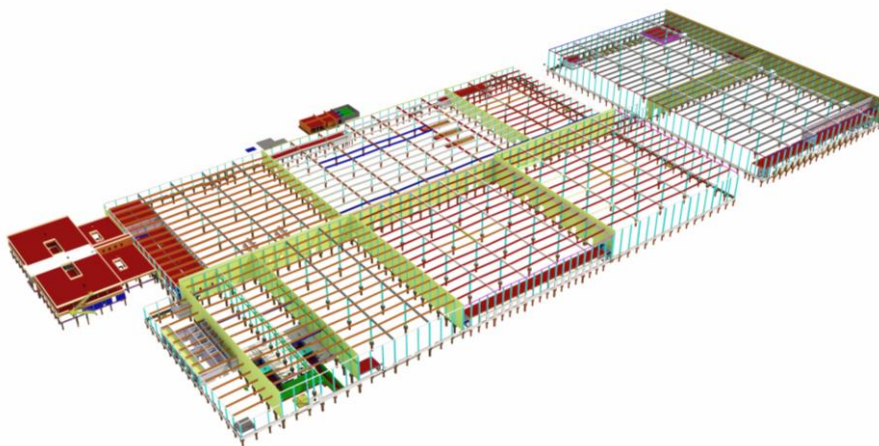
A1



Obr. 6: Výpočtový model – výrobná hala

4 KONŠTRUKČNÝ BIM MODEL

Výrobná dokumentácia prefabrikovaných prvkov, ocelových konštrukcií a opláštenia bola vypracovaná za použitia BIM softvéru, ktorý zabezpečil lepšiu koordináciu činností, rýchle zapracovanie prípadných zmien a lepšiu kontrolu a detekciu kolízií.

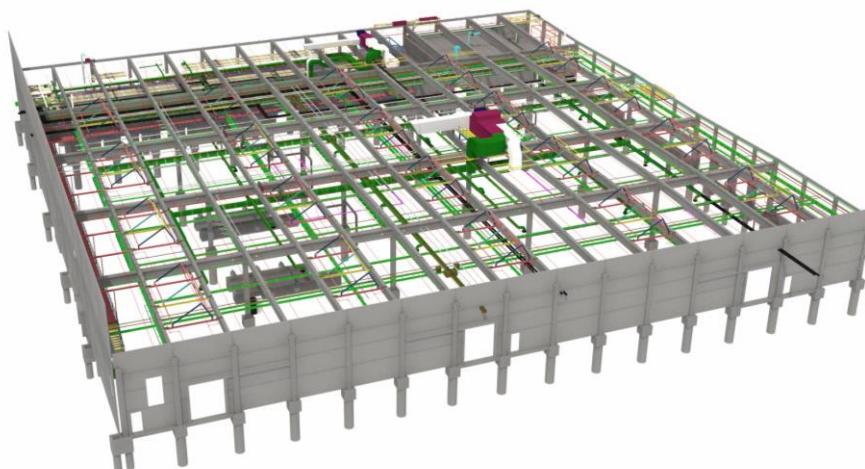


Obr. 7: Konštrukčný 3D model

Použitý materiál:

- prefabrikované prvky: 12 253 m³ betónu,
- pilóty: 5 770 m³ betónu,
- administratívna budova: 2 280 m³ betónu,
- monolitické jamy: 1 050 m³ betónu,
- oceľové konštrukcie (bez výstuže): 426 000 kg ocele.

Súčasťou návrhu bolo aj vypracovanie koordinácie jednotlivých profesií, čo zahŕňalo namodelovanie 14 000 m vetracích, 21 200 m plynových, 450 km elektro, 32 920 m sprinklerových, 5 270 m vodovodných potrubí za pomoci technológie BIM a ich umiestnenie tak, aby nedochádzalo ku kolíziám. Jednotlivé rozvody boli uložené na Sikla nosníky zavesené na tyčových závesoch.



Obr. 8: Časť konštrukčného 3D modelu - profesie

5 ZÁVER

Výsledkom práce je návrh a posúdenie nosných prvkov a detailov konštrukcie za pomoci výpočtového softvéru a vypracovanie výrobnéj dokumentácie za pomoci BIM softvéru.

Investor: VAILLANT GROUP Heat Pump Production s. r. o.

Generálny projektant: JFcon s.r.o.

Generálny dodávateľ: GOLDBECK s.r.o.

Projektant statiky: V-statik s.r.o.

Doba výstavby: 04/2022 – 08/2023

Literatúra

- [1] STN EN 1990 – STN EN 1998

POLYFUNKČNÝ SÚBOR STAVIEB DOWNTOWN YARDS

Daniel Kóna¹ – Michal Kozák² – Ján Hanzel³ – Michal Fábry⁴

ABSTRAKT

Polyfunkčný súbor stavieb Downtown Yards s podzemným objektom SO201 a viacerými nadzemnými objektmi SO202 – SO207 a s podzemným objektom SO303 a viacerými nadzemnými objektmi SO304 – SO307. Celkovo sa jedná o 10 nadzemných objektov s rôznymi výškovými úrovňami 3 až 27 podlaží v polyfunkčnej časti a 3 podlažia parkovacieho domu. Pri projekčných prácach bola plne využitá technológia BIM (Building Information Modeling) už od stupňa dokumentácie pre stavebné povolenie, a to zdieľaním jedného spoločného modelu medzi projektantmi.

A1

1 ÚVOD

Polyfunkčný súbor stavieb Downtown Yards je riešený z viacerero stavebných objektov s rôznym funkčným využitím a rôznym objemom hmôt. Downtown Yards je súčasťou ďalšej etapy výstavby viacúčelového komplexu na území bývalej priemyselnej zóny. Nachádza sa v katastrálnom území Nivy, Bratislava – Ružinov. Územie má pôdorysný tvar pravouhlého lichobežníka. Polyfunkčné bytové domy tvorí päť stavebných objektov SO202, SO203, SO204, SO304 a SO305, tie ponúkajú dohromady 585 bytov. Ostatné stavebné objekty SO 205, SO206, SO207, SO306 a SO307 predstavujú funkčné využitie pre kancelárie, stravovanie, obchody, krátkodobé ubytovanie, detské centrum, služby a doplnkové funkcie. Stavebné objekty spodnej stavby SO201 a SO303 zahrňujú 3 podzemné podlažia určené pre parkovanie a technické priestory.

Základné údaje o stavbe:

- Investor: Kalos, s.r.o.
- Autor architektonického návrhu: GFI a.s., Bratislava
- Generálny projektant: GFI a.s., Bratislava
- Projektant statiky: PRODIS plus s.r.o., Bratislava
STAVOKOV PROJEKT s.r.o., Trenčín
- Projektant hĺbkových základov: Geotechnik SK s.r.o., Žilina
- Audítorka statiky: STAVOKOV PROJEKT s.r.o., Trenčín
PRODIS plus s.r.o., Bratislava
- Dodávateľ hĺbkových základov: BAUER SPEZIALTIEFBAU Gesellschaft m.b.H.
- Dodávateľ ŽB skeletu: SYTIQ a.s.
ADIFEX a.s.
- Začiatok výstavby: Marec 2024

2 SPODNÁ STAVBA

Spodná stavba pozostáva z dvoch stavebných objektov SO201 a SO303, ktoré tvoria jeden dilatačný celok. Objekty majú tri podzemné podlažia. Základové pomery pod objektom boli zložené najmä vzhľadom na vysokú úroveň hladiny podzemnej vody a jej kolísania v priamej hydraulickej spojitosti s riekou Dunaj. Pre zabezpečenie stavebnej jamy preto bolo potrebné

¹ Ing. PhD., PRODIS plus s.r.o., Drobného 27, 841 01 Bratislava, tel.: (02)44645-821, e-mail: kona@prodis.sk

² Ing., PRODIS plus s.r.o., Drobného 27, 841 01 Bratislava, tel.: (02)44645-821, e-mail: kozak@prodis.sk

³ Ing. PhD., PRODIS plus s.r.o., Drobného 27, 841 01 Bratislava, tel.: (02)44645-821, e-mail: hanzel@prodis.sk

⁴ Ing. PhD., STAVOKOV PROJEKT s.r.o., Brnianska 10, 911 05 Trenčín, tel.: (421)917645971,
e-mail: fabry@stavokovprojekt.sk

vybudovať dočasné paženie pomocou tesniacich stien realizovaných technológiou „mixed-in-place“, zaviazaných do nepriepustného neogénneho ílovitého podložia.

Objekty sú založené na kombinovanom dosko-pilótovom základe, ktorý tvorí základová doska spolupôsobiaci s vítanými pilótami. Hrúbka základovej dosky je variabilná od 800 do 1800 mm podľa veľkosti namáhania. Pilóty sú priemeru 600 a 900 mm a dĺžky 7,0 až 21,5 m vyhotovené technológiou CFA. Pre zabezpečenie niektorých častí objektu proti pôsobeniu vztlaku od podzemnej vody boli navrhnuté ťahové pilóty, ktoré boli dimenzované na vodný stĺpec 8,5 m zodpovedajúci maximálnej hladine podzemnej vody pre dané územie. Jednalo sa hlavne o časti podzemnej garáže bez horných podlaží. Vzhľadom na veľké výškové rozdiely jednotlivých nadzemných častí, ako aj rozsiahlu podzemnú časť, pri návrhu založenia bola rozhodujúca požiadavka na obmedzenie nerovnomerného sadania rozdielne namáhaných oblastí základovej dosky.



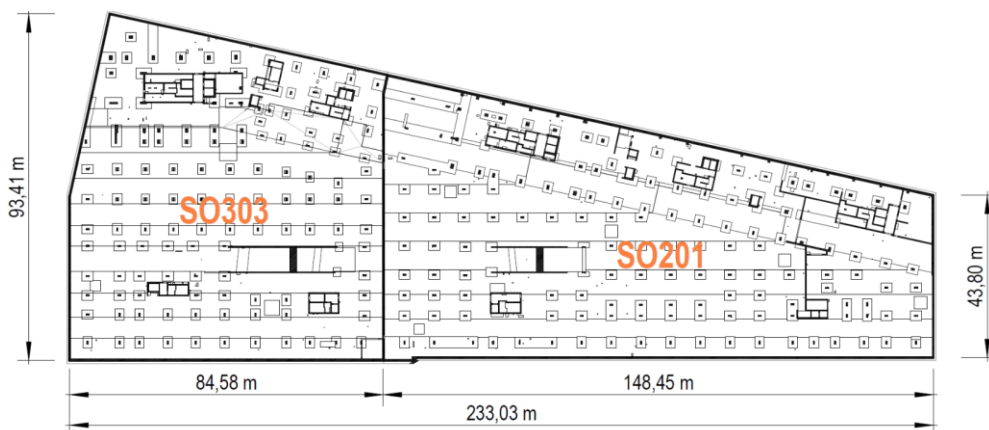
Obr.1 Vizualizácia projektu Downtown Yards. (zdroj: JTRE a.s.)

Nosnú konštrukciu podzemných podlaží tvorí kombinovaný železobetónový stĺpovostenový nosný systém s bezprievlakovými stropnými doskami so základným modulovým rastrom 7,6 x 8,1 m. Raster zvislých nosných prvkov je prispôbený parkovacím státiam. V miestach, kde sú nad podzemnou časťou navrhnuté nadzemné objekty, je zvislý nosný systém upravený tak, aby bol priebežný až po strechu nadzemných objektov, čím sa zabezpečí plynulý prenos zaťaženia od horných stavieb do základov.

Stĺpy podzemných garáží majú obdĺžnikový prierez s celkovými rozmermi 400 x 900 až 1000 x 1200 mm. Obvodové a vnútorné steny sú hrúbky 250 až 400 mm, steny jadriera pod nadzemnými časťami 250 až 300 mm.

Bezprievlaková stropná doska nad 2. a 3. podzemným podlažím má hrúbku 230 mm a je doplnená hlavicami celkovej hrúbky 300 alebo 350 mm okolo stĺpov a na koncoch stien. Pri návrhu výstuže stropnej dosky bola zohľadnená požiadavka na limitnú šírku trhlin 0,3 mm vrátane objemových účinkov. Bezprievlaková stropná doska nad 1.pp má v exteriérovej časti hrúbku 350 mm s hlavicami celkovej hrúbky 500 až 850 mm okolo stĺpov. Je zaťažená vrstvami zemného substrátu hrúbky 0,6 až 2,0 m, preto v miestach najväčšieho namáhania na pretlačenie boli navrhnuté dvojstupňové hlavice rozšírením prierezu stĺpov po obvode o 250 mm na výške 250 mm.

Maximálna hladina podzemnej vody pre riešené územie bola stanovená na kóte 134,50 m n. m., čo znamená maximálnu výšku vodného stĺpca približne 8,5 až 9,6 m nad úrovňou základovej škáry. Hydroizoláciu spodnej stavby tvorí štruktúrálna membrána. Jedná sa o fóliu opatrenú špeciálnou povrchovou úpravou, ktorá po chemickej reakcii s čerstvým betónom vytvorí celoplošné súdržné spojenie. Vďaka tomu sa voda v prípade poruchy nedostane medzi fóliu a základovú dosku, takže miesto priesaku vody na ŽB konštrukcii je totožné s miestom poruchy fólie.



Obr.2 Pôdorys podzemných podlaží objektov SO201 a SO303.

3 HORNÁ STAVBA

Stavebný objekt SO202 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet. Objekt má 17 nadzemných podlaží s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemné podlažia. Objekt je prepojený s komunikačným jadrom až po základovú dosku. Prvé a druhé podlažie je určené na obchodné a administratívne účely a zvyšné podlažia pre obytné účely.

Stavebný objekt SO203 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet. Objekt má pôdorysný tvar obdĺžnika a je rozdelený na tri trakty, kde každý trakt je s vlastným komunikačným jadrom prepojený až po základovú dosku. Bočné trakty majú 7 nadzemných podlaží, stredový ich má 9 a k tomu 3 podzemné podlažia. Prvé a druhé podlažie je určené na obchodné a administratívne účely a zvyšné podlažia pre obytné účely.

Stavebný objekt SO204 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet. Objekt má 20 nadzemných podlaží s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemné podlažia. Objekt je prepojený s komunikačným jadrom až po základovú dosku. Prvé a druhé podlažie je určené na obchodné a administratívne účely a zvyšné podlažia pre obytné účely.

Stavebný objekt SO304 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet. Objekt má 27 nadzemných podlaží s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemné podlažia. Objekt je prepojený s komunikačným jadrom až po základovú dosku. Prvé a druhé podlažie je určené na obchodné a administratívne účely a zvyšné podlažia pre obytné účely.

Stavebný objekt SO305 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet. Objekt má 8 a v zníženej časti 6 nadzemných podlaží s pôdorysom v tvare dvoch spojených obdĺžnikov a 3 podzemné podlažia. Vyšší objekt je prepojený s komunikačným jadrom až so základovou doskou. Komunikačné jadro nižšej časti nie je priebežné po celej výške ale je pôdorysne uskočené medzi suterénnou a hornou stavbou. Prvé a druhé podlažie je určené na obchodné a administratívne účely a zvyšné podlažia pre obytné účely.

Stavebný objekt SO306 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet so stuzujúcim komunikačným jadrom spojeným so základovou doskou. Objekt je funkčne navrhnutý ako

polyfunkčná budova so siedmimi nadzemnými podlažiami s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemnými podlažiami.

Stavebný objekt SO307 tvorí železobetónový, dosko-stenový skelet so stužujúcim komunikačným jadrom spojeným so základovou doskou. Objekt je funkčne navrhnutý ako polyfunkčná budova s piatimi nadzemnými podlažiami s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemnými podlažiami.

Zvislé nosné konštrukcie vyššie uvedených objektov SO202, SO203, SO204, SO304, SO305, SO306 a SO307 tvorí monolitický železobetónový stenový systém s komunikačným jadrom v strede pôdorysu, na ktoré sa napájajú priečne železobetónové medzibytové steny. Medzi 1.PP až 3.NP sa mení zvislý nosný systém zo stĺpového v suteréne na stenový. Zmena nosného systému je riešená pomocou stĺpov rôznych rozmerov a pevnostných tried betónov, ktoré sa cez dve poschodia transformujú na obvodové a medzibytové steny. Hrúbky stien ako aj pevnostné triedy betónov sú po výške stavebných objektov odstupňované, t.j. hrúbka stien ako aj pevnostná trieda betónu stien sa po výške postupne znižuje.

Steny výtahových šacht, ktoré sú v styku so stenami bytov sú po celej nadzemnej výške objektu oddielované od okolitých stien a dosiek pre elimináciu prenosu hluku a vibrácií od výtahov.

Vodorovné nosné konštrukcie vyššie uvedených objektov tvoria monolitické železobetónové stropné dosky, ktoré sú obojsmerne nosné a majú hrúbku 200 mm. Nad 1. a 2. podlažím sa navrhujú hrubšie stropné dosky aj s lokálnym zhrubšením v rozmedzí 250 až 600 mm pre zabezpečenie optimálneho prechodu zo stĺpového na stenový systém. Strešné stropné dosky sa navrhujú hrúbky 300 mm.

Po obvode jednotlivých stavebných objektov sú pravidelne rozmiestnené lodžie a balkóny. Časť balkónových dosiek je navrhnutá ako monolitická, časť ako prefabrikovaná. Tieto dosky sú navrhnuté hrúbky 180 mm a budú so stropnou doskou prepojené pomocou izolačných nosných prvkov na prerušenie tepelných mostov (isokorbov).

Schodiská objektov sa navrhujú doskové železobetónové s prefabrikovanými ramenami s hrúbkou dosky 150 až 170 mm a monolitickými podestami a medzipodestami hrúbky 200 až 250 mm.

Na strechách objektov sa pre strojovne vzduchotechniky navrhujú oceľové konštrukcie, ktoré slúžia k oplášteniu a zakrytiu technológií.

Stavebný objekt SO205 tvorí železobetónový, stĺpový skelet so stužujúcim komunikačným jadrom spojeným so základovou doskou. Objekt je funkčne navrhnutý ako polyfunkčná budova so 4 nadzemnými podlažiami s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemnými podlažiami.

Zvislé nosné konštrukcie tvorí monolitický železobetónový stĺpový systém s komunikačným jadrom v strede pôdorysu. Stĺpy sú navrhnuté štvorcového prierezu 400 x 400 mm. Steny majú hrúbku 200 mm a 250 mm.

Vodorovné nosné konštrukcie tvoria monolitické stropné dosky bezprievlakové, hrúbky 220 mm s hlavicami hrúbky 300 mm. Po obvode stropných dosiek sú navrhnuté obvodové nosníky, ktoré slúžia na prichytenie fasády. Strešná stropná doska je hrúbky 270 mm s hlavicami 350 mm.

Stavebný objekt SO206 tvorí drevený skelet so stužujúcim železobetónovým komunikačným jadrom spojeným so základovou doskou. Objekt je funkčne navrhnutý ako detské centrum s tromi nadzemnými podlažiami s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemnými podlažiami.

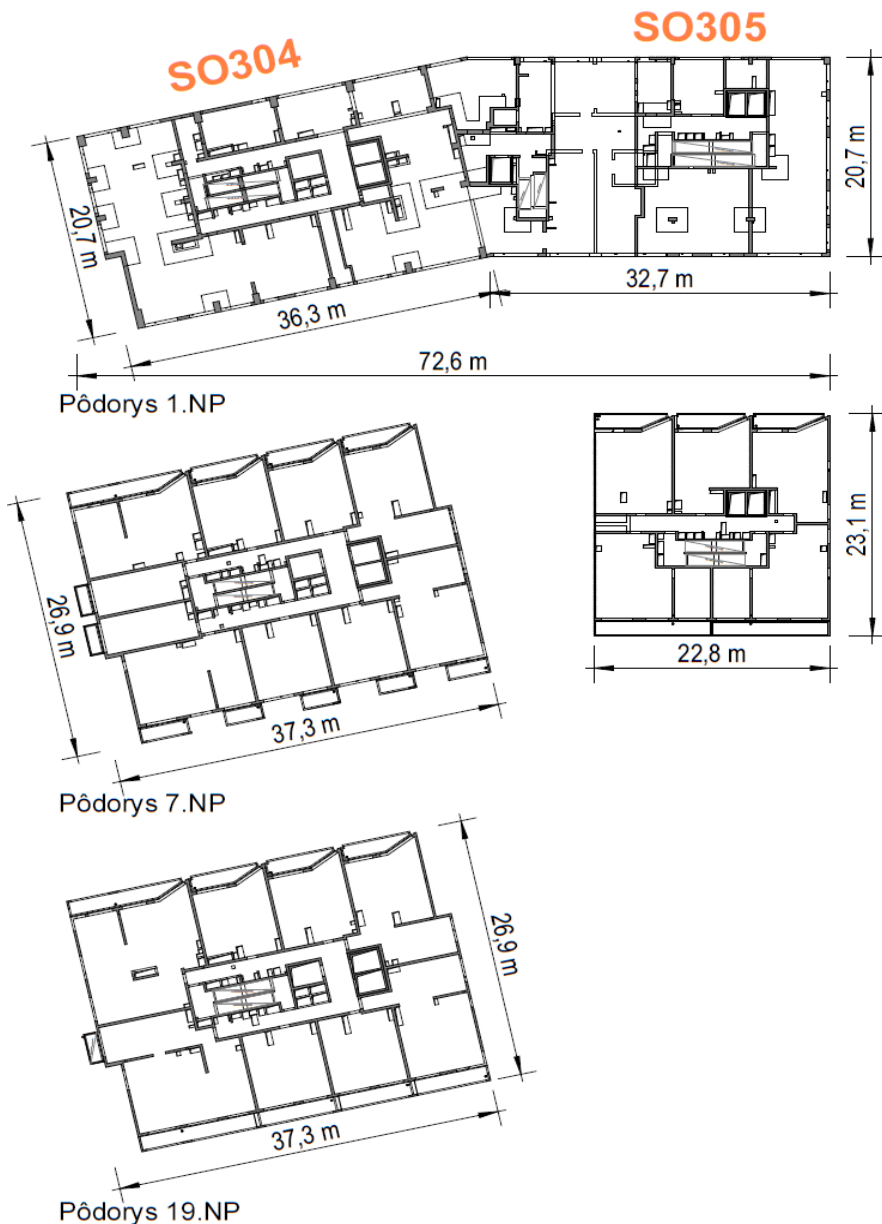
Stavebný objekt SO207 tvorí železobetónový, stĺpový skelet so stužujúcim komunikačným jadrom spojeným so základovou doskou. Objekt je funkčne navrhnutý ako polyfunkčná

budova s tromi nadzemnými podlažiami s pôdorysom v tvare obdĺžnika a 3 podzemnými podlažiami.

Zvislé nosné konštrukcie tvorí monolitický železobetónový stĺpový systém s komunikačným jadrom v strede pôdorysu. Stĺpy sú navrhnuté štvorcového prierezu 350 x 350 mm. Steny majú hrúbku 200 a 250 mm.

Vodorovné nosné konštrukcie tvoria monolitické stropné dosky bezprievlakové, hrúbky 220 mm s hlavicami hrúbky 300 mm. Po obvode stropných dosiek sú navrhnuté obvodové nosníky, ktoré slúžia na prichytenie fasády. Strešná stropná doska je hrúbky 270 mm s hlavicami 350 mm.

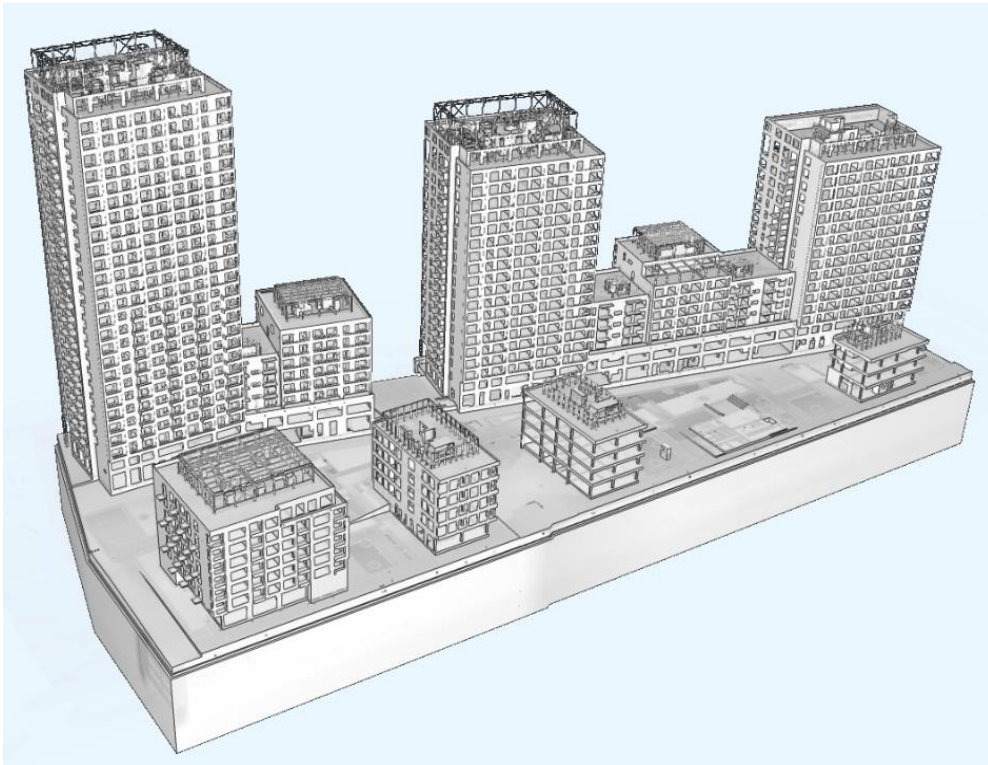
A1



Obr.3 Schémy tvarov podlaží objektov SO304 a SO305

4 VYUŽITIE BIM PRI PROJEKTOVANÍ

A1



Obr.4 Model nosnej koštrukcie vytvorený technológiou BIM.

Pri projekčných prácach bola plne využitá technológia BIM (Building Information Modeling) už od stupňa dokumentácie pre stavebné povolenie, a to zdieľaním jedného spoločného modelu medzi projektantmi architektúry a statiky, resp. ostatnými profesiami technických zariadení. Všetky koštrukcie boli modelované tak, aby bolo jasné rozhranie medzi nosnou a nenosnou časťou. V časti projektu statiky sa cez nastavenia (view templates, filters, worksets...) zobrazovali iba nosné časti a ich popisy. Jedná sa o metódu, ktorá je najrýchlejšia a najjednoduchšia z hľadiska výsledku. Zapracovanie každej stavebnej úpravy je okamžite zdieľané medzi architektúrou a statikou. Použitím BIM sa výrazne zvýšila efektivita a rýchlosť obojstrannej výmeny dát a ich posudzovania aj vďaka priamemu importu geometrie nosnej koštrukcie do výpočtového programu.

MOBILE MULTIFUNCTIONAL REINFORCED CONCRETE SHELTERS THAT CAN BE ERECTED QUICKLY

A1

*Yevhenii Klymenko¹, Vladyslav Shekhovtsov², Andrii Duzhak³, Yuliia Somina⁴,
Iryna Grynyova⁵*

ABSTRACT

Article is devoted to development of reinforced concrete structures, which are able to withstand the explosive actions. The modular reinforced concrete structure of the shelter is a building made of individual prefabricated panels, which are connected by means of steel embedded parts by welding. There are considered different types of shelters in the paper: basic shelter model, shelter at a public transport stop, street café, shelter for provision of medical assistance on the front area. Consequently, all this needs demanded different constructive solutions, which are highlighted in the work. Methodology and results of tests of samples in real conditions are given and analyzed.

1 INTRODUCTION

Taking into account military state, creation of modulus shelters is very relevant issue for Ukraine and other countries, which have the same problems. In this regard in LLC "ZSU SHIELD" with the involvement of employees of the department of Reinforced concrete structures and transport facilities developed "Project solutions of an experimental protective structure of a modular shelter from large-sized reinforced concrete elements." The modular reinforced concrete structure of the shelter is a building made of individual prefabricated panels [1], which are connected by means of steel embedded parts by welding. The panels are divided into foundation slabs, cover panels, side wall panels and transverse walls-diaphragms (Fig. 1).

¹ ScD, Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, 4, Didrihsona Str., 65029, Odesa, Ukraine, tel.: +38(067)5301140, e-mail: klymenko@odaba.edu.ua

² PhD, Associated Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, 4, Didrihsona Str., 65029, Odesa, Ukraine, tel.: +38(093)5705507, e-mail: v.shekhovtsov@odaba.edu.ua

³ Head of the "ZSU SHIELD" Limited Liability Company, 21, Radisna Str., 65076, Odesa, Ukraine, tel.: +38(096)9366421, e-mail: andreiduzhak@gmail.com

⁴ PhD, Associated Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of Metal, Wooden and Plastic Structures, 4, Didrihsona Str., 65029, Odesa, Ukraine, tel.: +38(093)5513280, e-mail: syomiuna@odaba.edu.ua

⁵ PhD, Associated Professor, Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Department of Architectural Structures, 4, Didrihsona Str., 65029, Odesa, Ukraine, tel.: +38(093)9799301, e-mail: grynyova@odaba.edu.ua

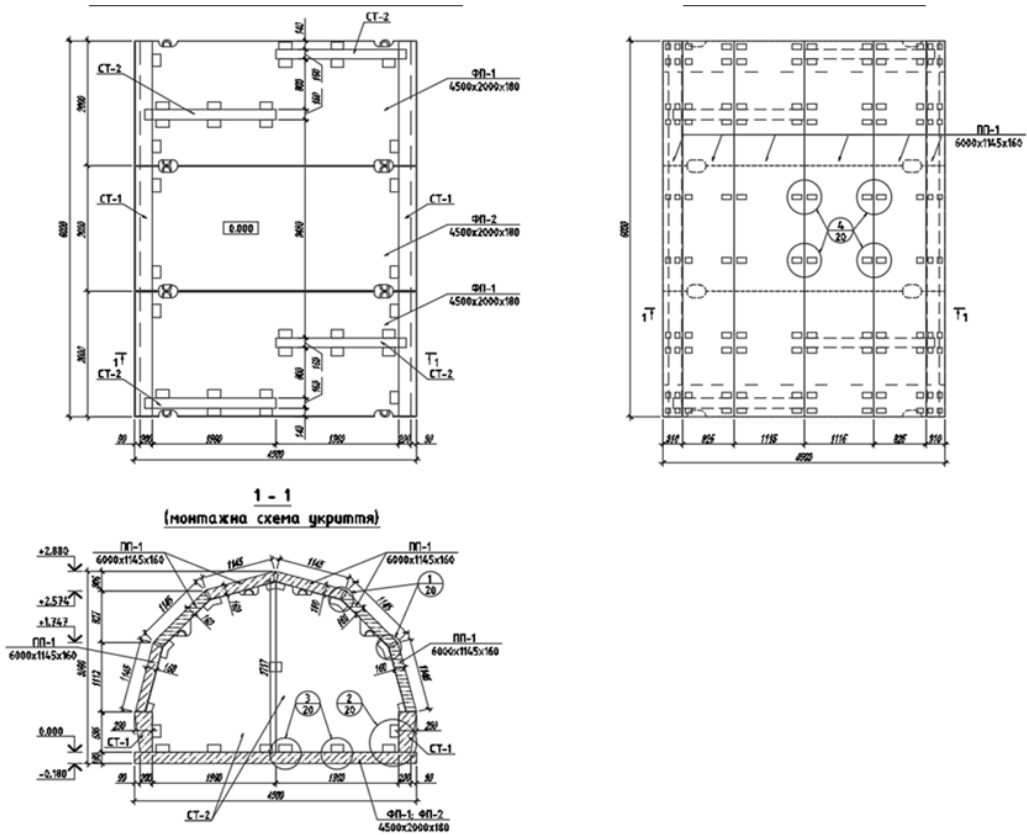


Fig. 1: General layout of the shelter

Welding of all embedded parts of individual elements ensures compatible spatial operation of the structure and sufficient rigidity [2]. As concrete, heavy concrete was used with the use of a crushed stone fraction of 5-10 mm and the addition of metal fiber in the amount of 50 kg/m^3 .

2 SHELTER TYPES

The base shelter section (Fig. 2) is intended for use on the battlefield and is used to protect personnel. To strengthen the protective properties, the building can be filled with soil (Fig. 3).

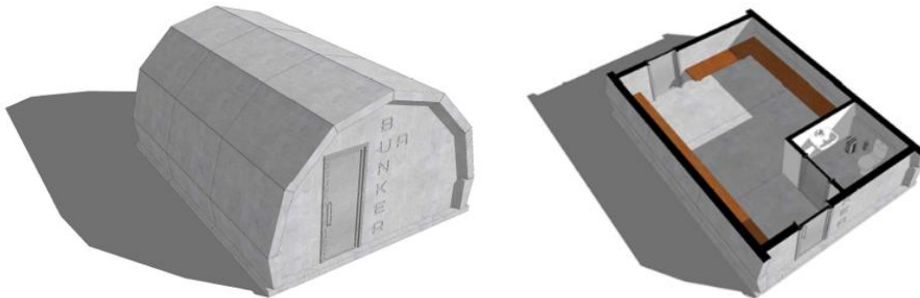


Fig. 2: Basic shelter model

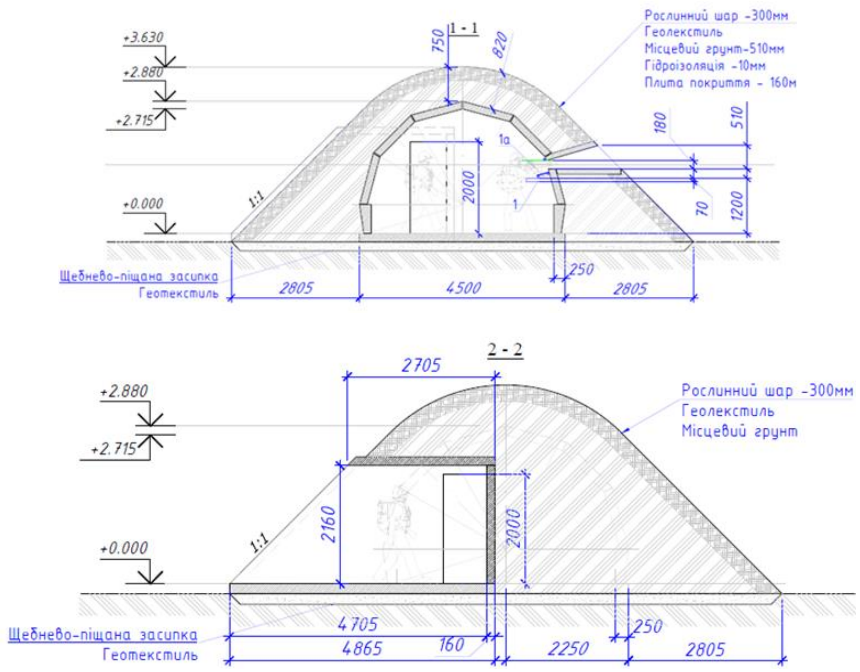


Fig. 3: Collapse of the shelter

The main purpose of the shelter is the temporary protection of the population from fragments and destroyed parts of buildings in crowded places, for example, at transport stops (Fig. 4, 5).

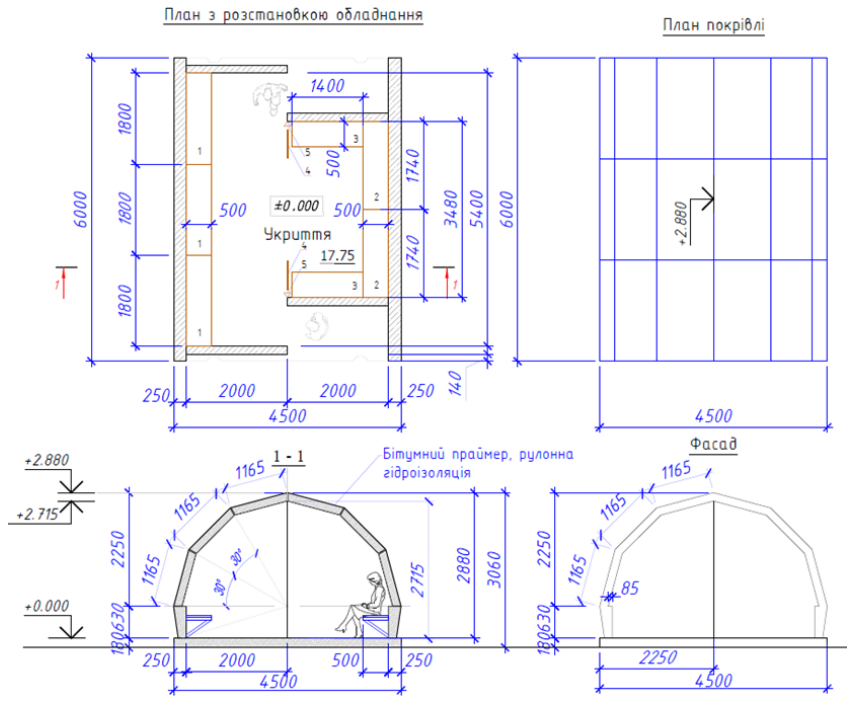


Fig. 4: Scheme of shelter at a public transport stop

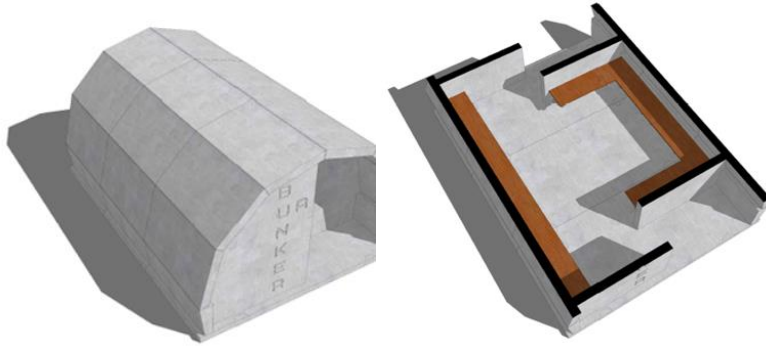


Fig. 5: View of shelter at a public transport stop

The shelter is designed in such a way that it can be used as a mobile resuscitation medical center (Fig. 6).

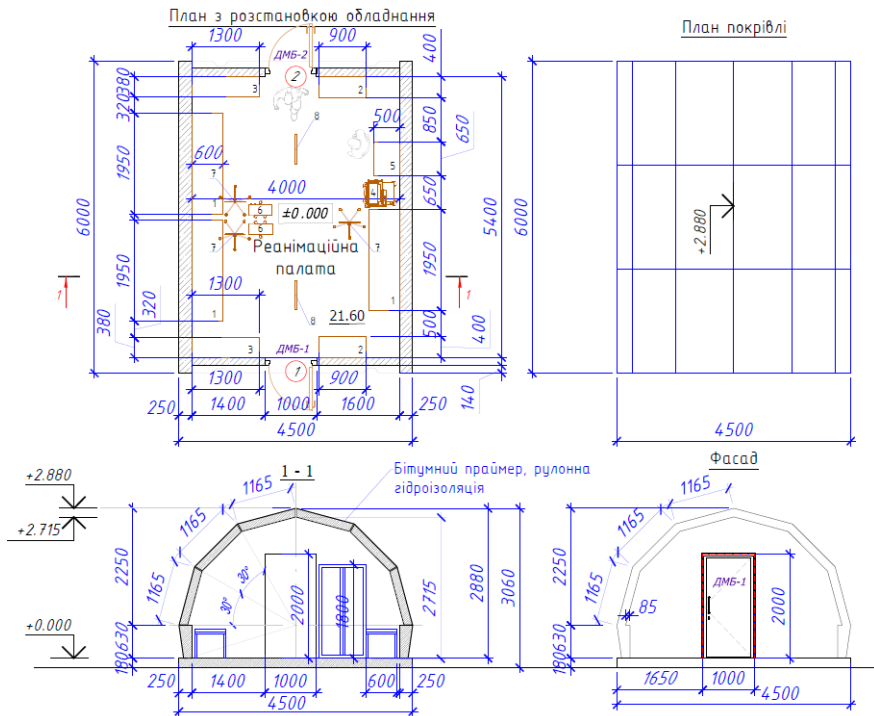
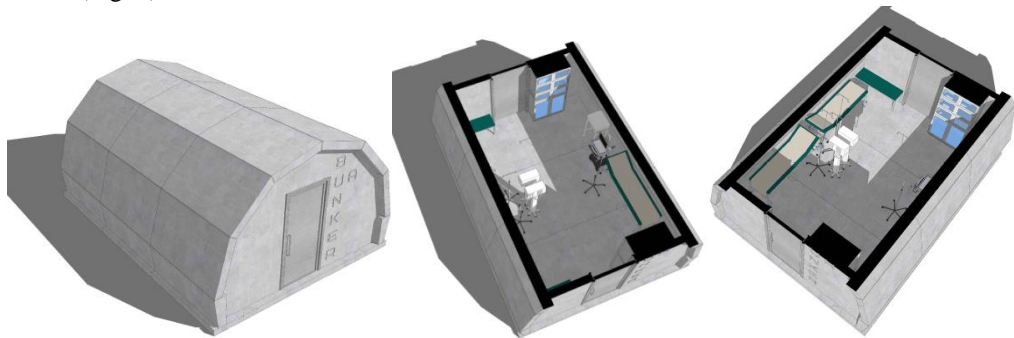
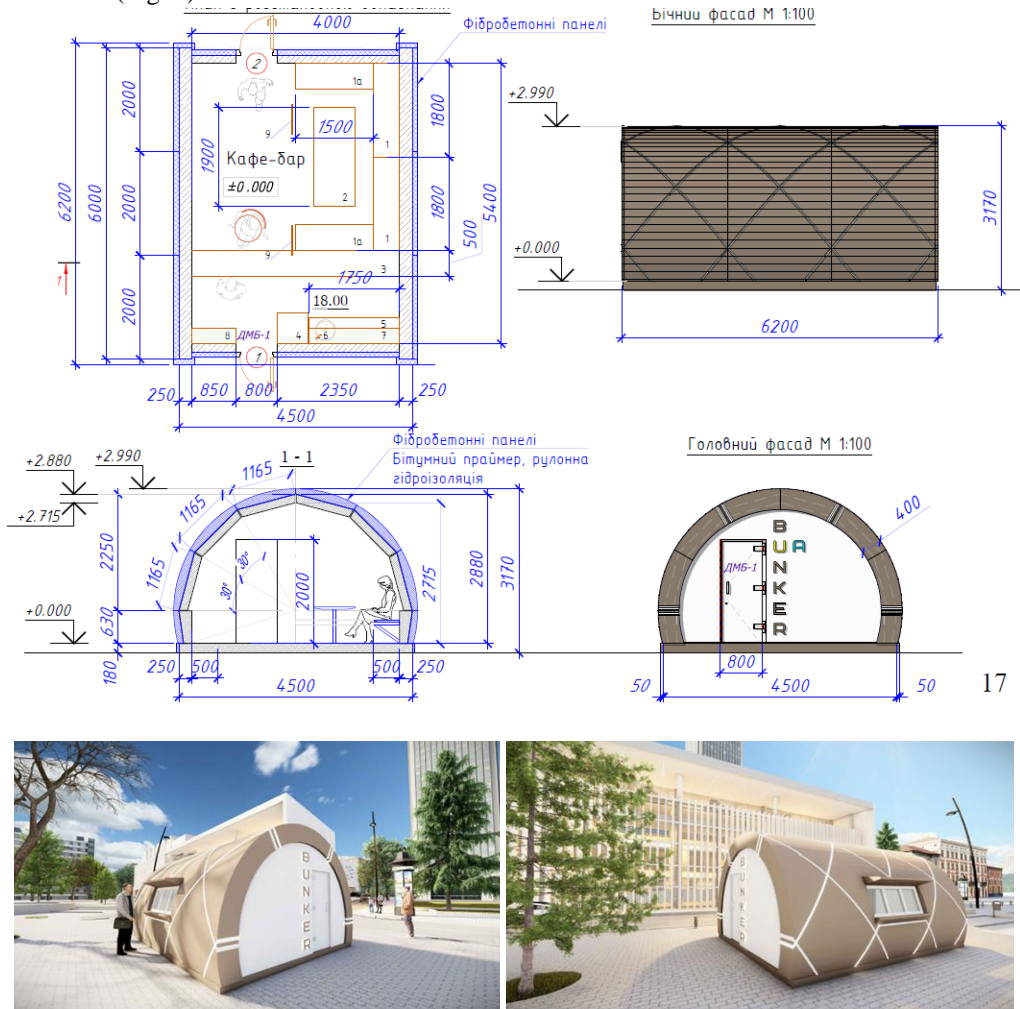


Fig. 6: Mobile resuscitation medical center

In peacetime, the buildings can also be easily adapted for different purposes, for example, a small cafe (Fig. 7).



A1



Fig. 7: Street cafe

2 TEST PLAN

In order to verify the fulfillment of the basic requirements for the shelter [3], namely: resistance to the effects of high-explosive munitions, a decision was made to conduct fire tests. Fire tests (photos of the test process are given below) were carried out by impacting a test sample of ammunition according to table. 1 in order of increasing load.

The experimental setup is two massive (blocks of basement walls 600 mm wide with embedded parts on top for fixing supports). Blocks were secured by anchors against shear in the horizontal direction. Metal supports welded from channel No. 16 are installed on each support (the calculated span of the plates is 5700 mm). The overall dimensions of the support are 300 (bottom) × 650 mm, the material is channel No. 16.

Tab. 1: Types of the tests

Stage	The name of the effect	Quantity
1	Detonation of a 120 mm mine type A-IX-2 OF26 at a distance of 1000 mm from a fragment of a building	1
2	Detonation of a 122 mm tank projectile at a distance of 1000 mm from a fragment of a structure	1
3	Detonation of a 155 mm cannon projectile at a distance of 1000 mm from a fragment of a structure	1

A1

2 CONCLUSIONS

The experimental fragment, which simulates the operation of the storage as a whole, provides protection against damage from a 120 mm mine of the type A-IX-2 OF26 at a distance of 1000 mm from the fragment of the structure and a 122 mm tank projectile at a distance of 1000 mm from the fragment of the structure. At the same time, damage occurs that is permissible by regulatory documents. The experimental fragment, which simulates the operation of the storage as a whole, provides protection against damage from a 120-mm mine of the OF 843 type at a distance of 1000 mm from the fragment of the structure and a 125-caliber A-IX-2 tank projectile at a distance of 1000 mm from the fragment of the structure. At the same time, there are damages that are permissible according to regulatory documents. Further explosive impact on the model led to its destruction.



Fig. 8: Destroyed test specimens

References

- [1] STN B.2.6-98:2009: *Concrete and reinforced concrete structures. Basic statements*: Ministry of Regional Construction of Ukraine. Kyiv. 2009.
- [2] STN EN 12062:2005: *Control of welded joints is non-destructive. General rules for metallic materials*: State consumer standard of Ukraine. Kyiv. 2007.
- [3] STN B.2.2-5:2023: *Protective buildings of civil defense*: Ministry of Development of Communities, Territories and Infrastructure of Ukraine. Kyiv. 2023.

Sekcia A2

BETÓNOVÉ MOSTY A TUNELY

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Jaroslav Halvoník, PhD.
prof. Ing. Martin Moravčík, PhD.

A2

MOST 28. ŘÍJNA V TÝNĚ NAD VLTAVOU

Jozef Babuliak¹ Adam Grman² Dávid Kuczik³ Lucia Miroškovná⁴

ABSTRAKT

Každý most má určitú životnosť, ktorá často závisí od pravidelnej údržby, opotrebovania a vonkajších podmienok. Niekedy však jeho životnosť môže byť kratšia, než sa pôvodne predpokladalo pri návrhu. To bol aj prípad mosta 28. října, známeho aj ako "Nový most" v Týně nad Vltavou, ev. č. 105-048c postaveného v roku 1965, ktorý spája starú časť mesta s Malou Stranou a prevádza cestu II/105 cez rieku Vltava. Z hlavnej mostnej prehladky vyplynulo, že most je v havarijnom stave, a preto bolo nutné pristúpiť k jeho celkovej rekonštrukcii, aby mohol naďalej slúžiť svojej funkcii. Rekonštrukcia pozostávala z odstránenia celej nosnej konštrukcie z predpätého betónu a sanácie, resp. zosilnenia spodnej stavby tvorenej dvoma piliermi a krajnými oporami.

A2

1 ÚVOD

Novo zrekonštruovaný trojpoľový most s dĺžkou 130 metrov prevádza cestu II/105 cez rieku Vltava, ktorá má zásadný význam pre dopravu v širšom regióne, konkrétne medzi Českými Budějovicami a Bechyní. Nový most bol zhotovený podľa štandardov Žltého FIDIC, tzv. metódou Design & Build, ktorá nie je bežná pri projektoch takéhoto rozsahu v Českej republike, ale pre investora znamenala výraznú úsporu času a financií. Rekonštrukcia prispela nielen k modernizácii mosta, ale aj k zlepšeniu funkčnosti okolia, keďže na moste pribudli aj dva cyklopruhy. Šírka mosta tak narástla z pôvodných 14,1 metra na súčasných 17,1 metra. Zohľadnená bola aj potreba plavebného gabaritu pod mostom pre plavbu lodí, vrátane tých s výškou 6 metrov. Pred demoláciou nosnej konštrukcie existujúceho mosta a výstavbou novej nosnej konštrukcie bolo nutné postaviť mostné provizorium s dĺžkou 120 m pre obojsmernú dopravu osobných automobilov do 3,5 t využívajúcich dočasnú obchádzkovú trasu.



Obr. 1: Pohľad na most v deň jeho spustenia do prevádzky

¹ Ing., SAGASTA, s.r.o., Novodvorská 14, 142 00 Praha, tel.: (+420) 607 082 781, e-mail: jozef.babuliak@sagasta.cz

² Ing., SAGASTA, s.r.o., Novodvorská 14, 142 00 Praha, tel.: (+421) 911 668 945, e-mail: adam.grman@sagasta.cz

³ Ing., SAGASTA, s.r.o., Novodvorská 14, 142 00 Praha, tel.: (+420) 720 053 341, e-mail: david.kuczik@sagasta.cz

⁴ Ing., SAGASTA, s.r.o., Novodvorská 14, 142 00 Praha, tel.: (+420) 607 081 780, e-mail: lucia.miroskynova@sagasta.cz

2 POPIS MOSTA A VÝSTAVBA

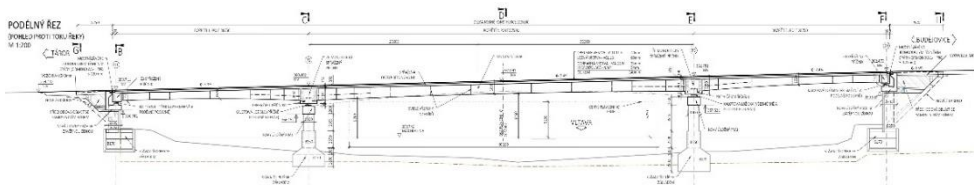
2.1 Zakladanie a spodná stavba

Most sa nachádza vo zvolnenom teréne, koryto rieky Vltava je v tejto oblasti priamo s minimálnym spádom a svahy koryta rieky sú spevnené. Pri prácach na spodnej stavbe bolo však nevyhnutné brať do úvahy to, že hladina podzemnej vody pri obidvoch brehoch priamo súvisí s hladinou vody toku a kolísava podľa vodného stavu z dôvodu silnej priepustnosti hrubých piesčitých riečnych sedimentov.

Pre potreby projektu bol vyhotovený geotechnický rešerš vo vybraných oblastiach. Geologické pomery sú jednoduché. Skalný podklad je tvorený biotiticko-sillimapitickými pararulami moldanubika. Pararula je v zdravom stave pomerne pevná hornina, miestami je prekremenená s nepravidelnými šošovkami. Skalný podklad je v menšej či väčšej miere pokrytý piesčitými riečnymi sedimentami, ktoré sú na pravom brehu prekryté navážkami.

Založenie krajných opôr a medziľahých pilierov v toku rieky Vltava je plošné. Základy existujúcich opôr sú vybetónované do studní z betónu triedy C 16/20 (B250). Výplňový betón studní je triedy C12/15 (B170).

Základy existujúcich pilierov sú z betónu triedy C12/15 (B170), resp. C 16/20 (B250). Krajné železobetónové opory O1 a O4 mosta boli odbúrané do potrebnej úrovne pre výstavbu novej nosnej konštrukcie a rozšírené na novú šírku mosta. Prepojenie existujúcich častí opôr s novovybudovanými časťami je zabezpečené cez vlepuvanú betonársku výstuž. Existujúce zavesené železobetónové krídla sú vzájomne prepojené na ich koncoch železobetónovými ťahadlami, ktoré ostali zachované aj v rámci rekonštrukcie mosta. Kvôli rozšíreniu nosnej konštrukcie pribudli na oporách nové zavesené železobetónové krídla šírky 500 mm. Medziľahlé piliere mosta P2 a P3 boli odbúrané po úroveň novovybudovaných úložných prahov. Betónový povrch a kamenný obklad pilierov boli zasanované.

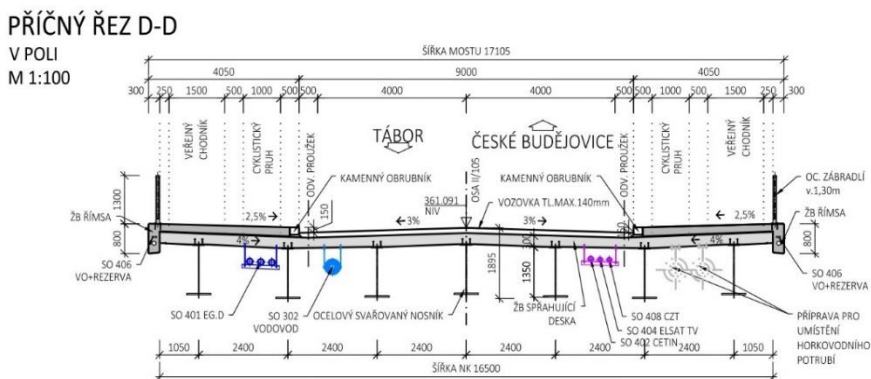


Obr. 2: Pozdĺžny rez v osi mosta

2.2 Nosná konštrukcia

Nová nosná konštrukcia bola navrhnutá ako oceľobetónová spriahnutá konštrukcia. Dĺžka premostenia je 113,73 m a rozpätie jednotlivých polí mosta je 28,75 + 57,50 + 28,75 m. Dĺžka polí je daná zachovanou spodnou stavbou mosta a geometriou pôvodného mosta, kde stredné pole bolo tvorené dvoma vahadlami spojenými v strede rozpätia kĺbom. Priečny rez mosta je tvorený siedmymi oceľovými nosníkmi tvaru I, ktoré sú spriahnuté železobetónovou doskou hrúbky 300 mm. Spriahnutie je zabezpečené pomocou oceľových spriahajúcich trňov priemeru 19 mm a výšky 150 mm v rastru 100 a 150 mm a v počte trňov v priečnom smere nosníka 2, resp. 3 kusy. Steny nosníkov sú po dĺžke mosta vystužené zvislými tuhými výstuhami a v nadpodperových oblastiach prídavnými pozdĺžnymi výstuhami. Geometria nosníkov je v nadpodperových oblastiach tvorená nábehmi na nosníkoch. Výška nosníkov je premenná – od 1,0 m nad oporami až po 1,7 m nad piliermi. V strede rozpätia druhého poľa je výška nosníkov 1,35 m. Vzhľadom na značnú dĺžku stredného poľa pôsobí tak most štíhlym dojmom. Nosníky sú uložené na nových úložných železobetónových prahoch opôr a pilierov cez masívne železobetónové priečniky, vždy na dvojici

kalotových ložísk. Nosníky sú do krajných a medziľahých priečnikov votknuté, resp. spriahnuté s betónovým priečnikom pomocou spriahujúcich tŕňov a priečnej betonárskej výstuže. Materiál nosníkov je navrhnutý z konštrukčnej ocele triedy S355. Spriahujúca doska a priečniky sú z betónu triedy C30/37. Nosná konštrukcia je uložená na opory a piliere vždy na dvojicu kalotových mostných ložísk, ktoré sú uložené na betónových bločkoch. Pozdĺžna os ložísk je rovnobežná s osou nosnej konštrukcie. Všesmerné a pozdĺžne usmernené ložiská sú umiestnené na krajných oporách O1 a O4 a pilieri P3. Pevné ložisko a priečne usmernené ložisko sú umiestnené na pilieri P2.



Obr. 3: Priečný rez mosta v poli

2.3 Postup výstavby mosta

Po demolácii nosnej konštrukcie pôvodného mosta a odbúrání častí opôr O1 a O4 a horných častí pilierov P2 a P3, boli na opory a piliere mosta vybetónované nové úložné prahy. Samotná oceľová konštrukcia bola zložená z 28 hlavných dielcov, ktoré boli osadené na dočasné podperné skruže a úložné prahy medziľahých železobetónových priečnikov pomocou autožeriavu s nosnosťou 550 ton. Maximálna dĺžka dielcov dosahovala 31,5 metra. Váha jednotlivých dielcov bola v rozmedzí 12-15 ton. Dočasné podperné skruže boli navrhnuté pri oporách O1 a O4 a približne v strede rozpätia hlavného poľa. Montážny styk dielcov nosníkov hlavného poľa bol v mieste podpernej konštrukcie. Medziľahlé priečniky boli vybetónované v dvoch etapách. Prvá etapa zahŕňala betonáž dolnej časti priečnika s prierezom tvaru obráteného „T“, ktorá slúžila pre osadenie a rektifikáciu nosníkov. Táto časť bola vybetónovaná na úložnom prahu piliera, ktorý by v prefabrikovanom variante, z dôvodu veľkej hmotnosti, nebolo možné uložiť pomocou autožeriavu na úložný prah. V montážnom štádiu boli priečniky podopreté na úložných prahoch cez zdvíhacie zariadenia, ktoré používajú klinový mechanizmus na vytvorenie zdvihovej sily. Dolná časť priečnika bola taktiež zabezpečená proti preklopeniu z nesymetrického osádzania nosníkov pomocou oceľových ťahadlových tyčí priemeru 36 mm, ktoré boli po dokončení odstránené. V čase betonáže medziľahých priečnikov boli oceľové nosníky v nadpodperových oblastiach navzájom zopnuté demontovateľnými spínacími tyčami 4xM20. V druhej etape boli priečniky vybetónované po dolnú úroveň spriahujúcej dosky. Postup výstavby nosnej konštrukcie prebiehal v niekoľkých fázach a to nasledovne. V prvej fáze boli vybetónované časti medziľahých priečnikov tvaru obráteného „T“. V druhej fáze boli osadené a zvarované oceľové nosníky, vrátane dočasných demontovateľných priehradových stužení pre zabezpečenie proti klopeniu nosníkov. V tretej fáze boli dobetónované medziľahlé priečniky – ich druhá etapa. V štvrtej fáze bola vybetónovaná spriahujúca doska v nadpodperových oblastiach na dĺžke 18,5 m. V piatej fáze nasledovala betonáž krajných priečnikov na oporách O1 a O4 spolu s doskami krajných poli č. 1 a č. 3. V šiestej fáze bola vybetónovaná doska hlavného poľa č.2. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti betónu spriahujúcej dosky bola následne odstránená dočasná podperná konštrukcia nosníkov v druhom poli, čím došlo k zmene statickej schémy mosta.



Obr. 4: Pohľad na osadzovanie nosníka krajného poľa mosta

2.4 Príslušenstvo mosta

Mostný zvršok tvoria monolitické rímsy s kamennými obrubníkmi, ktoré boli zachované z pôvodného mosta. Obidve rímsy sú široké 4,05 m, pričom na každej z nich je situovaný verejný chodník a cyklopruh. Na rímsach je osadené mostné zábradlie s výškou 1,3 m. Vozovka na moste je trojvrstvová, s hrúbkou 135 mm. Osvetlenie mosta je zabezpečené pomocou verejného osvetlenia. V zvislých častiach ríms sú vedené chráničky inžinierskych sietí. Pod nosnou konštrukciou mosta medzi nosníkmi je vedené zavesené vodovodné potrubie s priemerom 355 mm a chráničky na vedenie inžinierskych sietí cudzích správcov, ktoré sú uchytené systémom nosníkov a závesov. Most má predpripravené zabetónované prestupy v oporách pre možné vedenie teplovodu v budúcnosti. Súčasťou mostného príslušenstva sú aj plavebné znaky, ktoré sú uchytené na rímsach. Most je vybavený mostnými závermi s jednoduchým tesnením škár a protihlukovou úpravou. Pre splnenie požiadavky investora na zaistenie vysokej životnosti a mechanickej odolnosti boli použité špeciálne kombinované, tzv. hybridné oceľové profily. Mostné závery majú tvar sínusoidy. Dilatačný rozsah obidvoch mostných záverov je 120 mm.

3 STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza mosta bola prevedená v programoch Scia Engineer a Midas Civil metódou konečných prvkov. Výpočtový model bol prevedený časovo závislou analýzou na presné vystihnutie správania sa konštrukcie vzhľadom na dané fázy výstavby nosnej konštrukcie. Vo fázovanom výpočte boli zohľadnené reologické zmeny materiálu v čase, postupná aplikácia zaťaženia a zmena okrajových podmienok podopretia konštrukcie v rámci jednotlivých fáz. Pre globálnu analýzu bol vytvorený roštový model pozostávajúci z prútvových 1D prvkov. Vzhľadom na to, že sa jedná o viacpoľovú konštrukciu, bolo potrebné správne vystihnúť tuhostné charakteristiky konštrukcie v nadpodperových oblastiach mosta. Po prekročení ťahových napätí v betóne dôjde k potrhaniu betónovej časti spriahnutého prierezu, a je teda potrebné vo výpočtovom modeli uvažovať so zmenou tuhosti prierezu a konštrukciu tak modelovať s potrhánym prierezom pre optimálne prerozdelenie vnútorných síl na konštrukcii. Návrh spriahnutia oceľových nosníkov s betónovou doskou bol vyhodnotený na modeli s nepotrhaným prierezom. Posúdenie kritických prierezov a výpočet nadvýšenia konštrukcie bol vyhodnotený na modeli s potrhánym prierezom. Vplyv spriahnutia, resp. rozdielnych materiálov bol aplikovaný v pracovnom súčiniteli zohľadňujúcom pomer modulov pružnosti jednotlivých materiálov prierezu v závislosti od času. Na posúdenie

oceľových nosníkov na vplyv vydúvania stien a zabezpečenie nosníkov proti preklopeniu v montážnom stave, v súvislosti s postupnou betonážou spriahujúcej dosky, bol vytvorený priestorový dosko-stenový model. V rámci tohto modelu boli nosníky posúdené vo všetkých montážnych fázach, vrátane nesymetrickej betonáže ríms. Debnenie ríms bolo kotvené do stien a dolných pásníc nosníkov a vyvolávalo lokálne namáhanie stien a klopenie nosníkov. Tieto namáhania boli zachytené zvislými výstuhami stien krajných nosníkov a dočasnými priečnymi stuženiami medzi nosníkmi. Na základe priestorového dosko-stenového modelu bol vyhodnotený aj priečny smer nosnej konštrukcie zohľadňujúci priečny roznos zaťaženia a následne návrh priečnej betonárskej výstuže dosky. Analyzovaný bol vplyv všetkých prípustných zaťažení na konštrukciu – stále zložky zaťaženia, vplyv reologických vlastností materiálu na konštrukciu (dotvarovanie a zmrašťovanie), zaťaženie teplotou – rovnomerná zložka teploty a zvislá zložka teploty s nelineárnymi účinkami (postup 2), zaťaženie vetrom, zaťaženie dopravou (zaťažovacie modely LM1, LM2 a LM3), únavové zaťažovacie modely (FLM1 a FLM3), vplyv nerovnomerného sadania podpier, technologické a montážne zaťaženie počas realizácie mosta a iné. Všetky časti mosta boli posúdené v rozhodujúcich fázach a prierezoch, vrátane deformácií a z toho vyplývajúcich nadvýšení oceľových nosníkov. Celkové nadvýšenie nosníkov bolo 185 mm.

4 STATICKÁ ZAŤAŽOVACIA SKÚŠKA

V rámci projektu a statického posúdenia konštrukcie bola vypracovaná statická zaťažovacia skúška, ktorá pozostávala iba zo zaťaženia stredného poľa. Na zaťaženia poľa sa použili štvornápravové nákladné vozidlá, umiestnené zadnými nápravami smerom do stredu mostného poľa. Každé naložené vozidlo malo celkovú hmotnosť 32 ton, ktorá bola pred skúškou overená na váhe. Priehyby nosnej konštrukcie boli merané totálnou stanicou na dolných pásniciach vybraných oceľových nosníkov vo všetkých mostných poliach a presnou niveláciou na povrchoch chodníkov. Dosiahnuté účinnosti tiaže zaťaženia, ohybových momentov a priehybov sa približovali hodnote 0,8, ktorá zodpovedala rozmedziu normového rozpätia (0,5-1,0). Na základe vyhodnotenia statickej zaťažovacej skúšky bol rozdiel medzi vypočítaným a nameraným priehybom stredného poľa približne 5%.

Tab. 1: Tabuľka s hodnotami účinnosti

ZSI	Vyšetřovaný místo	Tiaž zatížení - Q			Ohybovej moment - M			Smyková síla - V			Průhyb - z		
		Norm.	Zkouš.	Účin.	Norm.	Zkouš.	Účin.	Norm.	Zkouš.	Účin.	Norm.	Zkouš.	Účin.
		[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[%]	[kN]	[kN]	[%]	[mm]	[mm]	[%]
	pilíř P2	-	-	-	-4497	-2282	0.51	1180	294	0.25	-	-	-
	pole č. 2	5598.8	3200	0.57	5158	3467	0.67	-	-	-	107.6	82.1	0.76
	pilíř P3	-	-	-	-4497	-2282	0.51	-1180	-294	0.25	-	-	-

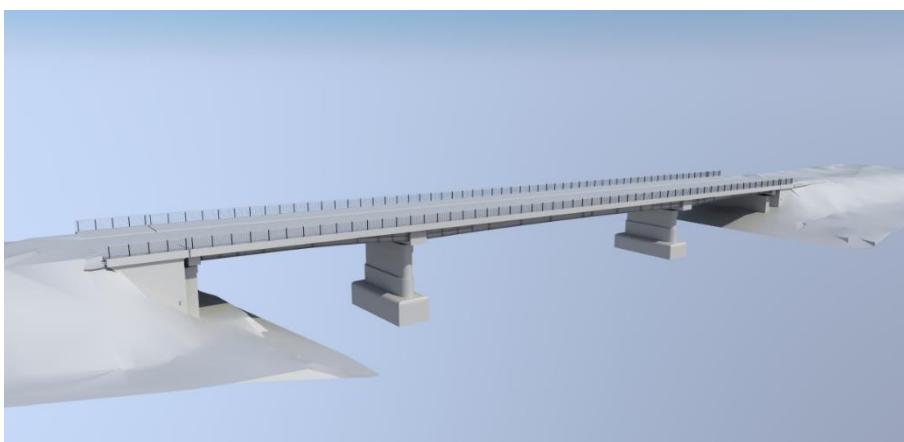


Obr. 5: Pohľad na statickú zaťažovaciu skúšku mosta – súprava 10 vozidiel

5 BIM

V rámci kritérií v zmluve o dielo bolo zo strany investora požadované aj vyhotovenie digitálneho BIM modelu stavby. Pre projekt bol vypracovaný protokol pre tvorbu, odovzdanie a používanie informačného modelu a použitia metódy BIM. Tento dokument vznikol na podklade v súlade s metodikami vydanými Štátnym fondom dopravnej infraštruktúry a Českou agentúrou pre štandardizáciu. Ako podklad pre tento dokument bola využitá Metodika BIM protokolu pre zmluvný štandard FIDIC. Protokol slúži ako podpora koordinácie účastníkov výstavby pri informačnom modelovaní stavieb. Primárnym účelom Protokolu je zaistiť vytvorenie (celkových a dielčích) digitálnych modelov v realizácii a prevádzke diela, jeho údržby, opráv, úprav (vrátane rozšírení alebo prestavby) či odstránenia (vrátane akejkoľvek jeho súčasti alebo príslušenstva). Účelom protokolu je taktiež podpora spolupráce v rámci Projektového tímu a zavedenia spoločných štandardov, zásad spolupráce a pracovných metód. Protokol obsahuje ustanovenia, ktoré stanovujú pravidlá odovzdania digitálnych dát týkajúcich sa digitálneho modelu stavby DIMS.

A2



Obr. 6: Digitálny 3D model mosta

6 ZÁVER

Práce na demolácii nosnej konštrukcie pôvodného mosta a výstavbe novej nosnej konštrukcie mosta sa začali v roku 2022. Na výstavbe mosta sa podieľali spoločnosti zo skupiny VINCI Construction CS, s.r.o. (Eurovia CZ, a.s. a Stavby mostů, a.s.). Generálnym projektantom projekčných prác pre zhotoviteľa bola spoločnosť SAGASTA, s.r.o.. Celkové náklady na stavbu, ktorej investorom bol Juhočeský kraj boli približne 10 miliónov eur. Stavba bolo dokončená v stanovenom termíne a most bol slávnostne otvorený a spustený do prevádzky v júni v roku 2024.

Literatúra

[1] Dokumentácia DUSP, RDS, DSPS: SAGASTA, s.r.o., 2022/2023

RÝCHLOSTNÁ CESTA R3, TVRDOŠÍN – NIŽNÁ, STAVEBNÉ OBJEKTY MOSTOV 206, 210, 211, 212

Petr Svadbík¹ - Peter Buček² - Martin Kollár³

ABSTRAKT

Rýchlostná cesta R3 Tvrdošín – Nižná sa napája na existujúci obchvat Trstenej a je vedená zvlneným členitým terénom prevažne v extraviláne. Na konci úseku vedie po vetve križovatky a prostredníctvom privádzača Nižná sa pripája na súčasnú cestu I/59 cez okružnú križovatku pred vjazdom do Nižnej.

Na stavbe sa podieľajú ako investor Národná diaľničná spoločnosť a.s., ako zhotoviteľ združenie Hochtief SK sro., Poor sro. a Hydroekol sro., ako generálny projektant Geoconsult sro. a v subdodávke projektovej činnosti časti mostných objektov Link projekt SK sro.

Príspevok prezentoval technické riešenia mostov projektovaných firmou Link projekt SK sro. Dané mostné objekty naša projekčná kancelária navrhovala v stupňoch DSZ-DUR-DSP-DRS(DP) a zabezpečovala taktiež projektovú dokumentáciu časti mostných objektov pre zhotoviteľa DVP. V prípade troch mostov sa jedná o typické riešenie 3-5 poľových predpätých železobetónových dosiek/trámov v dĺžkach 97-155m. Pre SO200.02 sa jedná o integrovaný rám. V prípade SO211 sa jedná dvojpoľový komorový most budovaný pomocou technológie letnej betonáže cez rieku Oravu celkovej v dĺžke 196m.

1. ÚVOD

Firma Link projekt SK mala možnosť sa podieľať na projektoch časti mostných objektov rýchlostnej cesty R3 Tvrdošín – Nižná.

Projekčná činnosť (DUR-DSP-DRS(DP)) prebehla v období rokov 2004-2010. Celková dĺžka úseku predstavuje 5,6km (4,0km trasa R3, križovatkové vetvy 0,5km, privádzač 0,7km). Na danej stavbe je celkovo 98 stavebných objektov z toho 12 mostov. Budovaná je v polovičnom profile.

Výstavba rýchlostnej cesty začala 03/2021. Predpokladaný koniec výstavby 12/2024. Zmluvná cena diela 62 mil Eur bez dph.

1 Ing., PhD, Link projekt s.r.o., Makovského námestí 3147/2, 616 00 Brno, Česká republika
tel.: +420 539 090 012, e-mail: petr.svadbik@linkprojekt.cz

2 Ing., PhD, Link projekt SK s.r.o., Kapitulská 313/12, 97401 Banská Bystrica,
tel.: +421 484 716 021, e-mail: peter.bucek@linkprojekt.sk

3 Ing., Link projekt SK s.r.o., Kapitulská 313/12, 97401 Banská Bystrica,
tel.: +421 484 716 022, e-mail: martin.kollar@linkprojekt.sk



Obr. 1 – Umiestnenie stavby v ortofotomape

Mostné objekty v kompetencii Link projekt SK - charakteristiky zhrnuté v Tab. 1.

Tab. 1 – Prehľad stavebných objektov v kompetencii Link projekt SK

Názov SO	Rozpätie [m]	Počet polí	Šírka [m]	Typ konštrukcie	Postup výstavby
SO 200.02	32,0	1	6,9	Tyčové prefabrikáty	Montáž prefabrikátov
SO 206	26+35+26	3	15,2	Predpätý dvojtrám	Pevná skruž
SO 210	26+35+26	3	15,2	Predpätý jednotrám	Pevná skruž
SO 211	2 x 88	2	19,7 – 24,9	Predpätá komora	Letmá betonáž 15etáp + pevná skruž 2.etapy
SO 212	24+3x31+24	5	12,2 - 13,7	Predpätý dvojtrám	Pevná skruž, 2 etapy
SO231	92	-	17,5 (výška)	Zárubný múr, kotvený	3 etapový zárez

2. MOSTNÉ OBJEKTY SO 200.02, SO206, SO210, SO212

SO 200.02 Rekonštrukcia mostu nad Oravicou pri PD Žiarec

V priebehu výstavby daného mostu došlo 2x k odplaveniu ostrova na výstavbu stredového piliera podľa pôvodnej dokumentácie DRS. Po aktualizovaní údajov od SHMÚ a SVP oproti DRS sa pristúpilo ku koncepcnej zmene celého mosta. Miesto piliera v toku rieky sa pristúpilo k 1-položovému integrovanému mostu z tyčových prefabrikátov.

Nový most (DRS Zmena) nahradzujúci pôvodný z DRS (predpätá dosková konštrukcia o dvoch poliach, s pilierom v toku) prevádza miestnu komunikáciu ponad riečku 4. rádu Oravica. Prietóčne pomery riečky budú pod novým mostom vylepšené v porovnaní s jestvujúcim mostom.

Miestna komunikácia leží na moste v priamej s následnými smerovými oblúkmi. Niveleta na moste klesá v hodnote 0,5 % v celej dĺžke mosta. Priechy sklon vozovky je jednostranný 2,5 %. Celková dĺžka mosta 33,5, šírka mosta 6,9m.

DRS Zmena 1 : Most bol zhotovený z predpätých tyčových prefabrikátov votknutých do telesa opôr čím sa dosiahol integrovaný rámový most, bez ložísk a mostných záverov.

Nosná konštrukcia je tvorená 4ks vopred predpätých tyčových prefabrikátov IVP 2015 so skladobnou dĺžkou 29,7m a spriahujúcou doskou o hrúbke 0,25m. Nosná konštrukcia je votknutá do spodnej stavby – krajných masívnych opôr.

Založenie mosta je hĺbkové – na mikropilotách.

Postup výstavby predstavovala montáž nosníkov a následné zmonolitnenie na integrovanú konštrukciu.

Výstavba mostného objektu po DRS Zmena 1 prebehla bezproblémovo, bez zdržaní. Ukončenie výstavby jeseň 2024.



Obr.2– SO 200.02

A2

SO 206 Most na R3 v km 4.2 nad údolím s potokom a poľnými cestami

Most umožňuje prevedenie rýchlostnej cesty R3 nad údolím s Martinovým potokom situovanom v druhom mostnom poli a s novo vybudovanými poľnými cestami č.st. 122 v prvom poli a č.st. 123 v treťom mostnom poli. Rýchlostná cesta R3 leží na moste v ľavostrannom oblúku s $R = 806,5$ m. Niveleta na moste klesá v hodnote 0,87 % v celej dĺžke mosta. Priečny sklon vozovky je jednostranný 4,5 %. Cesta R3 bude len v polovičnom profile, teda bol vybudovaný len pravý most. Celková dĺžka mosta 98,7m, šírka mosta 15,2m.

Nosná konštrukcia je tvorená spojitou dvojtrámovou konštrukciou z predpätého betónu o 3-tich poliach s rozpätiami $26+35+26 = 87$ m. Priečny rez nosnej konštrukcie predstavuje dvojtrám o výške 2,0m, s osovou vzdialenosťou trávov 7,3m a konzolami o dĺžke 2,6-2,8m

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

Postup výstavby na pevnej skruži – v jednej etape.

Výstavba mostného objektu prebehla bezproblémovo, bez zdržaní. Ukončenie výstavby jeseň 2024.



SO 210 Most na vetve C v km 0.3 nad údolím s potokom a poľnou cestou

Most premostuje potok bez ich ďalšej úpravy v šikmom krížení a lokálnou poľnú cestu. Vetva C leží na moste v prechodnici a pravotočivom oblúku s $R = 90$ m. Niveleta na moste je v zostupnici so sklonom $-6,00\%$. Celková dĺžka mosta $98,8$ m. Šírka mosta je premenná $9,0 - 10,0$ m. Priečny sklon vozovky je jednostranný premenný $1,8$ až $4,0\%$.

Nosná konštrukcia je tvorená spojenou jednotrámovou konštrukciou z predpätého betónu o 3-tich poliach s rozpätiami $26 + 35 + 26 = 87$ m. Priečny rez nosnej konštrukcie predstavuje jednotrám o výške $1,75$ m, a konzolami o dĺžke $3,0-3,5$ m

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

Postup výstavby na pevnej skruži – v jednej etape.

Výstavba mostného objektu prebehla bezproblémovo, bez zdržaní. Ukončenie výstavby jeseň 2024.

A2



Obr. 4 - SO210 – Počas výstavby

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

Most prevádza Privádzač „Nižná“ (pokračovanie vetvy A) ponad jestvujúcu cestu I/59, neelektrifikovanú železničnú trať a poľnú cestu. Privádzač „Nižná“ (pokračovanie vetvy A) leží na moste najskôr v ľavotočivej prechodnici, následne v pravotočivej prechodnici s nadväzujúcim pravotočivom oblúkom s $R = 350$ m. Most sa nachádza vo výškovom oblúku $R=2500$ m, niveleta na moste stúpa s premenným sklonom. Celková dĺžka mosta $154,7$ m. Šírka mosta je premenná $9,0 - 10,6$ m. Priečny sklon vozovky je jednostranný, na moste sa preklápa z ľavostranného $3,22\%$ na začiatku mosta až na pravostranný $3,00\%$ na konci mosta.

Nosná konštrukcia je tvorená spojitou jednotrámovou konštrukciou z predpätého betónu o 5-tich poliach s rozpätiami $24,5+3\times 31+24,5=142$ m. Priečny rez nosnej konštrukcie predstavuje nábehovaný jednotrám o výške 1,5m, a konzolami o dĺžke 3,8-4,5m

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

Postup výstavby na pevnej skruži – dve etapy.

Výstavba mostného objektu prebehla bezproblémovo, bez zdržaní. Ukončenie výstavby jeseň 2024.



Obr. 5 - SO 212

A2

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

Most umožňuje premostenie rieky Orava a jej inundačného územia nachádzajúceho sa medzi jestvujúcou zemnou hrádzou a ľavým strmým brehom. Inundácia rieky Orava spolu s protipovodňovou hrádzkou sú situované v prvom mostnom poli, v druhom poli sa nachádza rieka Orava. Na korune ľavého strmého brehu rieky Oravy sa nachádza prejazd poľnohospodárskej techniky.

Privádzač "Nižná" (časť stavby 105) je v základnom usporiadaní navrhnutý ako dvojpruhová smerovo nedelená komunikácia voľnej šírky 9,0 m a návrhovej rýchlosti $V_n = 60$ km/h. Šírko-vo zodpovedá za mostom v km 0,696 856 nadväzujúcej úprave križovatkovej vetvy A (časť stavby 103). V mieste mosta sa k privádzači pripájajú a odpájajú pruhy vetvy C a D (časť stavby 103), na moste je základné dvojpruhové usporiadanie rozšírené na štvorpruhové. Privádzač „Nižná“ a vetva A je v úseku mosta smerovo vedená v priamej. Niveleta na moste sa nachádza v údolnicovom oblúku o polomere $R = 5\ 500$ (km 0,590 747) a nadväzujúcej vzostupnici s hodnotou stúpania 4,0%.

Nosná konštrukcia predstavuje komorový betónový predpätý most o dvoch poliach s pozdĺžnym nábehom. Jedná sa o dvoj-poľovú staticky neurčitú konštrukciu o rozpätí $88,0 + 88,0$ zloženú z jedného dilatáčného celku. Na vnútornom pilieri P2 je uloženie konštrukcie v pozdĺžnom smere navrhnuté ako monolitické, pevné a na krajných oporách pozdĺžno-posuvné. V priečnom smere je vždy ložisko vľavo všesmerové, vpravo pozdĺžno-jednosmerné. Teplotná os sa nachádza v mieste uloženia na pilieri P2, teda dilatácia pôsobí symetricky na obe strany.

Priečny rez mosta tvorí jednokomorový prierez s konzolami 6,0m podporovanými vzperami. Výška komory je premenná od 3,2 m v poli po 6,6 m nad vnútorným pilierom. Betón nosnej konštrukcie C 35/45. Vzhľadom na tvar a typ konštrukcie bolo navrhnuté pozdĺžne aj priečne predpätie (pri Op3) Pozdĺžne predpätie je tvorené kombináciou vnútorných konzolovitých a hupových káblov, ako aj vonkajšími káblami umiestnenými v komore mosta. Ponechali sa rezervné dráhy na prípadné ďalšie predpätie, pre prípad že by sa taká nutnosť počas doby životnosti mosta prejavila.

Spodná stavba zahŕňa dve krajné opory a stredovú podporu. Opory tvoria neodstupňované úložné prahy, driek, základy a rovnobežné krídla. Pilier je tvorený stenovým prvkom tvarovaného prierezu. Pilier je uložený na obdĺžnikovom základe Zvislá predpínacia ukotvovacia výstuž je navrhnutá v priečniku P2 s prechodom do piliera P2. Dráha kanálikov ide zvisle z horného povrchu mostovky skrz priečnik do piliera, kde pomocou smyčky sa vracia k mostovke.

Založenie mosta je navrhnuté ako hĺbkové na mikropilótach. Postup výstavby predstavovala kombinácia letmej betonáže (zárodok 12m + 2x15 etáp, dĺžka lamely 4,0m), cyklus letmej betonáže 10(14) dní a dobetonávok dĺžky 22m (pri krajných oporách) na pevnej skruži. Priečny rez mosta budovaný na 3 etapy (spodná doska, steny a vzpery, horná doska). Použitý betónovací vozík DOKA. Následné dobetonávky nosnej konštrukcie pri OP1 a 3 boli budované na pevnej skruži.

Mierne zdržanie výstavby mostného objektu predstavovala komplikácia stability pre kotvený svah pod Op3. Ukončenie výstavby zima 2024.



Obr. 6 – SO211 Zárodok s 2 etapou letmej betonáže



Obr. 7– SO211 Najväčší výsun vozíkov letmej betonáže

A2



Obr. 7 – SO211 Odstránenie vozíkov letmej betonáže po poslednej etape



Obr. 8 – SO211

3. ZÁVER

Nová časť rýchlostnej cesty R3 odbremeni frekventovanú dopravnú tepnu v Tvrdošíne. Obchvat mesta prispeje k bezpečnosti a plynulosti cestnej premávky. Novým úsekom R3 by malo prechádzať 6500 vozidiel denne, výhľadovo sa očakáva zvýšenie kapacity na 9500 vozidiel denne. Úsek odľahčí aj zvyšné obce v regióne Orava, ktorými prechádza kamiónová doprava do Poľska.

Investorom stavby bola Národná diaľničná spoločnosť. Generálnym dodávateľom stavby bol Hochtief SK sro., členovia združenia Poor sro. a Hydroekol sro. Generálnym projektantom a projektantom väčšiny stavebných objektov bol Geoconsult sro. Projektantom časti mostných bol Link projekt SK s.r.o. Začiatok výstavby 03/2021 a mala byť odovzdaná do užívania v 12/2024. Celková cena stavby presiahla 62 mil. eur.

A2



LINK PROJEKT

NOVÝ CESTNÝ NADJAZD NA ULICI 1. MÁJA V ŽILINE

Matúš Uhlík¹ – Filip Glovina² – Libor Konečný³

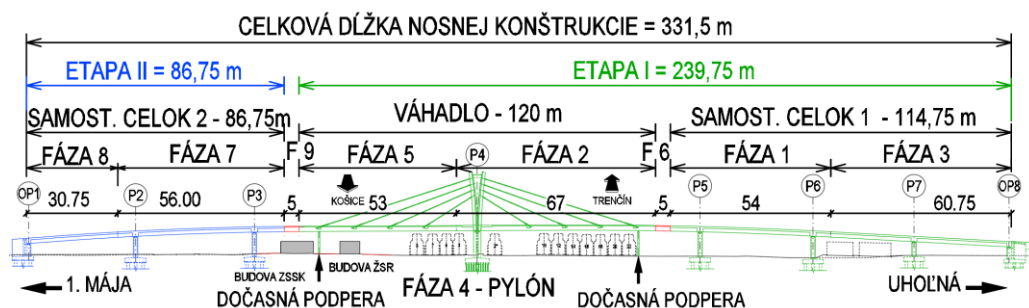
ABSTRAKT

Príspevok informuje o aktuálnom stave výstavby cestného nadjazdu v Žiline, ktorý je budovaný ako predĺženie ulice 1. mája a prevádza mestskú komunikáciu nad existujúcou zástavbou, ktorú tvorí 16 koľají ŽST Žilina a 3 miestne komunikácie. Nosná konštrukcia mosta je tvorená siedmimi poľami s celkovou dĺžkou 331,5 m, v priečnom reze sa jedná o predpätý dvojtrám, odľahčený v zavesenom poli a typický v naväzujúcich estakádnych poliach. Nosná konštrukcia je nad jednotlivými podporami stužená pomocou spodných eliptických dosiek. Dvojtrám je symetricky zavesený v hlavných poliach, dĺžky 75 m, pomocou ôsmich párov závesov cez pylón tvaru „V“ výšky 27 m. Konceptia jednotlivých častí mosta (zakladanie, spodná stavba, nosná konštrukcia, príslušenstvo) bola predmetom príspevku BD 2020. Preto sa v tomto príspevku autor zamerá na podrobnosti samotnej výstavby mosta.

A2

1 ÚVOD

V týchto dňoch sa dokončuje výstavba prvej etapy nového cestného sedempoľového nadjazdu, ktorý sa buduje v rámci prestavby železničného uzla Žilina. Prvá etapa zahŕňa budovanie zavesenej časti mosta (mostné polia 3 a 4) ako aj naväzujúcu estakádu s napojením na Uhoľnú ulicu (mostné polia 5, 6 a 7).



Obr. 1: Postup výstavby mosta – rozvinutý pohľad

Most bude po dostavbe etapy II (polia 1 a 2) slúžiť ako predĺženie jestvujúcej ulice 1. mája. Dvojprúdová mestská komunikácia kategórie MZ 8,5/40 (bez verejných chodníkov) tak bude

¹ Ing., REMING CONSULT, Tomášikova 64/A, 831 04 Bratislava, tel.: +421 903 217 922, e-mail: uhlik@reming.sk

² Ing., PhD., LKM Consult, Jaroslava Foglara 7, 639 00 Brno, tel.: +420 732 258 104, e-mail: f.glovina@lkmconsult.cz

³ Ing., LKM Consult, Jaroslava Foglara 7, 639 00 Brno, tel.: +420 603 551 107, e-mail: l.konecny@lkmconsult.cz

prevedená ponad križovatku a nízku zástavbu pozdĺž železničnej stanice. Následne most prevedie komunikáciu ponad 16 nových koľají železničnej stanice Žilina, dve komunikácie a napojí sa križovatkou na komunikáciu I/61 (Lavobrežná ulica). Celková dĺžka cestného prepojenia bude takmer 635 m.



Obr. 2: Aktuálny stav mosta – finalizácia etapy I, Foto: STRABAG

2 KONCEPCIA MOSTA

Pôdorysné a výškové vedenie mosta muselo byť prispôbené existujúcej ceste na ulici 1. mája a budove, ktorú spravuje ZSSK, pri križovatke ulíc 1. mája a Hviezdoslavova. Konštrukcia mosta musí zároveň prechádzať vo výške minimálne 7 metrov nad niveletou koľají, čo bola požiadavka ŽSR, aby sa zabezpečil dostatočný priestor nad zrekonštruovanou traťou žilinskej stanice. Medziľahlé podpory mosta bolo možné umiestniť iba v osiach nástupíšť. Na Uhoľnej ulici bola polohou kľúčového kanalizačného zberača DN 1200 obmedzená možnosť jeho presunutia, čo ovplyvnilo riešenie napojenia konca mosta. Okrem technických požiadaviek bolo potrebné, aby most esteticky zapadol do intravilánu mesta a bol v súlade s priemyselným charakterom okolia železničnej stanice. Hlavným cieľom návrhu bolo, aby most nebol len funkčný, ale aby svojim vzhľadom dopĺňal a obohatil architektonickú scenériu mesta. Pre podrobnejší popis koncepcie mosta a popisu jednotlivých častí mostnej konštrukcie pozri príspevok z Betonárskych dní 2020.

3 VÝSTAVBA MOSTA

3.1 Zakladanie

Vzhľadom na zaťaženie, geológiu a typ konštrukcie mosta bolo zakladanie mosta navrhnuté hlbinné. S výnimkou podpory P4 je spodná stavba založená na veľkopriemerových pilótach $\varnothing 900$ mm. Základ pod pylónom je založený na mikropilótach, vzhľadom na trakčné vedenie a sťaženy prístup vrtnéj súpravy v priestore železničnej stanice, ktorá musela zostať po celú dobu výstavby

mosta v prevádzke. Zhotoviteľ použil mikropilóty s tyčovou výstuhou ANP-SAS Ø57,5 mm ST670/800 s dvojitou protikoróznou ochranou.



Obr. 3: Realizácia základu P4



Obr. 4: Zaťažovacia skúška VP pilóty

A2

3.2 Spodná stavba

Spodnú stavbu mosta tvoria dve krajné opory a šesť medziľahlých pilierov, z ktorých pilier č. 4 je tvarom atypický a širší, pretože slúži na podoprenie pylónu. Opory sú tvorené základovou doskou, krídlami a opornou stenou, pred ktorou je predsadený pilier rovnakého tvaru ako medziľahlé piliere.



Obr. 5: Spodná stavba – pilier P4



Obr. 6: Spodná stavba – pilier P6

3.3 Nosná konštrukcia

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

- 1) Postup výstavby musel byť skordinovaný s postupom výstavby železničnej stanice, zároveň musela byť zachovaná prevádzka na min. 2 koľajách – zmestia sa dočasné nosníky a debnenie nosnej konštrukcie medzi prejazdny profil vlaku a spodnú hranu vodorovnej konštrukcie?
- 2) Použitie betónu triedy C60/75 pre nosnú konštrukciu a pylón – podarí sa ho betonárke v našich podmienkach vyrobiť a dodať?
- 3) Silné vystuženie konštrukcie v zakrivených častiach mosta – bude možné dostatočne previbrovať / prehnutiť spodnú plochu trámov?
- 4) Komplikovaný a stále sa meniaci tvar priečných rebier, ktorých tvar bol odvodený od sklonu závesu – nájde zhotoviteľ dostatočne šikovních tesárov pre ich odliatie?

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



Obr. 7: Armovanie priečne predpätého priečnika P4

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



Obr. 8: Inštalácia a napínanie závesov mosta

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

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

Dobudovanie mosta a teda začiatok výstavby druhej etapy mosta je viazaná na dokončenie rekonštrukcie autobusovej stanice Žilina. Termín dokončenia mosta sa predpokladá na konci roka 2026.

3.4 Príslušenstvo mosta

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

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

Ako posledným inštalovaným prvkom v etape I bolo postupné armovanie a betonáž monolitických ríms (obr. 9). Na ich výstavbu použil zhotoviteľ oceľové ramená, ktoré kotvil cez dočasné chemické kotvy do mostovky mosta.



Obr. 9: Nosný systém debnenia ríms

3.5 Monitoring mosta

Samostatnú kapitolu si zaslúžia merania, ktoré boli a budú na moste vykonávané.

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

Merania boli navrhnuté za účelom trvalého sledovania správania sa neštandardnej konštrukcie mosta. Zabezpečovanie a vyhodnocovanie meraní bude úlohou budúceho správcu – mesta Žilina.

4 ZÁVER

Ako kľúčovým pre rýchle napredovanie na stavbe sa ukázal 3D model tvaru mosta osadený v globálnych súradniciach. Na vytvorenie komplikovaného tvaru nosnej konštrukcie bol projektantom použitý program EasyBridge od firmy Blueberrys. Ten zahŕňal nielen komplikované priečne preklápanie mostovky, ale aj postupné zúženie nosnej konštrukcie mimo závesov mosta, zmeny šírky trémov a ostatné detaily mosta (napr. náliatky). Geodet stavby tak mohol pomocou tohto modelu vytýčiť akúkoľvek časť mosta a zhotoviteľ mohol pracovníkom vytlačiť (vizuálne) každý nejasný detail v nosnej konštrukcii. Nakoniec je potrebné dodať, že doteraz zhotovené dielo je výsledkom kvalitnej spolupráce medzi projektantom a zhotoviteľom. Preto jedna dobrá rada na záver: majte dobré vzťahy so stavbou, pretože nikdy neviete, kedy sa budete navzájom potrebovať.

MOSTY NA DIAĽNICI D3 KYSUCKÉ NOVÉ MESTO - OŠČADNICA

Martin Číž¹, Barbara Vandlíková²

ABSTRAKT

Správny návrh mostného objektu, vrátane technológie budovania sú kľúčové pre budúceho realizátora. Pri výstavbe diaľničných úsekov v zložitých územných podmienkach, kde sa nachádzajú desiatky mostov si to od projektanta vyžaduje vedomosti a skúsenosti. V článku sú stručne rozobraté mosty navrhnuté na úseku D3 Kysucké nové Mesto – Oščadnica. Návrh mostných konštrukcií bolo potrebné prispôbiť najmä požiadavke na zachovanie dopravy na súbežnej ceste I/11 a na minimalizovanie doby výstavby. Typy konštrukcií sú štandardné, overené a prinášajú aj budúcim správcom víziu bezproblémovej prevádzky počas celej životnosti.

A2

1 ÚVOD

Diaľnica D3 je súčasťou nosného európskeho koridoru (Gdaňsk - Grudziadz/Warszawa - Katowice - Skalité - Čadca - Žilina), a zároveň tvorí jeden z najvyťaženejších vnútroštátnych dopravných ťahov. Preto je nevyhnutné jej dobudovanie v čo najkratšom čase. Spoločnosť Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. je spracovateľom dokumentácie DSP a DP jedného z troch absentujúcich úsekov, a to D3 Kysucké Nové Mesto – Oščadnica. Na úseku, dlhom zhruba 9,5 km, sa nachádza 22 mostných objektov v celkovej dĺžke približne 1,9 km.



Obr.1 Úsek diaľnice D3 KNM - Oščadnica

2 NAVRHNUTÉ TYPY MOSTNÝCH KONŠTRUKCIÍ

Návrh mostných objektov zohľadňuje realizovateľnosť mostov počas prevádzky existujúcej cesty I/11, snahu o rýchlosť výstavby, ale aj snahu o použitie overených a bezproblémových konštrukcií. Na stavbe sú navrhnuté mosty týchto konštrukcií:

- monolitické rámové mosty 8 ks (4 ks presýpané, 4 ks priamo pojazdná konštrukcia),
- klenbové prefabrikované mosty 4 ks,

¹ Ing. Martin Číž, Amberg Engineering Slovakia, s.r.o, Somolického 1/B, 810 06 Bratislava, e-mail: mciz@amberg.sk

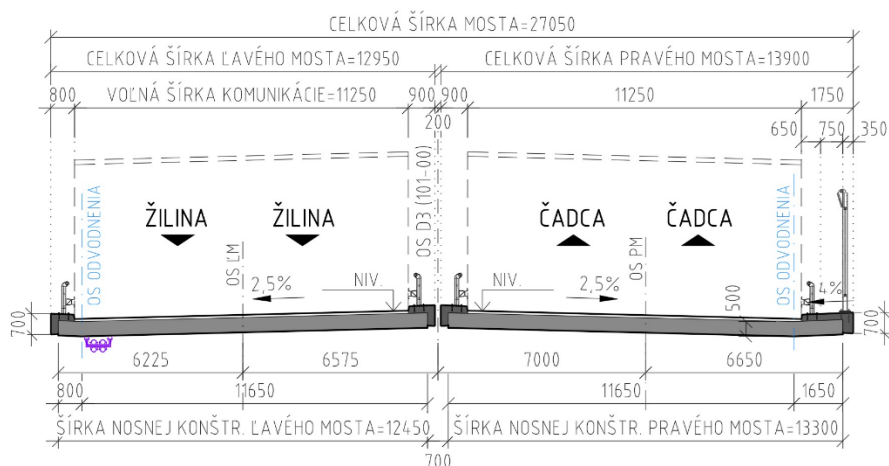
² Ing. Barbara Vandlíková, Amberg Engineering Slovakia, s.r.o, Somolického 1/B, 810 06 Bratislava, e-mail: bvandlikova@amberg.sk

- monolitické z predpätého betónu dvojtrámového prierezu 3 ks,
- mosty z prefabrikovaných tyčových prefabrikátov a spriahajúcou doskou 2ks,
- monolitické z predpätého betónu doskového prierezu 2 ks,
- monolitické z predpätého betónu komorového prierezu 1ks,
- spriahnutá oceľovo - betónová konštrukcia 1ks.

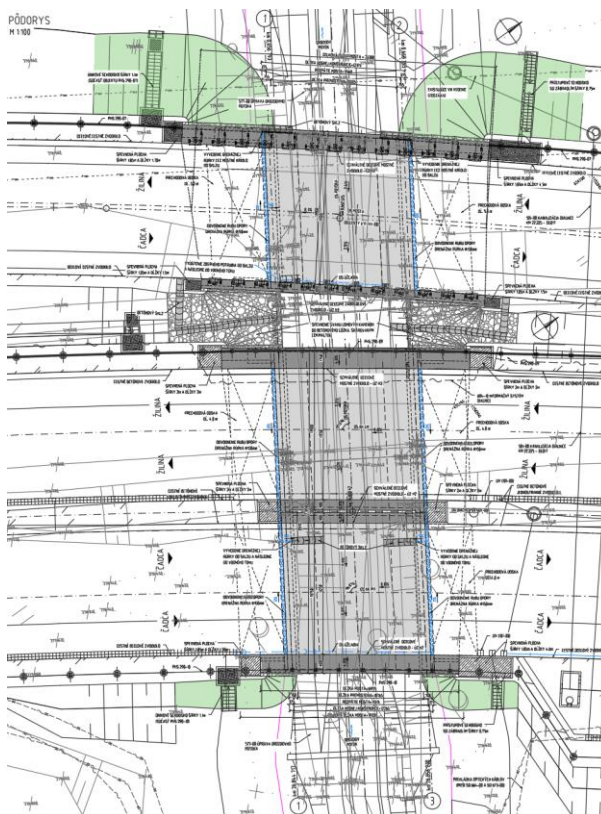
2.1 Monolitické rámové mosty

Nad preložkami poľných ciest a preložkami úprav potoka sú navrhnuté monolitické rámové železobetónové konštrukcie rôznych rozpätí. Za zmienku stoja mostné objekty 209-00 a 209-10. Sú to rámy s rozpätím poľa 11,5 m.

Most 209-00 prevádza diaľnicu D3 a most 209-10 prevádza cestu I/11 ponad preložku Drozdovho potoka. Ide o integrované mosty, t.j. bez oddelenia nosnej konštrukcie od spodnej stavby. Dilatačný pohyb sa aktivuje len sa vo vozovke, kde sú narezané škáry vyplnené pružnou zálievkou.

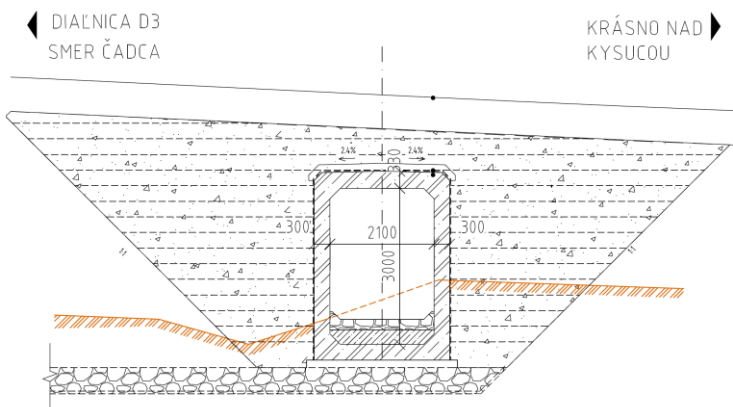


Obr.2 Typický priečny rez diaľničného mosta rámovej konštrukcie



Obr.3 Pôdorys rámových mostov 209-00 a 209-10

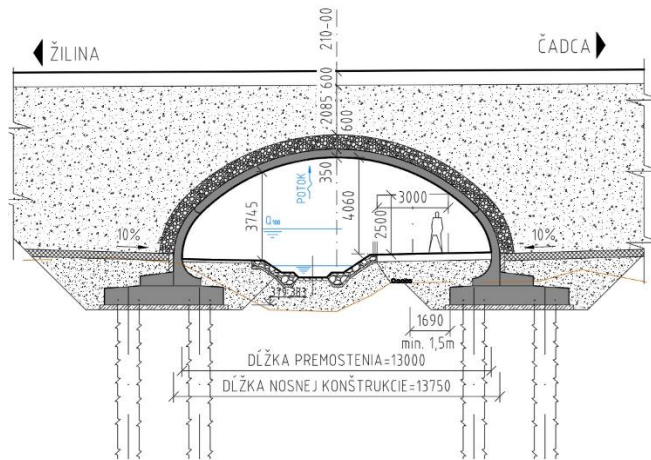
Presýpané mosty – objekty 206-00, 206-10, 216-10 a 216-20 sú navrhnuté ako uzavreté rámy. Prevádzajú vodné toky, prípadne komunikáciu pre peších popod komunikáciu. Sú navrhnuté tak, aby sa minimalizovali práce spojené s údržbou mosta – absentujú ložiská, mostné závery, ako aj prvky odvodnenia.



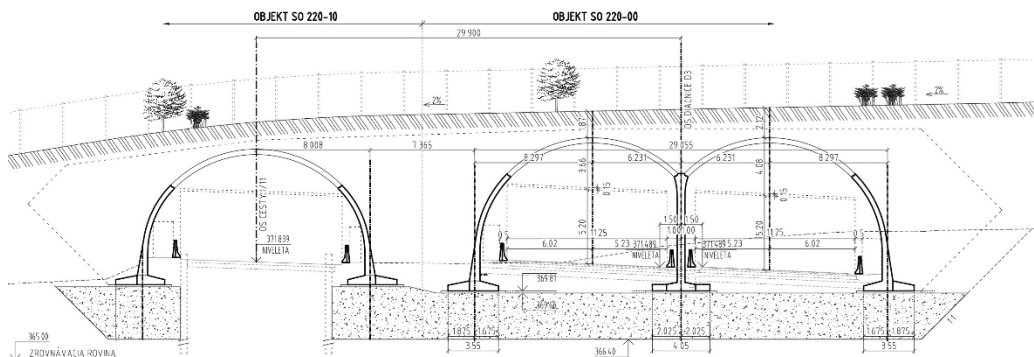
Obr.4 Typický priechny rez presýpaného rámu

2.2 Klenbové prefabrikované mosty

Klenbové prefabrikované mosty boli navrhnuté v dvoch prípadoch. V prvom prípade prevádzajú diaľnicu (210-00), resp. cestu I/11 (210-10) ponad preložku bezmenného potoka. V druhom prípade (objekty 220-00 a 220-10) je prevádzaný migračný koridor ponad obe hlavné komunikácie. Jedná sa o ekodukty s voľnou šírkou 80 m, ktorá je ohraničená dreveným oplotením. Prefabrikácia bola zvolená najmä s ohľadom na rýchlosť výstavby, nakoľko objekt nad cestou I/11 sa bude realizovať počas jej prevádzky (s výnimkou kladenia klenieb). Pri dĺžke približne 100 m dokáže použiť prefabrikovaných dielov ušetriť zhotoviteľovi aj niekoľko mesiacov, čo pri predpokladanej dobe výstavby cca 3 roky nie je zanedbateľná úspora.



Obr.5 Pozdĺžny rez klenbovým mostom (210-00)



Obr.6 Pozdĺžny rez ekoduktu „Dunaj“ (220-00 a 220-10)

2.3 Monolitické mosty z predpätého betónu dvojtrámového prierezu

Jedná sa o bežne používané konštrukcie, pre rozpätia cca.30-40m. Pri použití monolitických dvojtrámových konštrukcií (oproti komôrkovým mostom) odpadá údržba o vnútorné priestory komôrok. V rámci stavby sú takto navrhnuté 3 mostné objekty (211-00, 213-00 a 214-00).

2.3.1 Mosty 213-00 a 214-00 nad riekou Bystrica

Mosty prevádzajú diaľnicu D3 a cestu I/11 ponad rieku Bystrica v blízkosti intravilánu mesta Krásno nad Kysucou. Práve výstavba plnohodnotnej križovatky v tomto mieste je najzložitejším uzlom celej stavby. Zachovanie premávky na ceste I/11 si vyžaduje naplánovanie viacerých fáz výstavby, ktoré sa týkajú aj uvedených mostných objektov.

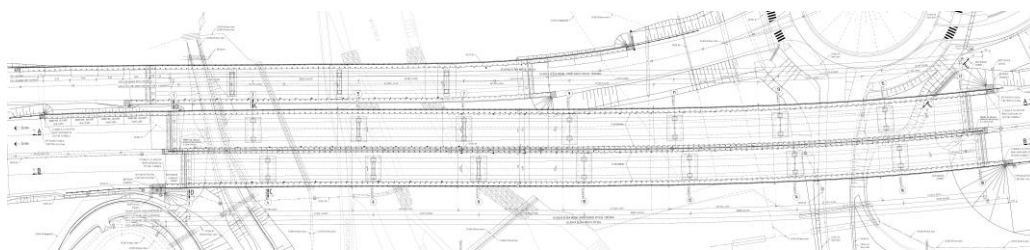
Most 213-00 s celkovou dĺžkou 358,67 m je najväčším mostom v rámci stavby. Ide o 8-poľový most s rozpätiami 30m + 6x40m + 30m. Priečny rez je tvorený monolitickým dvojtrámovým prierezom konštantnej výšky 2,3 m. Medzi trámami sa nachádza monolitická doska premennej hrúbky 0,3~0,5m. Na okrajoch mosta sa nachádzajú konzolové dosky premennej hrúbky 0,25~0,5m. Priečny rez je po celej dĺžke mosta konštantný a na konci mosta sa nachádzajú koncové priečniky. Šírka ľavého mosta je 14,7 m a pravého mosta 13,2m. Priečny sklon je premenný. Obe nosné konštrukcie sú uložené na spodnú stavbu prostredníctvom hrncových ložísk.

Spodnú stavbu tvoria krajné opory a medziľahlé podpery. Tie sú tvorené dvojicou pilierov obdĺžnikového prierezu 1,6x2,0 m so skosenými hranami 0,2x0,2m votknutých do základových dosiek 6x9,5m a výšky 1,7m. Výška pilierov je približne 7-14 m. Opory sa skladajú zo železobetónového úložného prahu, záverného múrika a pozdĺžnych krídel (v smere komunikácie). Šírka úložného prahu (v pozdĺžnom smere mosta) je 4,0m, na ktorý nadväzuje záverný múrik hrúbky 0,75m. Výška úložného prahu opory je premenná (v mieste nivelety je 2,5m). Za záverným múrikom sa nachádzajú pozdĺžne krídla, ktoré sú monoliticky spojené s úložným prahom opory. Na rubovej strane opôr v hornej časti záverného múrika je kĺbovo uložená prechodová doska.

Zakladanie mosta je na veľkopriemerových pilótach pr. 900mm dĺžok od 9-15 m.

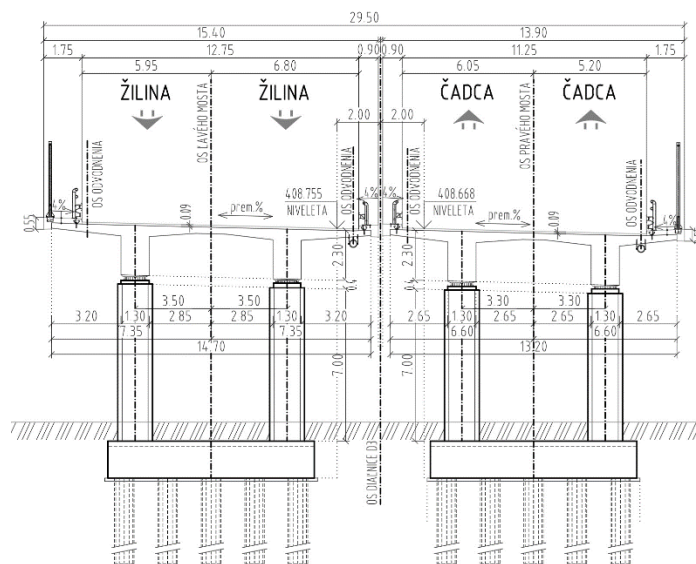
Na moste je navrhnutá asfaltová vozovka a celomonolitické rímsy. Odvodnenie je zabezpečené odvodňovačmi a zberným odvodňovacím potrubím zaústeným do diaľničnej kanalizácie. Na krajných rímsach sa nachádzajú oceľové zvodidlá s ú.z. H3 a protihlukové steny. Na vnútorných rímsach sa nachádzajú dve oceľové zvodidlá ú.z. H2.

Budovanie nosnej konštrukcie ľavého a pravého mosta je rozdelené na 8 etáp na pevnej skruži. Ľavý a pravý most sa však budú realizovať s odstupom, nakoľko výstavbe ľavého bráni prevádzka cesty I/11. V prvej etape teda dôjde k výstavbe pravého mosta 213-00 v celkovej dĺžke 302 m. Dobudujú sa prechodové oblasti a spustí sa na ňom premávka. Následne dôjde k demolácii nosnej konštrukcie na existujúcom moste na ceste I/11 moste s ev.č 11-216 a úprave jeho spodnej stavby. Po zrealizovaní úprav sa vybuduje nová nosná konštrukcia, dokončí sa most a spustí sa premávka. Po tejto etape dôjde k dobudovaniu ľavého mosta objektu 213-00.



Obr.5 Mosty 213-00 a 214-00

A2



Obr.7 Priečný rez mosta 213-00

2.3.2 Most 214-00

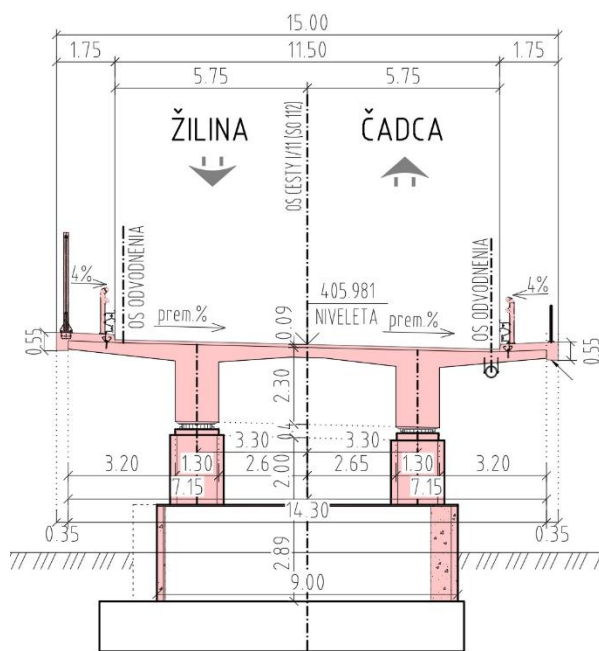
Ide o rekonštrukciu existujúceho mosta ev. č. 11-216 na ceste I/11. V súčasnosti je most 8-polový s rozpätiami 40,1 + 6x40,7 + 40,1 m. Nosnú konštrukciu tvoria predpäté nosníky I-73 atypickej dĺžky 40,66 m. Staticky pôsobia ako prosté polia, nad podperami sú bezdilatačné styky. V rámci rekonštrukcie dôjde k odstráneniu pôvodnej nosnej konštrukcie, k zníženiu počtu polí na 4, úprave výškového aj smerového vedenia. Odstránenie nosnej konštrukcie sa bude realizovať s ohľadom na jeho dĺžku a zložitými priestorovými podmienkami, zavážacím žeriavom.

V rámci návrhu bola nevyhnutná aj úprava spodnej stavby, kde dôjde k odstráneniu oboch opôr a štyroch medziľahých podpier (2-5). Na zvyšných podperách sa odbúrajú hlavy a časť driekov (vybudovanie krátkych pilierov) a upravia sa na osadenie novej nosnej konštrukcie. Tá je podľa prepočtov ľahšia približne o 5%. Zároveň výška pilierov je nižšia, tzn. celkové účinky na zakladanie mosta sú nižšie. Na koncoch mosta sa vybudujú nové krajné opory.

Nová nosná konštrukcia je 4-poľová s rozpätiami 30 + 40,6 + 40,7 + 30 m. Priečný rez je tvorený monolitickým dvojtrámovým prierezom konštantnej výšky 2,3 m. Medzi trámami sa nachádza monolitická doska, premennej hrúbky 0,3~0,5m. Na okrajoch mosta sa nachádzajú konzolové dosky premennej hrúbky 0,25~0,5m. Priečný rez je po celej dĺžke mosta konštantný, nad priečnikmi je navrhnuté priečne stuženie a na začiatku a konci mosta sa nachádzajú koncové priečniky. Šírka ľavého mosta je 14,7 m a pravého 13,2m. Priečný sklon je premenný. Nosná konštrukcia je uložená na spodnú stavbu prostredníctvom hmcových ložísk.

Na moste je navrhnutá asfaltová vozovka a celomonolitické rímasy. Odvodnenie je zabezpečené odvodňovačmi a zberným odvodňovacím potrubím zaústeným do rozptylovej šachty za mostom. Na ľavej rímse sa nachádzajú oceľové zvodidlá s ú.z. H3 a protihluková stena. Na pravej rímse sa nachádzajú oceľové zvodidlá s ú.z. H3 a oceľové zábradlie.

A2



Obr.8 Priečný rez mosta 214-00

3 ZÁVER

Stavba predmetného úseku bude realizovaná v komplikovaných morfológických a geologických podmienkach. V rámci stavby predmetného úseku boli navrhnuté mosty viacerých typov. Použité boli štandardné typy konštrukcií, bežne používané na území SR, avšak ako úsek, ktorý sa bude realizovať spolu s ďalšími dvoma príslušnými úsekmi je mimoriadne náročný na postup a dobu výstavby. Značnou komplikáciou stavby bude jej rozdelenie na viacero stavebných fáz, nakoľko sa stavba bude realizovať v tesnej blízkosti existujúcej občianskej zástavby a miestnych komunikácií, ktorých obmedzenie dopravy sa musí minimalizovať. Budúci zhotoviteľ musí návrh zhodnotiť podľa vlastných technologických možností a technologického vybavenia a doladiť postup tak, aby sa stavba mohla úspešne zrealizovať.

LÁVKA PŘES ŘEKU BEČVU

Jiří Stráský¹ Pavel Sliwka² Pavel Kaláb³

ABSTRAKT

Lávku celkové délky 145,50 m tvoří visutá konstrukce s rozpětím hlavního pole 105 metrů. Mostovka délky 137,70 m je na vnějších okrajích zavěšena na vně skloněných visutých kabelech o třech polích s rozpětími 15,75 + 105,00 + 15,75 m. Maximální svislý průvěs visutých kabelů uprostřed rozpětí hlavního pole je 12,00 m. Konstrukce, která byla navržena na základě podrobné statické a dynamické analýzy, byla ověřena statickými a dynamickými zkouškami.

A2

1 ÚVOD

Lávka, která je situovaná mezi obcemi Ústí a Černotín, je součástí cyklostezky „Bečva“ spojující Velké Karlovice s Tovačovem. Niveleta lávky, která kolmo přemostňuje řeku Bečvu, je vedena ve vrcholovém zakružovacím oblouku s poloměrem 1 705 m, tečny jsou v podélném sklonu 5,26% - Obr. 1. Volná šířka mezi zábradlím je 3,50 m.

2 KONSTRUKČNÍ A ARCHITEKTONICKÉ ŘEŠENÍ

Návrh konstrukce navázal na naše předcházející visuté konstrukce [1], [2]. Lávku celkové délky 145,50 m tvoří visutá konstrukce s rozpětím hlavního pole 105 metrů – Obr. 1 a 2.

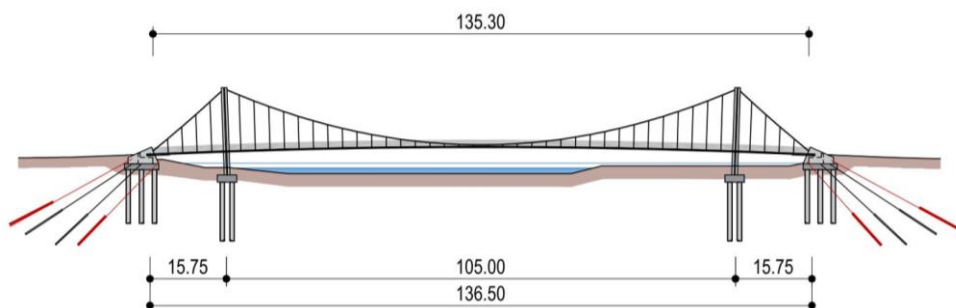


Obr. 1 – Lávka přes Bečvu

¹ Prof. Ing. DSc., Stavební fakulta VUT, Brno, Veveří 95, 602 00 Brno, tel.: +420 541 147 218, e-mail: jiri.strasky@vut.cz

² Ing., Stráský, Hustý a partneři s.r.o, Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 547 101 882, e-mail: p.sliwka@shp.eu

³ Ing., Ph.D., Stráský, Hustý a partneři s.r.o, Bohunická 50, 619 00 Brno, tel.: +420 547 101 882, e-mail: p.kalab@shp.eu

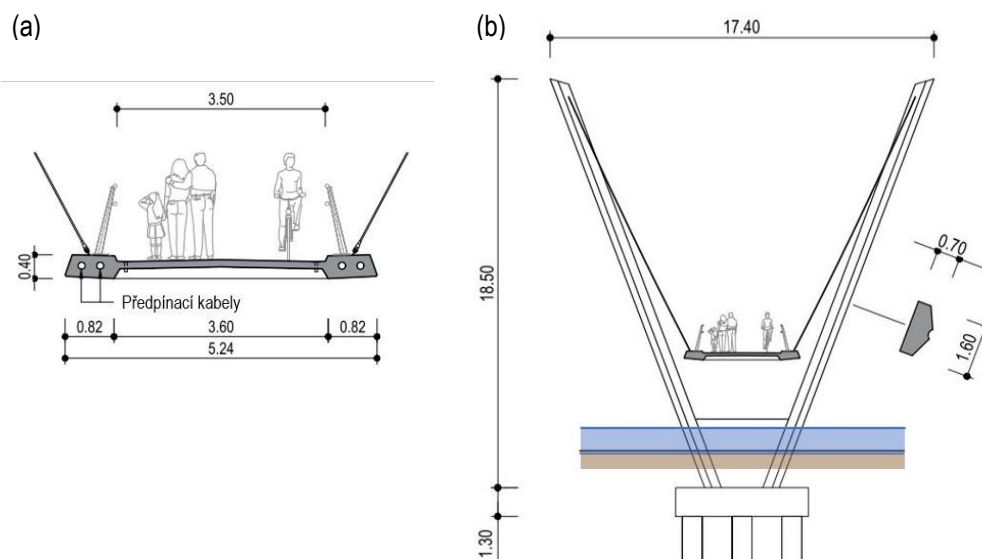


Obr. 2 – Podélný řez

Mostovka celkové délky 137,70 m je na vnějších okrajích zavěšena na vně skloněných visutých kabelech o třech polích s rozpětími 15,75 + 105,00 + 15,75 m. Maximální svislý průvès visutých kabelů uprostřed rozpětí hlavního pole je 12,00 m.

Mostovka z betonu C70/85 je sestavena ze 45 3,00 m dlouhých prefabrikovaných segmentů a dvou 1,35 m dlouhých koncových monolitických příčníků - Obr. 3a. Spáry mezi segmenty jsou ze samozhutnitelné vysoko-pevnostní malty s omezeným smrštěním. 43 vnitřních segmentů má průřez tvořený krajními 0,40 m vysokými trámy a mostkovkou deskou, která je u čel zesílena příčnými. Dva koncové segmenty jsou plné. Mostovka je podélně předepnuta 2x2 kabely tvořenými 22 monostrandy vedenými v krajních trámech. Kabelové kanálky v segmentech a ve sparách jsou tvořeny polyethylenovými trubkami.

Visuté kabely jsou tvořeny uzavřenými lany (locked coil strands) dodavatele Pfeifer. V krajních polích mají průměr 85 mm, v hlavním poli 80 mm. Kabely jsou vidlicemi napojeny na kotevní plechy zakotvenými v pylonech a krajních opěrách.



Obr. 3 – Příčný řez: (a) mostovka, (b) lávka



Obr. 4 – Konstrukce lávky

Visuté kabely jsou pevně spojeny se středním segmentem ve kterém byly zabetonovány krátké ocelové konzoly mezi kterými je situován kotevní prvek. Segmenty byly při montáži vzájemně spojeny ocelovými klouby, na které přímo navazují systémové závěsy. Ve středu mostu, kde jsou závěsy příliš krátké jsou visuté kabely spojeny se segmenty kloubově připojenými ocelovými táhly. U pylonů bylo, s ohledem na redukci ohybového namáhání mostovky, zavěšení mostovky vynecháno.

Na koncové segmenty navazují monolitické příčnický, ve kterých jsou kotveny podélné předpínací kabely, ložiska a dilatační závěry. Na kotevní desky podélných kabelů jsou navařeny kotvicí plechy, na které jsou připojeny hydraulické tlumiče (omezovače pohybu), které spojují mostovku s opěrami.

18,50 m vysoké pylony tvaru písmene V jsou z betonu C40/50 – Obr. 3b a 4. Stojky pylonu s úhlem sklonu 20° od svislé mají konstantní pětiúhelníkový průřez. Ve spodní části jsou do výšky 3,00 m stojky vzájemně spojeny ztužující stěnou tloušťky 0,50 m. Pylony jsou vetknuty do základových desek podepřených vrtanými pilotami průměru 900 mm.

Tahová síla z visutých kabelů je přenášena do krajních kotevních přípravků zakotvených v základových deskách krajních opěr. Kotevní přípravky jsou tvořeny dvěma plechy vzájemně spojenými spojovacími plechy umožňujícími vyrovnat případné nepřesnosti v osazení jejich spodních částí. Krajní opěry jsou podepřeny vrtanými pilotami kotvenými zemními kotvami. S ohledem na nevyhovující únosnost provedených kotev byly kotvy doplněny dalšími kotvami a konstrukční řešení základů opěr bylo upraveno. Založení bylo navrženo tak, aby pro zatížení stálé byla vodorovná složka sil v zemních kotvách přibližně rovna vodorovné složce sil ve visutých kabelech. Pak od zatížení stálého nejsou piloty ohýbány.

Mostovka je na krajních opěrách uložena na dvojicích neoprenových ložisek, jedno je podélně pohyblivé, druhé je všesměrné. Mezi stojkami pylonů a mostovkou jsou vložena všesměrná svislá ložiska zajišťující přenos vodorovných sil z mostovky do pylonu. Pro eliminaci účinků



Obr. 5 – Montáž segmentů

nahodilých zatížení s rychlým nárůstem odezvy (zatížení chodci, příčný vítr apod.) je mostovka dále vybavena čtveřicí tlumičů (omezovačů pohybu) spojující mostovku s opěrami.

1,30 m vysoké zábradlí je dvou-madlové s vodorovnou výplní. Sloupky jsou příčně skloněné, v podélném směru jsou kolmé k niveletě. Osvětlení je navrženo ve spodním madle vedeném ve výšce 1,00 m. Odvodnění lávky je zajištěno trubkami situovanými u obrubníků uprostřed délky každého segmentu. Povrch segmentů je chráněn pochůznou hydroizolační stěrkou.

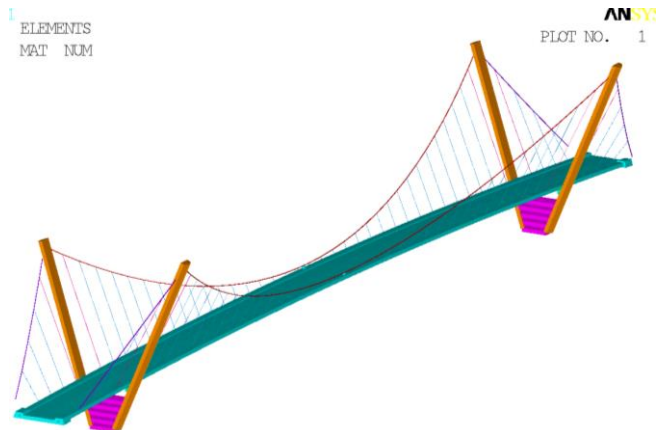
3 STAVBA LÁVKY

Po provedení vrtaných pilot byly provedeny základy pylonů a opěr. Stojky pylonů byly betonovány do překládaného bednění v šesti betonážních taktech, od betonáže třetího taktu byly stojky montážně spojeny předpínací tyčí. Po vybetonování pátého taktu byly osazeny a následně obetonovány kotvící přípravky visutých kabelů.

V základech krajních opěr byly osazeny trubky pro vedení zemních kotev. Při jejich napínání byla zjištěna jejich nedostatečná únosnost. Proto byl zvětšen počet kotev a základy opěr byly rozšířeny. Následně byly osazeny a napnuty visuté kabely. Nejdříve kabely krajních polí, následně kabely středního pole. Po jejich napnutí byla zahájena montáž segmentů.

S ohledem na malou hloubku řeky bylo možné v části řeky položit panely po kterých se pohybovaly jeřáby montující mostovku. Její montáž byla zahájena zavěšením středního segmentu. Po jeho neposuvném spojení s visutými kabely byly od středu lávky k oběma břehům a maximální nevyrovnanou tíhou jednoho segmentu zavěšovány ostatní segmenty - Obr. 5. Při montáži mostovka postupně měnila tvar, nejdříve sledovala konvexní tvar visutých kabelů, který se postupně měnil v projektovaný konkávní tvar. Při montáži byl segment nejdříve kloubově připojen k již smontované části konstrukce, potom byl zavěšen na visutý kabel.

V průběhu montáže segmentů byly postupně napínány zemní kotvy. Postup napínání byl volen tak, aby piloty byly co nejméně namáhány ohybem. To znamená, že vodorovná složka předpínací



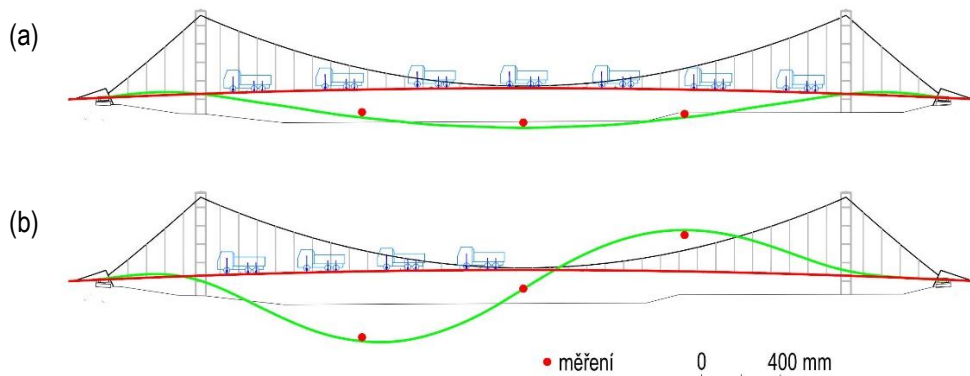
Obr. 6 – Výpočtový model

síly v nově napínaných kotev přibližně odpovídala zvětšení vodorovné složky tahové síly visutých kabelů. Montáž mostovky byla ukončena montáží koncových plných segmentů, ke kterým byly přibetonovány příčníky.

Po vybetonování spar mezi segmenty byla konstrukce předepnuta, byly osazeny hydraulické tlumiče (omezovače pohybů) a ještě před provedením pochůzné vrstvy a montáží zábradlí byla funkce konstrukce ověřena statickými a dynamickými zatěžovacími zkouškami. Stavba lávky byly zahájena na podzim roku 2020, slavnostně byla otevřena 29. června 2023.

4 STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA

Vnější sklonění visutých kabelů významně ztužuje konstrukci ve vodorovném směru. Jejich pevné spojení s mostovkou ve středu mostu a spojení mostovky s opěrami tlumiči vytváří statický systém ve kterém je mostovka pro dynamické účinky příčně a podélně vetknuta do opěr.



Obr. 7 – Deformace mostovky při zatěžovací zkoušce

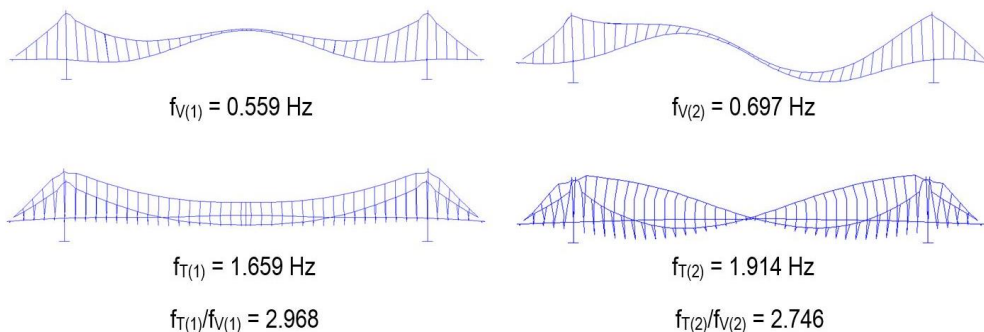


Obr. 8 – Statická zatěžovací zkouška

Takto jsou omezeny příčné a vodorovné pohyby konstrukce na které jsou lidé velmi citliví. Skutečnost, že mostovka je předepnuta nesoudržnými kabelem tvořenými monostrandy garantuje, že při jakékoliv deformaci mostovky se napětí v kabelech zvyšuje po celé jejich délce. Při omezení podélného pohybu mostovky v opěrách tlumiči odpovídající radiální síly v kabelech stabilizují konstrukci a omezují její deformace. Vzniká tak velmi tuhý statický systém, u kterého je odezva na pohyb konstrukce od zatížení chodci anebo větrem minimální.

Podle povahy řešeného problému byla konstrukce řešena jako prostorová konstrukce sestavená z prutových anebo deskostěnových prvků. Analýza montážních i provozních stavů vyšla ze zvoleného počátečního stavu ve kterém byla definovaná požadovaná geometrie i stav napjatosti. Konstrukce byla řešena dvěma programovými systémy: ANSYS a Midas Civil. Na Obr. 6 je uveden prostorový výpočtový model.

Funkce tlumičů byla uvažovaná podle typu zatížení. Pro statické zatížení působící delší dobu byly tlumiče uvolněny – měly nulovou tuhost. Pak se konstrukce značně deformuje a je namáhána významnými ohybovými momenty. Proto se při zatěžovací zkoušce po zatížení konstrukce vozidly počkalo, dokud se vodorovné posuny neustálily [3].



Obr. 9 – První vlastní tvary a frekvence



Obr. 10 – Lávka přes Bečvu

Při zatěžovací zkoušce byla konstrukce ověřena sedmi prázdnými vozidly Tatra T815 celkové hmotnosti 7x12 tun, situovanými po celé délce (Obr. 7a) a čtyřmi vozidly celkové hmotnosti 4x12 tun situovanými na jedné polovině (Obr. 7b a 8). Protože na konstrukci ještě nebylo zábradlí a pochůzná izolace, odolávala zatížení jen 'čistá' konstrukce. Tím lze vysvětlit pozoruhodnou shodu vypočítaných a naměřených deformací. Při prvním zatížení byla účinnost zatížení 84% a vodorovný posun ložisek na opěrách 14 mm, při druhém zatížení byla účinnost zatížení 80% a vodorovný posun ložisek na opěrách až 69 mm.

Je vhodné si uvědomit, že kritické zatížení působící dlouhodobě na jedné polovině silničního mostu snad může nastat při poruše vozidla situovaného uprostřed rozpětí. Toto vozidlo pak brání pohybu ostatních vozidel, které zůstanou na mostě a působí dlouhodobě jako vozidla při zatěžovací zkoušce. Lávka samozřejmě může být zatížena lidmi stojícími na jedné polovině. Ti však v případě nehody z lávky odejdou a nezpůsobí vodorovný pohyb ložisek. I když při uvážení této skutečnosti by bylo možné redukovat ohybové namáhání, neposuvné podepření konstrukce nebylo pro statické zatížení v projektu uváženo. Pevné podepření konstrukce však bylo zohledněno pro dynamické zatížení.

Pro posouzení pohody chodců a účinků větru byla provedena modální analýza konstrukce. Aerodynamická stabilita byla ověřena posouzením poměru odpovídajících krouživých a ohybových frekvencí, který byl větší než doporučená hodnota 2,5 - [4], Obr. 9.

Pohoda chodců byla posouzena podle [5] a [6] pro Impulsy vyvolané dvěma osobami s hodnotami 2x180 N pro svislý směr a 2x70 N pro vodorovný směr. Dynamická zatěžovací zkouška potvrdila, že konstrukce je velmi tuhá a že pohyb konstrukce vyvolaný dynamickým zatížením působícím jak ve svislém, tak i vodorovném směru nevyvolá u jak uživatelů nepříjemné pocity [7].

5 ZÁVĚR

Lávka má velmi štíhlou mostovku, je lehká a transparentní. Má minimální vliv na životní prostředí. Díky vhodnému uspořádání konstrukčních prvků ekonomicky namáhaných normálovými silami je dostatečně tuhá a pohodlná pro uživatele. Vnější sklonění visutých kabelů vyzývá chodce a cyklisty k přechodu řeky (Obr. 10). Tuhost lávky jim dává pocit bezpečí a vybízí je k zastavení.

A2

Zúčastnění:

Investor:	Mikroregion Hranicko společně se Státním fondem dopravní infrastruktury
Projekt:	Stráský, Hustý a partneři, s.r.o., Brno
Generální zhotovitel:	Sdružení zhotovitelských firem Eurovia CS, a.s. a KKS, s.r.o.
Montáž konstrukce:	FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Brno

Literatura

- [1] STRASKY, J.: Stress ribbon and cable supported pedestrian bridges. ISBN: 0 7277 3282 X. Thomas Telford Publishing, London 2005. 2nd edition 2011.
- [2] SLIWKA, P.- KALÁB, P.- ŠTEFAN, J., P. STRASKY, J.-: Lundabron - lávka pro pěší a cyklisty. Beton TKS 4/2020. ISSN: 1213-3116, s. 32-39.
- [3] ŠTEFAN, P.: Cyklostezka Bečva – k.ú. Černotín, k.ú. Ústí Etapa 1 – Lávka přes Bečvu. Zpráva o statické zatěžovací zkoušce. Měřicí laboratoř, Stráský, Hustý a partneři, Brno 2023.
- [4] HOLME, J., D.: Wind Loading of Structures. CRC Press, 2001.
- [5] Guidelines for the design of footbridges. *fib* - Guide to good practice prepared by Task Group 1.2. ISBN 2-88394-072-X. Fédération internationale du béton (*fib*) 2005.
- [6] STRÁSKÝ, J. – NEČAS, R. – KOLÁČEK, J.: Dynamická odezva betonových lávek. Beton TKS 4/2009. ISSN: 1213-3116, s. 80-87.
- [7] NEČAS, R.: Cyklostezka Bečva – k.ú. Černotín, k.ú. Ústí Etapa 1 – Lávka přes Bečvu. Zpráva o dynamické zatěžovací zkoušce. Měřicí laboratoř, Stráský, Hustý a partneři, Brno 2023.

REALIZÁCIA ESTAKÁDY „R2 KRIVÁŇ – MÝTNA“

Peter Pažma¹

ABSTRAKT

Realizovaný úsek rýchlostnej cesty R2 Kriváň - Mýtna v súčasnosti predstavuje najkomplexnejšie rozpracované stavebné dielo na Slovensku a po dokončení rozšíri sieť rýchlostných ciest o 9 104 m v smere na východ od Zvolena. Rýchlostná cesta vedie údolím Krivánskeho potoka ponad cestu I/16. Súčasťou úseku je aj mostná estakáda s dĺžkou 4 361 m, ktorá prechádza údolím vo výške 15 až 45 m. Zaujímavosťou úseku je aj široká kombinácia technológií výstavby mostov. Investorom diela je Národná diaľničná spoločnosť, a.s.. Predmetnú stavbu realizuje združenie R2 Kriváň – Mýtna, v zastúpení spoločností Doprastav a.s., STRABAG s.r.o., EUROVIA SK, a.s., EUROVIA CS, a.s..

A2

1 ÚVOD

Prezentovaný úsek rýchlostnej cesty tvorí celkovo 19 cestných objektov, 11 mostov a 11 objektov pre úpravu vodných tokov. Cesta bude plynule nadväzovať na predchádzajúci úsek R2 Pstruša – Kriváň a napojí sa na nedávno dokončený úsek R2 Mýtna – Lovinobaňa, Tomášovce. Trasa novobudovaného úseku síce kopíruje cestu I/16, no vzhľadom na geomorfologickú členitosť sa jednalo o pomerne komplikované zadanie. Dôkazom toho je aj rozmanitosť mostných objektov začínajúc presypanými mostami s výškou násypu do 8 m, až po estakádu s dĺžkou takmer 5 km. V tomto príspevku by som chcel čitateľovi priblížiť oba tieto exemplárne projekty.



Obr. 1: Grafické zobrazenie trasy novobudovaného úseku R2 Kriváň - Mýtna

¹ Ing. PhD., Doprastav, a.s., Drieňová 31, 821 01 Bratislava, tel.: +421/907 801 928, e-mail: peter.pazma@doprastav.sk

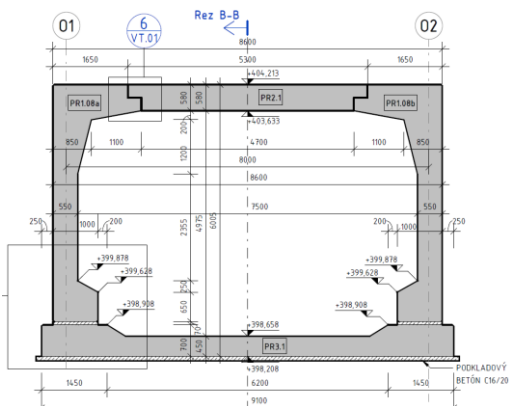
2 Špecifické mostné objekty

2.1 Presypané rámové mosty

Na predmetnom úseku R2 sa nachádzajú celkovo štyri takéto mostné objekty s ozn. SO 201; 203; 204 a 207, ktoré sú si geometricky veľmi podobné. Pre zjednodušenie budem prezentovať údaje iba z objektu SO 201.

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

A2



Obr. 2: Pohľad na poskladaný objekt SO 201 vľavo a priečný rez napravo.

Pôvodný návrh DSP bol pri všetkých mostoch uvažovaný vo variante monolit. Vzhľadom na okolnosti, najmä z pohľadu urýchlenia doby výstavby, sme začali uvažovať nad zmenou technológie výstavby. Z tohto dôvodu sa ako najefektívnejší variant ponúkala úprava na prefabrikovaný rám. Keďže spoločnosť Doprastav, a.s. mala už skúsenosti s takýmto typom rámových konštrukcií z neďalekého úseku R2 Kriváň – Lovinobaňa, Tomášovce, bolo prirodzené sa týmto návrhom inšpirovať a vylepšiť technický koncept s ohľadom na nové technológie a materiály.

Na technickom riešení sme teda začali spolupracovať s projekčnou kanceláriou ConIS, s.r.o. s progresívnymi kolektívom statikov. Predbežné technické riešenie umožňovalo iba veľmi konzervatívne zmeny v tvare. Zároveň sme sa snažili naplniť plný potenciál prefabrikácie, preto sme veľkú pozornosť sústredili na celkovú hmotnosť segmentov tak, aby boli v maximálnej miere využité prepravné kapacity. Týmto spôsobom sme sa dostali k návrhu rámu pozostávajúceho z masívnej spodnej dosky, stenových prvkov a menšej hornej dosky, pozri obr.2.



Obr. 3: Pohľad na výrobu stenového prvku

Ďalším kľúčovým bodom bolo vytvorenie tuhého rámoveho spojenia v kritických miestach konštrukcie s vysokou odolnosťou proti ohybovému namáhaniu. Tu sa ako najvhodnejšie riešenie ukázala spolupráca so spoločnosťou Peikko Slovakia s.r.o. Do stenových častí boli inštalované stĺpové pätky Peikko BOLDA® overené certifikátom ETA, ktoré sa spájali s vysokopevnosťnými skrutkami PPM 30L s rozkovanou hlavou, umiestnenými v spodnej doske.

Na obr. 3 sú zobrazené stenové prvky v procese výroby, následne obr.4 pohľad na montáž prvkov. Keďže rámove spojenie muselo spĺňať prísne kritériá presnosti, ako aj bezpečnosti a spoľahlivosti na stavbe, výroba jednotlivých segmentov podliehala prísnej výrobnej kontrole ale aj montážnej skúške. Tá prebiehala v závode Prefa – Senec, kde sa vybrané časti jedného rámoveho celku skúšobne zmontovali.



Obr. 4: Skúšobná montáž – vľavo; reálny postup výstavby vpravo

Keďže bolo použité stenové spojenie vysokopevnosťnými skrutkami PPM 30L, bolo možné v štádiu montáže rektifikovať polohu a presný sklon stenových segmentov tak, aby horná doska spoľahlivo zapadla do rámu. Takýmto spôsobom sa v maximálnej miere využil potenciál prefabrikovanej konštrukcie vzhľadom na termín výstavby, pričom celkový čas montáže rámov nepresiahol 12 dní.

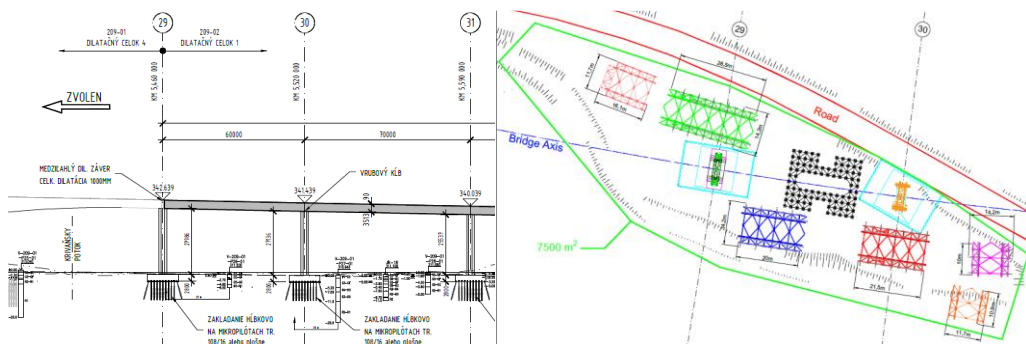


Obr. 4: Objekty SO 203 a SO 204 v celkovej situácii

2.2 Estakáda SO 209-02 DC1 + DC2

Protipólom, čo sa do veľkosti a typu technológie týka, k objektom z kapitoly 2.1 sú mostné objekty na estakáde SO 209-02. Spoločnosť Doprastav, a.s. na tomto objekte realizuje dilatačný celok DC1 a DC2 systémom výsuvnej skruže (ozn. MSS) od spoločnosti BERD – PROJECTO, INVESTIGAÇÃO E ENGENHARIA DE PONTES, S.A. (ďalej iba BERD), s pracovným rozpätím 70 m. Táto skruž nie je na Slovensku použitá po prvýkrát, no špecifickými podmienkami stavby sa jedná o unikátne riešenie.

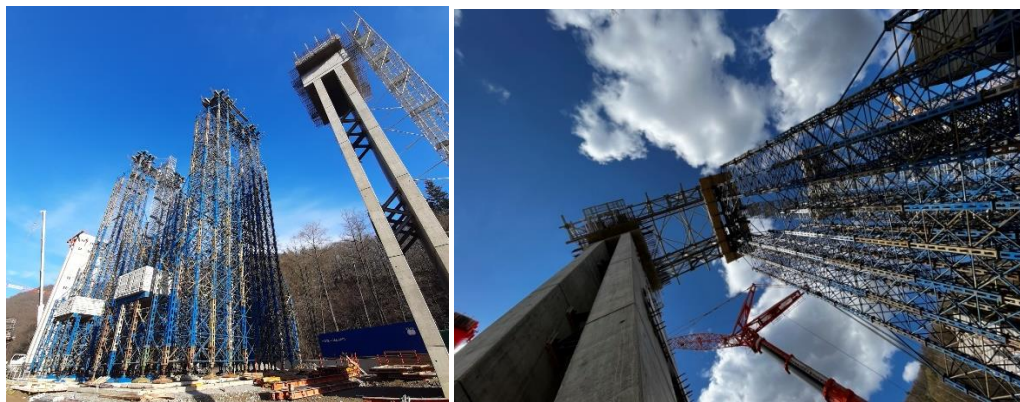
Objekt SO 209-02 má celkovú dĺžku 1600,50 m a skladá sa zo 4 dilatačných celkov. Špecifikom objektu je jeho plynulé napojenie na predchádzajúci objekt SO 209-01. Uvedené dilatačné celky sa teda nachádzajú medzi dvoma odlišnými technológiami výstavby. Zo strany proti smere staničenia to je technológia letmej betonáže, na druhej strane to je výsuv.



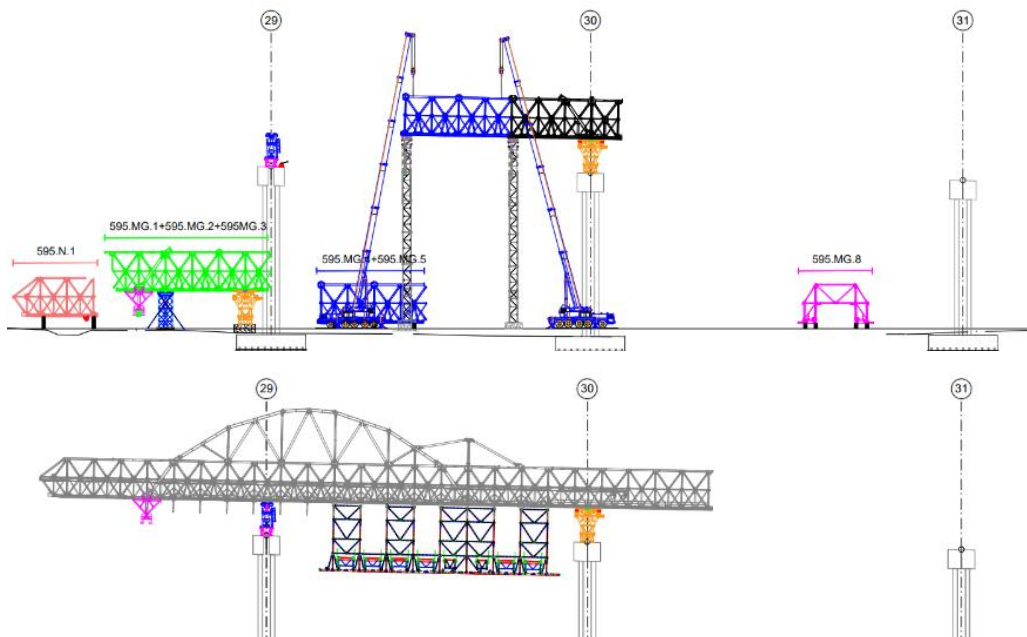
Obr. 5: Vľavo prepojenie SO 209.01 DC4 a SO 209.02 DC1; vpravo priestor na montáž MSS

Ako je teda možné vidieť na obr. 5 vľavo, technológia výsuvnej skruže sa nezačína na násype opory, ako štandardne býva zvykom, ale začína v bežnom poli. V týchto miestach dosahuje nosná konštrukcia výšku cca 30 m. Ďalšími limitujúcimi faktormi bola obmedzená veľkosť stavebného pozemku na montáž skruže cca 7500 m² ohraničená Krivánskym potokom z jednej strany a cestou I/16 z opačnej strany, obr. 5 vpravo.

Bolo teda nevyhnutné vybudovať dočasné podpery navrhnuté systémom PIŽMO, obr.6. Následne sa mohlo pristúpiť k montáži menších segmentov MSS podľa obr. 5. Poloha a veľkosť (váha) jednotlivých dielov bola vopred presne definovaná s ohľadom na možnosti zdvíhacej techniky a obmedzené priestorové kapacity. Po montáži hlavného poľa, a priľahlých konzolových častí, sa okamžite pristúpilo k ich demontáži, z dôvodu aktivácie pohybového mechanizmu.



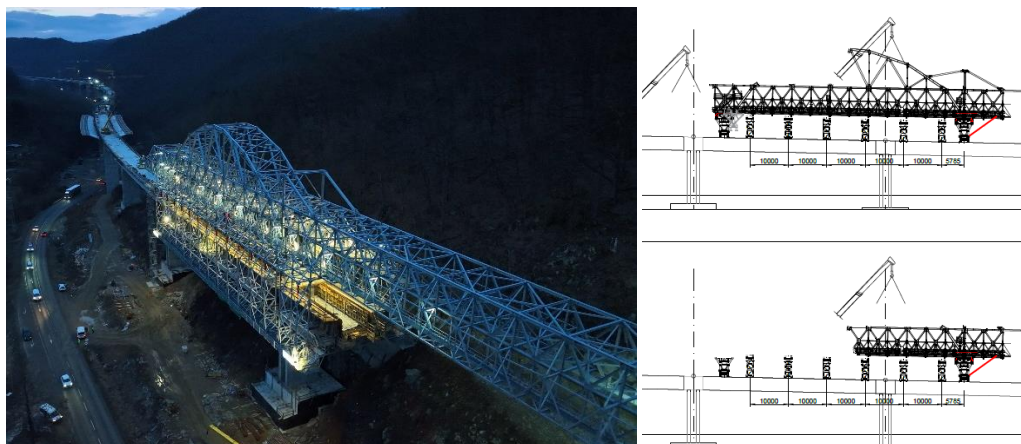
Obr. 6: Dočasná montážna plošina



Obr. 7: Schéma montáže výsuvnej skruže

Ako následne vidno z obr. 6 a obr.7, montáž samotná si vyžadovala obrovské úsilie a kooperáciu medzi výrobcou skruže, projektantom projektu a samotným realizátorom. V tomto prípade by som chcel osobitne vyzdvihnúť prácu inžinierskej kancelárie Strásky, Hustý a partneri s.r.o., za ich aktívny prístup. Obrázok 7 reprezentuje rôzne štádiá montáže skruže. Keďže výrobca skruže disponoval aj BIM modelom predmetnej skruže, bolo veľmi praktické využiť plný potenciál takejto dokumentácie. Veľký prínos predstavoval model samotný a práca s vizuálnymi filtrami pre rýchlu identifikáciu jednotlivých oceľových elementov skruže. Podobne v prípade drobných úprav oceľových prvkov sa ukázalo ako veľmi efektívne rýchlo vyhľadať element v skupine prvkov a získať prístup k jeho geometrickým parametrom formou negrafickej informácie. Práve precíznym naplánovaním aj takýchto dielčích krokov sa nám podarilo eliminovať množstvo kolízií, ktoré by sme inak museli riešiť in situ.

Aktuálne sa projekt nachádza vo fáze, kedy je nosná konštrukcia hotová, teda jej monolitická časť a prichádzame do fázy demontáže skruže. V čase montáže ešte neboli dokončené nadväzujúce časti, naopak v prípade demontáže sme sa museli popasovať s už vybudovanými konštrukciami nadchádzajúceho dilatačného celku. V tomto prípade sa jedná o technológiu výsuvu, ktorú realizoval iný partner združenia. Naproti skružiam, alebo letnej betonáži sa táto časť budovala v plnom šírkovom profile už vo výrobní. Tu sa nám teda naskytla príležitosť realizovať demontáž skruže na už zrealizovanom dilatačnom celku. Takáto demontáž si, podobne ako montáž, vyžadovala extrémnu pripravenosť a koordináciu. Projektant musel demontáž posúdiť ako nový zaťažovací stav, kedy skruž vlastnou tiažou pôsobí na nosnú konštrukciu a dynamicky sa premiestňuje jej ťažisko, vzhľadom na postup demontážnych prác.



Obr. 8: Pohľadom na MSS po zotmení

Ako vidno na obrázku 8 vľavo, prefabrikované vzpery sa montujú s odstupom dvoch polí. Šírka monolitickéj časti nosnej konštrukcie je iba 8,3 m, oproti plnej šírke nosnej konštrukcie 26,7 m, čo je nepostačujúce pre mechanizáciu. Poslednou betonážou sa postupne odstroja debniace časti skruže a následne po príchode skruže na nový dilatačný celok sa skruž posadí na dočasné vežičky. Tie zabezpečujú bezpečný prenos vlastnej tiaže skruže do konštrukcie. Takýmto spôsobom sa skruž štandardne montuje na násyp. Na obrázku 8 vpravo je schéma aktuálnej demontáže.

3 ZÁVER

Ako som sa zmienil už v úvode, predmetná stavba disponuje širokým portfóliom stavebných technológií. V príspevku som sa preto zamerlal na takpovediac dva kontrastné objekty, presypaný most s výškou násypu takmer 8 m v protiklade s mostom budovaným na výsuvnej skruži vo výške 30 m. V oboch prípadoch sa potvrdili výhody dobrej prípravy projektu, prípadne výhody prefabrikácie v prípade potreby minimalizovať čas výstavby.

Literatúra

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

MOSTY NAD ŽELEZNIČNOU TRATOU V ŠTRBE A V PREŠOVE

Juraj Kopčák¹ - Dávid Oravec²

ABSTRAKT

Príspevok popisuje dva mosty nad železničnou traťou, ktoré bolo potrebné zbúrať a na ich mieste postaviť nové. Prvý most sa nachádza v Štrbe. Komplexnú demoláciu vyše 90-ročného mostného objektu premostujúceho hlavnú železničnú trať medzi Žilinou a Košicami si vynútil jeho veľmi zlý stavebnotechnický stav kategorizovaný stupňom 6 a tiež mostný otvor, ktorý nezodpovedá súčasným normovým požiadavkám pre prejazdny profil železnice. Príspevok popisuje demoláciu mosta, ktorá musela byť realizovaná tak, aby bola zabezpečená doprava aspoň na jednej koľaji a tiež samotnú konštrukciu navrhovaného mosta. Mostný objekt je navrhnutý ako rámový jednopoložový most so spriahnutou oceľovo-betónovou mostovkou, ktorá je votknutá do opôr zo železobetónu. Druhý most je v Prešove. Nový mostný objekt vzhľadom na výškové obmedzenia limitované polohou prilahlých jestvujúcich komunikácií a jestvujúcou železničnou traťou je navrhnutý ako jednopoložový, oblúkový so spodnou mostovkou. Nosná konštrukcia je tvorená dvojicou oceľových oblúkov, na ktoré je pomocou vysokopevnostných oceľových tyčí zavesený oceľový rošt, spriahnutý so železobetónovou mostovkou.

A2

1 ÚVOD

Príspevok popisuje návrh dvoch nových mostných objektov, ktoré sú navrhnuté z oceľových konštrukcií spriahnutých so železobetónovou doskou. Keďže sa jedná o mosty premostujúce železnicu, tieto konštrukcie sú výhodné hlavne z dôvodu, že počas ich výstavby nie je výrazne obmedzovaná doprava na železnici a v priestore pod mostom nie sú potrebné žiadne pomocné konštrukcie. Veľkou výhodou je aj samotná rýchlosť výstavby. Príspevok tiež popisuje spôsoby demolácie mostov. Tie boli navrhnuté tak, aby železničná doprava bola čo najmenej obmedzovaná. V prípade mosta v Štrbe sa jedná o hlavnú dvojkoľajnú železničnú trať medzi Bratislavou a Košicami. V Prešove je to regionálna jednokoľajová trať na trase Prešov - Kapušany.

2 OPIS MOSTA V ŠTRBE

Mostný objekt na ceste III/3060 bolo potrebné zbúrať a to vzhľadom na jeho veľmi zlý stavebnotechnický stav a tiež na mostný otvor, ktorý nezodpovedal požiadavkám pre prejazdny profil železnice. Jeho búranie bolo realizované tak, aby na železnici bola zabezpečená doprava, keďže sa jedná o hlavnú železničnú trať ŽSR č. 180 v úseku Svit – Štrba. Pôvodný most bol

¹ Ing., Dopravoprojekt, a.s. Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 28, 080 01 Prešov, tel.: (051) 756 28 119, e-mail: kopcak@dopravoprojekt.sk

² Ing., Dopravoprojekt, a.s. Bratislava, divízia Prešov, Jarkova 28, 080 01 Prešov, tel.: (051) 756 28 119, e-mail: oravec@dopravoprojekt.sk

trojpoľový rámový s previslými koncami v pozdĺžnom smere a s trémovou železobetónovou nosnou konštrukciou v priečnom smere. Najzávažnejšou poruchou na mostnom objekte bola pomerne veľká korózia nosnej výstuže spôsobená jej malým krytím a zatekaním. Pôvodný mostný objekt bol postavený v roku 1932 a zbúraný bol po 92. rokoch.



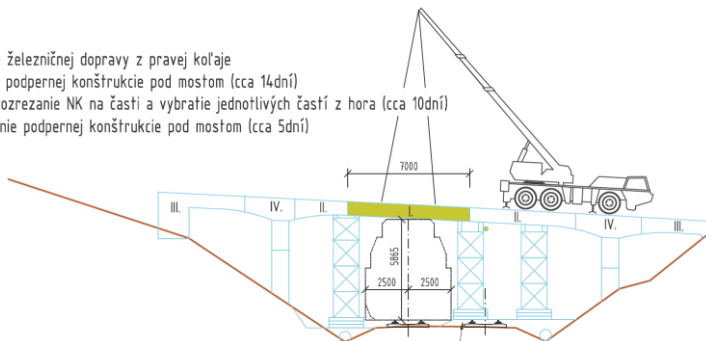
Obr.1 Pohľad na pôvodný most

3 DEMOLÁCIA MOSTA V ŠTRBE

Mostný objekt na ceste III/3060 bol zdemolovaný postupným rezaním a odstraňovaním vyrezaných častí. Počas búrania bola doprava z jednej koľaje vylúčená a boli postavené dočasné konštrukcie typu „PIŽMO“ tak, aby bola zabezpečená stabilita mosta počas jeho rozoberania (obr.2). Nosná konštrukcia bola rozrezávaná v pozdĺžnom smere pomocou okružnej píly a v priečnom smere pomocou lanovej píly. Maximálna hmotnosť vyrezaných častí bola 20t.

II.ETAPA

- vylúčenie železničnej dopravy z pravej koľaje
- zriadenie podpernej konštrukcie pod mostom (cca 14dní)
- priečne rozrezanie NK na časti a vybratie jednotlivých častí z hora (cca 10dní)
- odstránenie podpernej konštrukcie pod mostom (cca 5dní)

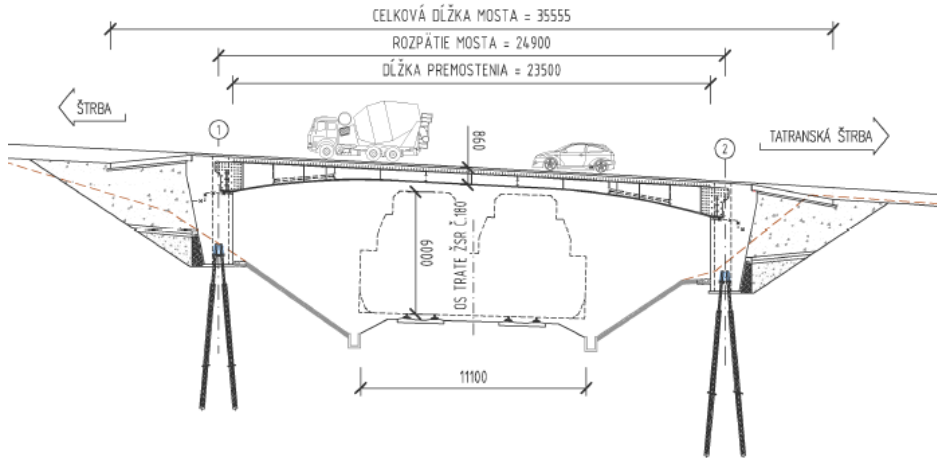


Obr.2 Schéma demolácie mosta

4 NOVONAVRHNUTÝ MOST V ŠTRBE

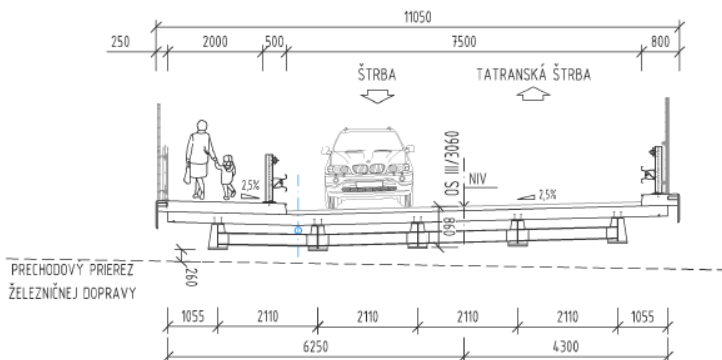
Novovybudovaný mostný objekt bude súčasťou cesty III/3060 a bude slúžiť cestnej doprave.

Mostný objekt v extraviláne obce Štrba je navrhnutý ako rámový jednopoložový most so spriahnutou oceľovo-betónovou nosnou konštrukciou. Rozpätie mosta je 24,90 m a šírka nosnej konštrukcie mosta je 10,55 m. Ide o dvojpruhový most so šírkou medzi obrubami 7,5 m a dvojmetrovým chodníkom na ľavej strane. Nosná konštrukcia je tvorená 5-timi oceľovými nosníkmi, ktoré sú spriahnuté so železobetónovou doskou hrúbky 220 mm. Výška oceľových nosníkov sa mení od 550 mm v strede poľa do 1480 mm v mieste železobetónových opôr, do ktorých sú votknuté. Nosníky sú priečne prepojené pomocou oceľových priečnikov.



Obr.3 Pozdĺžny rez mostom

Priečniky zabezpečujú priestorovú stabilitu nosnej konštrukcie. Železobetónová doska tvorí hornú mostovku mosta. Zo statického hľadiska pôsobí nosná konštrukcia ako rám a tvorí jeden dilatčný celok. Pre zvýšenie kapacity nosnej konštrukcie bola navrhnutá postupná betonáž nosnej konštrukcie, kde v prvej etape bola navrhnutá betonáž rámových rohov. Až po zatvrdnutí betónu a teda zo statického hľadiska už na rámovom prvku bola realizovaná betonáž strednej časti spriahujúcej dosky.



Obr.4 Priečny rez mostom

Spodná stavba je tvorená dvojicou krajných stenových opôr, do ktorých sú votknuté hlavné nosníky. Stenové opory sú založené na mikropilótach. Stenové opory nabiehajú smerom k rámovému rohu a sú tvarované tak, aby do mikropilót prenášali čo najmenší ohybový moment. Svah pri každej opore je zabezpečený dvojicou šikmých stenových krídel, ktoré sú taktiež založené na mikropilótach. Minimalizáciu sadania prechodových oblastí zabezpečujú prechodové dosky dĺžky 4,0 m, ktoré sú uložené na stenových oporách.



Obr.5 Pohľad na uložené oceľové nosníky

5 OPIS MOSTA V PREŠOVE

Na ceste III/3450 na ulici Lesík delostrelcov v Prešove sa nachádzal trojpoľový prefabrikovaný most a jednopolevé prefabrikované lávky pre peších po oboch stranách mosta. Mostný objekt bol vo veľmi zlom stavebnotechnickom stave a príslušné lávky pre peších dokonca v havarijnom stave a z toho dôvodu boli uzatvorené pre peších. Podobne ako v Štrbe, aj v Prešove bolo potrebné túto konštrukciu zbúrať. Ďalším dôvodom búrania bol nedostatočný prejazdny profil pre železnicu.

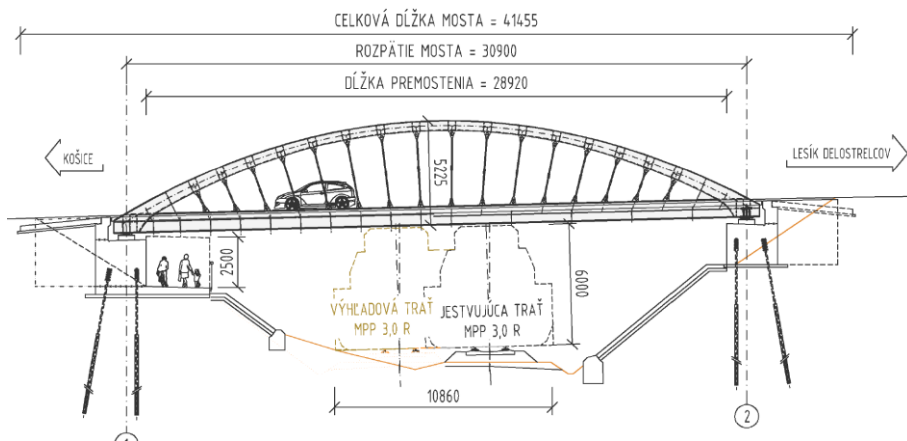
6 DEMOLÁCIA MOSTA V PREŠOVE

Demolácia mosta a lávok bola realizovaná pomocou búracích klieští. Železničná koľaj bola ochránená dreveným rezivom a geotextíliou, ktorá bola presypaná štrkodrvou hrúbky min 0,75 a prekrytá vrstvou cestných panelov. Samotná demolácia prebehla pomerne rýchlo a železničná doprava bola vylúčená len necelé 4 dni.

7 NOVONAVRHNUTÝ MOST V PREŠOVE

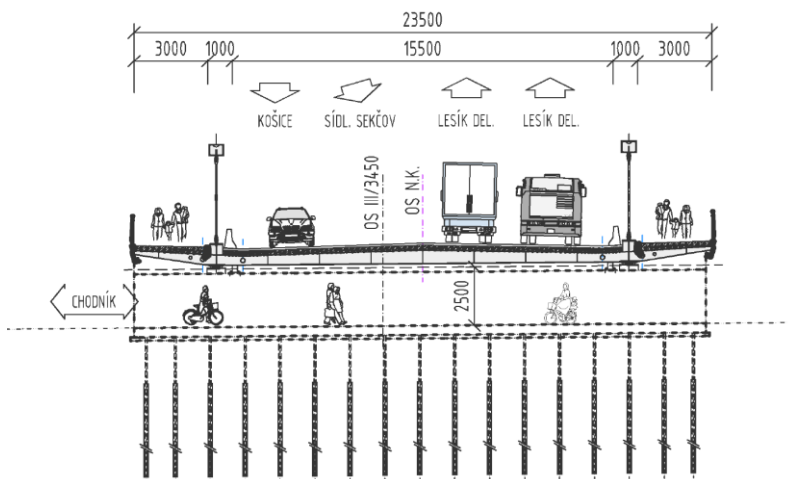
Nový mostný objekt sa nachádza na ceste III/3450. Šírka vozovky medzi zvodidlami je navrhnutá 15,5m. Po oboch stranách mosta je navrhnutý združený chodník šírky 3,0 m pre peších a cyklistov. Most premostuje železničnú trať ŽSR č.195 na trase Prešov – Kapušany a zároveň novonavrhovaný obojsmerný chodník s celkovou šírkou 3,0 m, vedený popri opore č.1. Návrh mostného objektu zohľadňuje aj výhľadovú železničnú trať, ktorá je dvojkoľajová s

elektrickou trakciou (aktuálne jednokoľajová bez trakcie). Na návrh konštrukcie mosta malo rozhodujúci vplyv najmä napojenie na jestvujúce komunikácie a výškové obmedzenia výhľadovej železničnej trate s trakciou, kde musí byť zabezpečený prechodný prierez železničných dráh výšky 6,0 m, s rezervou 10 cm.



Obr.6 Pozdĺžny rez mostom

Mostný objekt je navrhnutý ako jednoložový, oblúkový so spodnou mostovkou. Rozpätie mosta je 30,90 m, vzopätie oblúka je 4,50 m. Šírka nosnej konštrukcie mosta je 23,50 m a osová vzdialenosť medzi oblúkmi je 16,80 m. Most je navrhnutý ako šikmý so šikmostou 79,391 g. Výškovovo je komunikácia na moste v stúpaní 2,53%, v priečnom smere má vozovka strechovitý sklon 2,50%. Nosná konštrukcia je tvorená dvojicou oceľových oblúkov s oceľovým tiahлом, oceľovými závesmi, spriahnutými oceľovo betónovými priečnikmi a oceľovými konzolami na ktorých položená pochôdna železobetónová rímsa. Oblúky majú obdĺžnikový tvar s prierezom 0,60 m x 0,50 m s nábehom smerom k oporam. Hrúbka stien oblúka je 30 mm. Tiahlo je navrhnuté ako zváraný I-profil výšky 0,95 m. Horná pásnica má rozmer 0,54 x 0,05 m, spodná pásnica 0,60 x 0,05 m a stena hrúbku 20 mm.



Obr.7 Priečny rez mostom

Oblúk s tiahlom je prepojený pomocou vysokopevnostných tyčí s priemerom $\varnothing 52$ mm. Priečniky sú navrhnuté ako zvarané I-profily premennej výšky od 420 do 600 mm spriahnuté so železobetónovou mostovkovou doskou hrúbky 20 cm. Výhodou tohto usporiadania je, že stavebná výška mosta mimo vozovku je iba 620 – 800 mm, čo umožnilo bezproblémové preklopenie danej prekážky. Na zvarané prvky bola použitá oceľ S355, na závesy vysokopevnostná oceľ S540. Pochôdzne rímasy a spriahujúca mostovková doska sú z betónu C40/50. Spojie oceľových prvkov sú okrem skrutkovaného spoja medzi konzolami a tiahlom zvarané. Spodná stavba je tvorená dvojicou krajných opôr, ktoré sú navrhnuté ako hĺbkovo založené železobetónové úložné prahy s votknutými mostnými krídlami a záverným múrikom. Na opore č.1 je v jej spodnej časti navrhnutá železobetónová konzola, po ktorej bude vedená pešia doprava a cyklisti. Most je založený na mikropilótach dĺžky 12,0 m s vrtnom priemeru $\varnothing 220$ mm a s výstužou z oceľovej rúrky $\varnothing 108/16$ mm. Most tvorí jeden dilatačný celok a je uložený na 4 elastomérnych ložiskách, t.j. po dve ložiská na oporu. Na každej opore sa tiež nachádza dvojica seizmických zarážok, ktoré zabezpečia most proti zrúteniu pri seizmickej udalosti. Keďže je most v intraviláne mesta a v jeho blízkosti sa nachádzajú bytové domy, použili sa na moste asfaltové mostné závery. Ich hlavnou prednosťou je nízka hlučnosť pri prejazde vozidiel.



Obr.8 Pohľad na most

8 ZÁVER

Oba mosty v Prešove aj v Štrbe sú vo vysokom štádiu výstavby a budú odovzdané do užívania v jeseni tohto roku.

LÁVKA PRO PĚŠÍ PŘES KOLEJIŠTĚ NÁDRAŽÍ V CHEBU

Jan Nováček¹, Pavel Kolencík², Jiří Urban³, Jiří Stráský⁴

ABSTRAKT

Lávka pro pěší je navržena jako předpjatá betonová konstrukce doplněná o dvojici ocelových pylonů se semiradiálně uspořádanými závěsy zajišťujícími překlenutí nejdelšího pole o délce 87 m. Celková délka nosné konstrukce je 397,1 metrů a překleneje svými 10 poli celkem 39 kolejí v prostoru nádraží v Chebu. Nosná konstrukce je realizována ve výrobně a jednotlivé segmenty jsou postupně vysouvány přes celé kolejiště (s pomocí soustavy montážních podpěr) společně s již instalovanými dřiky pylonů, které jsou integrální součástí nosné konstrukce.

A2

1 ÚVOD

Nová lávka přes kolejiště nádraží ve městě Cheb je umístěna v trase původní ocelové lávky, která musela být snesena kvůli svému nevyhovujícímu technickému stavu. Lávka je umístěna ve složitém území, kde překračuje 6 místních komunikací a zejména 39 kolejí, které jsou ve většině případů elektrifikované.

Projekt nové lávky započal projektem demolice původní konstrukce. V rámci přípravy projektu nové lávky bylo investorovi předloženo několik variant ocelových i betonových mostních konstrukcí, ze kterých si zástupci města Cheb vybrali konstrukci tvořenou betonovým předpjatým parapetním nosníkem, který je ve své střední části zavěšen na dvojici pylonů se semiradiálně uspořádanými závěsy. Ocelová varianta NK nebyla s ohledem na zkušenosti s předchozí lávkou preferována.

2 PROJEKT LÁVKY

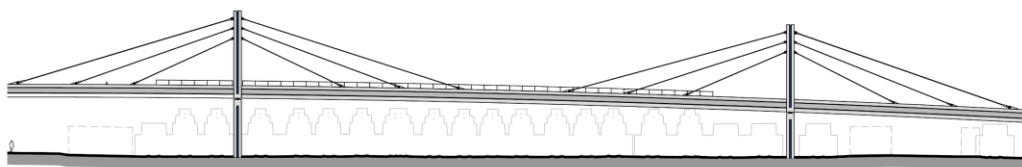
Lávka přechází kolejiště nádraží v půdorysně přímé trase a propojuje na západě centrum města se Švédským vrchem. Návrh rozmístění podpěr byl zásadně omezen uspořádáním kolejiště, které si vynutilo vytvoření hlavního pole o rozpětí 87 m, jelikož v této oblasti jsou koleje příliš blízko u sebe a požadované průjezdné prostory na sebe bezprostředně navazují. Z tohoto důvodu bylo navrženo vynesení lávky pomocí závěsů do pylonů v kombinaci s trasovanou předpínací výztuží v parapetu lávky. Celková délka nosné konstrukce lávky je 397,1 m a tvoří ji 10 polí, viz Obr. 1. Na západní straně je nástup na lávku omezen přiléhající místní komunikací a chodníkem, takže nebylo možné navrhnout plynulé propojení, a proto je využito kolmé schodiště a krátké kolmé rampy umožňující bezbariérový nástup na lávku. Na straně Švédského vrchu lávka plynule přechází na půdorysně zakřivenou rampu navazující na stávající strukturu komunikací.

¹ Ing. Ph.D., Stráský, Hustý a partneři, Bohunická 50, Brno, Česká republika, e-mail: j.novacek@shp.eu

² Ing., Stráský, Hustý a partneři, Bohunická 50, Brno, Česká republika, e-mail: p.kolencik@shp.eu

³ Ing., Stráský, Hustý a partneři, Bohunická 50, Brno, Česká republika, e-mail: j.urban@shp.eu

⁴ Prof. Ing. DSc., Stráský, Hustý a partneři, Bohunická 50, Brno, Česká republika, e-mail: j.strasky@shp.eu



Obr. 1 Podélný řez lávkou s detailem zavěšené části konstrukce

2.1 Založení

V místě stavby byly zjištěny geologickým průzkumem velmi komplikované základové podmínky, když byly zastíženy neulehlé navážky, pod kterými se nachází v mocnosti několika desítek metrů stlačitelná zemina s vysokou hladinou podzemní vody. Jednalo se o kombinaci zemin F8 – F4 v různých mocnostech a uspořádání. Z důvodu omezených možností provedení velkopřůměrových pilot v rozsáhlém elektrifikovaném kolejišti bylo založení navrženo na mikropilotách. S ohledem na charakter podloží byly provedeny 3 nesystémové zatěžovací zkoušky mikropilot, na základě kterých se upřesnila délka mikropilot i postup reinjektáže.

2.2 Spodní stavba

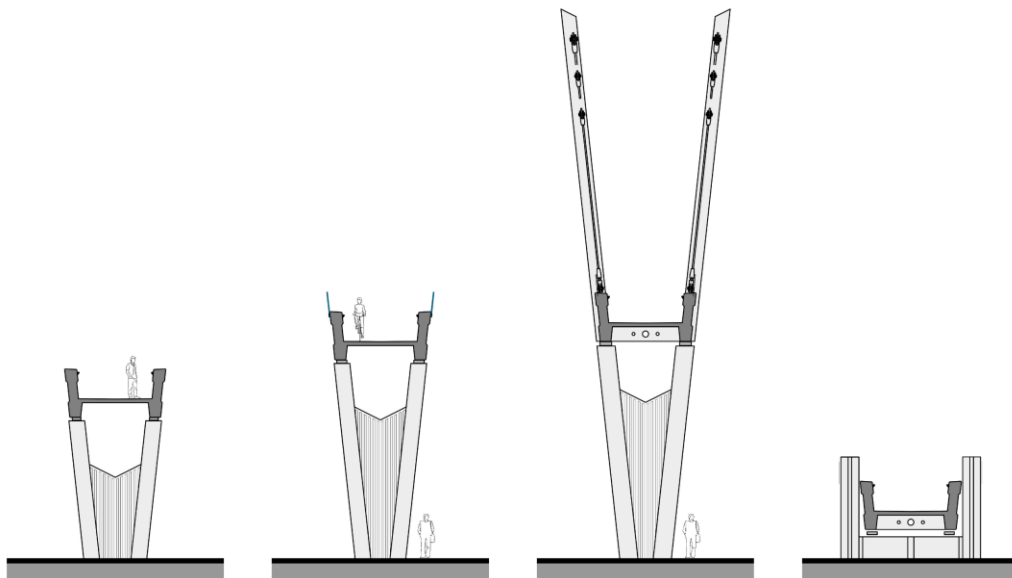
Pilíře jsou v příčném řezu tvořeny sloupy ve tvaru písmene V, které jsou spojeny stěnou až do úrovně 1,8 m pod horní povrch pilíře. Typické pilíře jsou v podélném směru široké 800 mm a v místě pylonů (P6 a P7) jsou šířky 1200 mm. Propojující stěna je tloušťky 400 mm, resp. 600 mm a je opatřena vlysy, obr. 2. Z boku pilířů jsou navrženy drážky hloubky 150 mm pro vizuální odlehčení. Všechny pilíře svírají příčně stejný úhel sevření, pouze jsou jinak zapuštěné do terénu.

2.3 Nosná konstrukce

Niveleta lávky je vedena v konstantním vrcholovém oblouku poloměru 3030 m. Díky konstantní křivosti a přímému půdorysnému vedení bylo možné s výhodou využít technologii výsunu vzhledem ke komplikovanému uspořádání překážek a hlavně s ohledem na náklady pro výluky jednotlivých kolejí.

Příčný řez lávky je tvořen symetrickým parapetním průřezem tvaru H o celkové výšce 2,0 m. Parapety jsou ukloněné směrem ven a jejich horní povrch je ve výšce 1250 mm nad niveletou. Po výšce parapetu je z vnější i vnitřní strany navrženo vybrání hloubky 60 mm. Šířka parapetu ve vrcholu je 500 mm, ve střední části je 380 mm a tloušťka mezilehlé mostovkové desky je 180 mm. Na lávce je navržen dostředný spád, kde jsou situovány odvodňovače zaústěné do podélného svodu pod deskou. V prostoru pod deskou jsou kromě podélného svodu umístěny také chráničky pro převedení inženýrských sítí. Při pohledu z boku je oblast inženýrských sítí skryta spodním lícem parapetu. V koncových oblastech u opěr je parapet ve střední části rozšířen na hodnotu 440 mm z důvodu zakotvení předpínací výztuže.

Na vnitřní straně lávky je v místě přechodu vybrání navržena podélná drážka, do které jsou instalovány LED pásky osvětlující pochozí prostor. Napájení úseků LED pásků je vedeno přes rozvodné krabice zapuštěné do stěny parapetu.



Obr. 2 Příčný řez

Pylony pro zavěšení konstrukce jsou umístěny nad pilířem P6 a P7 a jsou integrální součástí nosné konstrukce. V místě pylonů je kontinuální betonová nosná konstrukce přerušena ocelovým příčnickem, ze kterého vyčnívá dvojice ukloněných ocelových dříků pylonu navazujících přímo na geometrii rozevření parapetů nosné konstrukce. Ocelové příčníky jsou plně probetonované a pomocí sřahovacích přípravků spojeny s betonovou nosnou konstrukcí. Předpínací výztuž prochází skrz ocelový svařenec prostřednictvím navařených silnostěnných trubek. Betonářská výztuž je částečně průchozí skrz a částečně je připojena k ocelovému příčníku přes navařené spojky. Průřez pylonu je navržen jako svařovaná komora s vnitřními výztuhami a respektuje po výšce prolis vedený u betonového pilíře ve spodní části. Pylon dosahuje výšky 13,75 m se započtením výšky parapetu. V horní třetině pylonu jsou umístěna oka pro vlastní systém závěsů, které jsou navrženy typu full-locked-coil. Závěsy jsou opatřeny koncovkami typu vidlička a vidlička s rektifikací a jsou dodávány firmou Redaelli.

V nosné konstrukci jsou pro kotvení závěsů zabetonované ocelové přípravky, které jsou vedené excentricky v rámci průřezu parapetu tak, aby bylo možné trasovat kabely předpětí. Ocelové kotevní přípravky jsou svařované a vylehčené vnitřním otvorem. Nejdelší ocelový přípravek se nachází v místě závěsu s nejmenším úhlem sevření k nosné konstrukci a dosahuje délky až 4 m. Přípravky jsou opatřeny kromě sřahovacích trnů i koncovými výztuhami pro zakotvení síly přenášené závěsy. Při horním povrchu nosné konstrukce je na přípravku navařen obvodový lem z plechu zajišťující, že nebude docházet k zatékání vody do spáry mezi ocelovým přípravekem a betonem.

Předpětí nosné konstrukce je navrženo ve dvou fázích. Pro první fázi se jedná o přímé kabely situované do rohů příčného řezu. Celkem se jedná o čtyři 12 lanové kabely v plastových kanálcích. Tyto kabely zajišťují téměř centrické předpětí, které je velmi výhodné pro výsun nosné konstrukce s ohledem na nutnost dimenzování na kladný i záporný moment.

Předpětím v druhé fázi jsou kabely spojitosti, které jsou výškově trasovány adekvátně statickému namáhání. Dodavatelem předpětí, firmou VSL, byla garantována realizace protažení lan do zabetonovaných kanálků spojitosti na celou délku nosné konstrukce 397 m. Tato skutečnost umožnila realizaci primárního přímého předpětí pouze uvnitř konstrukce, bez nutnosti využití antagonistických montážních kabelů vně lávky, vyrovnávajících účinky trasovaných kabelů spojitosti při výsunu nosné konstrukce.



Obr. 3 Nosná konstrukce během výsunu

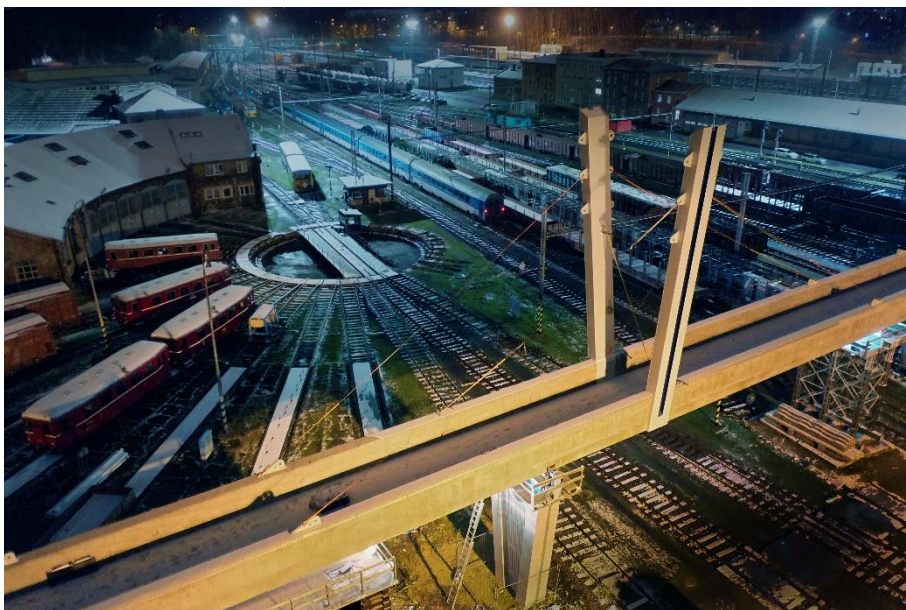
3 REALIZACE LÁVKY

Celý průběh výstavby velmi ovlivňovala nutnost výluk kolejí i trakce v závislosti na konkrétních stavebních pracích. Pro realizaci založení byly vytvořeny pažené jámy v bezprostřední blízkosti kolejí. Vrtání a injektáž mikropilot probíhala na začátku roku 2021. Následovala výstavba všech pilířů v kolejišti, během které již probíhaly práce na realizaci výroby pro výsun nosné konstrukce.

Z prostorových důvodů bylo zvoleno umístění výroby na straně Švédského vrchu. Konfigurace terénu bohužel neumožňovala zřídit výrobu až za opěrou, a tak byla výroba umístěna v okolí pilíře P10. Výrobna je v přímém kontaktu s hrází vedlejšího rybníka, a proto bylo nutné pod násypem výroby převést i přepad z rybníku.

Výrobna byla tvořena železobetonovou zdí plošně založenou, na kterou byly připevněny ocelové HEB profily s poloměrem zakružení dle vysouvané konstrukce. Lávka byla rozdělena do celkem 14 segmentů délky 22 – 30 m. Pro výsun byl použit ocelový plnostěnný nos, který byl připnut na horním líci přes ocelový příčník do nosné konstrukce. Na spodním líci byl nos připojen přes čep k předem zabetonované ocelové desce do čela nosné konstrukce.

Technologii vysouvání zajišťovala firma VSL pomocí tažného systému přes ocelový přípravek umístěný na vybetonovaném čele dílčího segmentu. Po vybetonování segmentu ve výrobně došlo k napnutí kabelů 1.fáze a výsunu do projektované polohy. Následně se na čele aktuálně vysunutého segmentu osadil ocelový přípravek, přes který byla konstrukce zajištěna, a tak byl zřízen pevný bod ve výrobně.



A2

Obr. 4 Noční výsun konstrukce s instalovaným pylonem P6

Definitivní rozpětí lávky bylo příliš velké pro výsun konstrukce, a tak bylo nutné umístit do kolejíště dílčí montážní bárky. Výsun probíhal přes betonové bločky opatřené nerezovým plechem. Mezi lávkou a nerezovým plechem se během výsunu vkládali kluzné desky.

Na začátku realizace zhotovitel uvažoval s instalací dočasných podpěr pro výsun i před definitivní pilíře. Až po realizaci pilířů došlo ke změně postupu výstavby, kdy byl vznesen požadavek na využití definitivních pilířů i pro výsun. Pro pilíře P8 a P9 s významným podélným spádem však tento požadavek znamenal vyřešení dodatečného připnutí hlav pilířů k výrobně, jelikož pilíře nebyly vyztuženy na toto nadměrné namáhání během výsunu.



Obr. 5 Dokončená konstrukce

Vzhledem k omezenému přístupu v oblasti pylonu P6 byl zvolen postup výstavby takový, aby byly dráčky pylonu namontovány v předstihu, tzn. mimo svoji definitivní polohu na volně

přístupném místě. Následovaly celkem 4 výsuny s již instalovanými dříky pylonu, viz obr. 4. Pro tento postup musely být staticky prověřeny dílčí stavy výsunu, jelikož se jednalo o dodatečné zatížení, se kterým se v původně neuvažovalo. Dřík pylonu P7 byl instalován již dle původních předpokladů projektu přímo na definitivním místě až po ukončeném výsunu konstrukce.



Obr. 6 Dokončená konstrukce

Všechny segmenty byly budovány ve výšce 100 mm nad definitivní niveletou a následně došlo k postupnému spuštění nosné konstrukce do finální polohy za pomoci lisů umístěných na k tomu určených montážních bárkách.

Následně bylo doplněno příslušenství mostu v podobě atypického mostního závěru a zábradlí kotveného dodatečně do parapetu. Toto příslušenství je provedeno z nerazavějící oceli pro dlouhou životnost prvků. Horní povrch mostovky je kryt pochozí hydroizolací.

Zhotovitelem stavby byla ve veřejné soutěži vybrána firma Raeder & Falge, která postupně realizovala stavbu až do výsunu segmentu 8 v létě roku 2022. Bohužel v této době došlo k úpadku firmy a její insolvenční. Investorovi se naštěstí podařilo ve velmi krátké době najít řešení pro dokončení stavby, jelikož konstrukce byla vysunuta nad velkou částí kolejiště a v této poloze nebyla možná dlouhodobá konzervace. Výstavbu převzala firma Swietelsky Rail, která provedla betonáž a výsun zbývajících segmentů.

4 ZÁVĚR

Lávka byla dokončena a zpřístupněna pro veřejnost v září 2023 a znovu obnovila propojení dvou částí Chebu pro pěší a cyklisty.

Všechny stupně projektové dokumentace zpracovala firma Stráský, Hustý a partneři s.r.o.. VTD pro výsunvé přípravky vypracovala firma V-Con, s.r.o.. Závěrečné dokončení stavby zajistila firma Swietelsky Rail CZ s.r.o..

Sekcia A3

NOVÉ MATERIÁLY A TECHNOLOGIE

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Katarína Gajdošová, PhD.
prof. Ing. Peter Koteš, PhD.

A3

VÝZVY A INOVÁCIE PRE BUDÚCNOSŤ SLOVENSKEHO STAVEBNÍCTVA

Ján Bujňák¹ – Matej Hrubý²

ABSTRAKT

Príspevok sa venuje dôležitosti stavebníctva ako jedného z hlavných odvetví priemyslu. Stavebníctvo čelí výzvam na celom svete a Slovensko nie je výnimkou. S týmito výzvami sa stretávame v každodennej praxi. Investori tlačia na čo najlacnejšie alebo tradičné, zaužívané riešenia. No to, čo sa zdá byť rýchle a lacné, nie je vždy aj najefektívnejšie. V príspevku bude odprezentovaných niekoľko príkladov, ktoré priniesli zjednodušenie výstavby, jej zrýchlenie, úsporu nákladov a v neposlednom rade aj zníženie emisií CO₂.

A3

1 ÚVOD

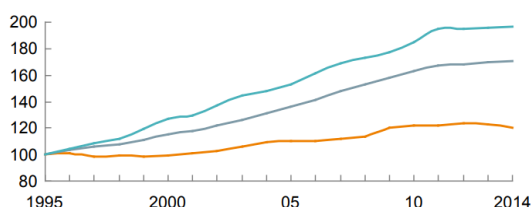
Stavebníctvo tvorí približne 13 % svetového HDP. Za posledných 20 rokov bol rast produktivity v stavebníctve len približne tretinový v porovnaní s priemerom celej ekonomiky. (Obrázok 1). Jedným z vysvetlení takéhoto rozdielu je to, že stavebný priemysel v danom období nebol schopný profitovať z rozvoja automatizácie výroby a informačných technológií, ako napríklad automobilový priemysel.

Globally, labor-productivity growth lags behind that of manufacturing and the total economy

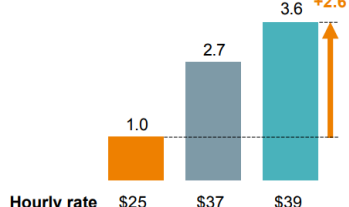
Global productivity growth trends¹

Construction Total economy Manufacturing

Real gross value added per hour worked by persons engaged, 2005 \$
Index: 100 = 1995



Compound annual growth rate, 1995–2014 %



¹ Based on a sample of 41 countries that generate 96% of global GDP.

SOURCE: OECD; WIOD; GGCD-10, World Bank; BEA; BLS; national statistical agencies of Turkey, Malaysia, and Singapore; Rosstat; McKinsey Global Institute analysis

Obr. 1: Rast produktivity v stavebníctve

¹ Ján Bujňák, Peikko Group, Viceprezident pre Výskum a vývoj, jan.bujnak@peikko.com, +421 911 250 056

² Matej Hrubý, Peikko Slovakia Riaditeľ predaja, matej.hruby@peikko.com, +421 911 260 300

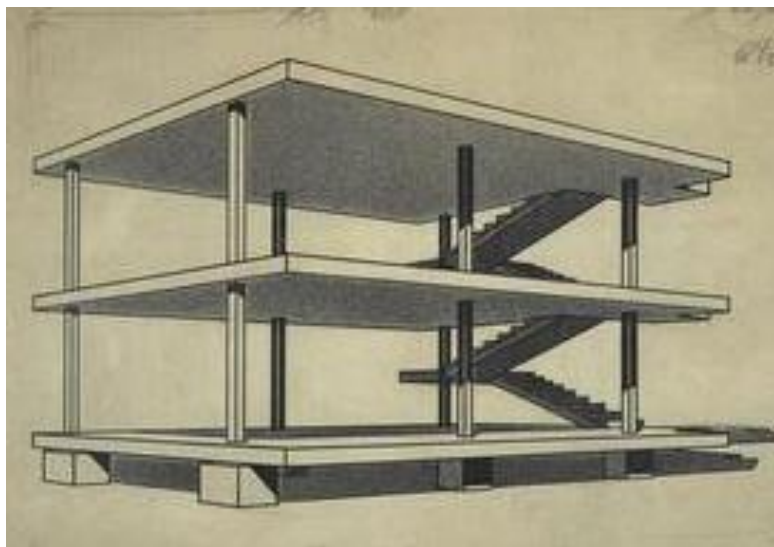
Nízka produktivita stavebníctva spôsobuje v spoločnosti veľké problémy, ako napríklad nedostatok bývania. Na druhej strane, toto môže byť aj veľká príležitosť. Keďže stavebníctvo každoročne generuje celosvetovo bilióny eur, objavenie a zavedenie technických riešení, ktoré by zvýšili jeho produktivitu, by mohlo priniesť veľký prínos pre celú spoločnosť. Preto nie je prekvapujúce, že ConTech (technológie pre stavebníctvo) startupy, ktoré sa zaoberajú témami ako 3D tlač alebo modulárna výstavba, nedávno získali významné investície rizikového kapitálu od prominentných investorov, ako je Bill Gates [2]. Produktivita v stavebnom priemysle je tiež dôležitou témou verejných činiteľov v Európskej komisii. Zdá sa, že vidia riešenie v lepšom prepojení všetkých častí stavebného procesu a v možnosti vytvorenia nových, jednotných architektonických štandardov.

2 ŽELEZOBETÓN A MODERNÁ ARCHITEKTÚRA

A3

Hoci sa vynález železobetónu často pripisuje Josephovi Monierovi [4] v druhej polovici 19. storočia, boli to inžinieri ako Eugene Freyssinet, ktorí experimentovali s výstavbou zo železobetónu na začiatku 20. storočia. Freyssinet môže byť tiež považovaný za jedného z prvých vynálezcov prefabrikovaného betónu [5]. Technologický pokrok na začiatku 20. storočia povzbudil architektov, aby premýšľali nad novými a efektívnejšími postupmi v modernej architektúre. Tradičné oblúky nahradili železobetónové dosky, ktoré boli lacnejšie a šetrili priestor.

Možno spomenúť Dom-Ino dom [6], architektonický koncept Le Corbusiera z roku 1914, ktorý slúžil ako prototyp pre masovú výstavbu. „Konštrukčný systém – rám – úplne nezávislý od pôdorysov domu niesol stropy a schodiská. Mal byť vyrobený zo štandardizovaných prvkov, ktoré sa mali pripojiť k sebe, čo by umožňovalo veľkú variabilitu pri zoskupovaní domov.“



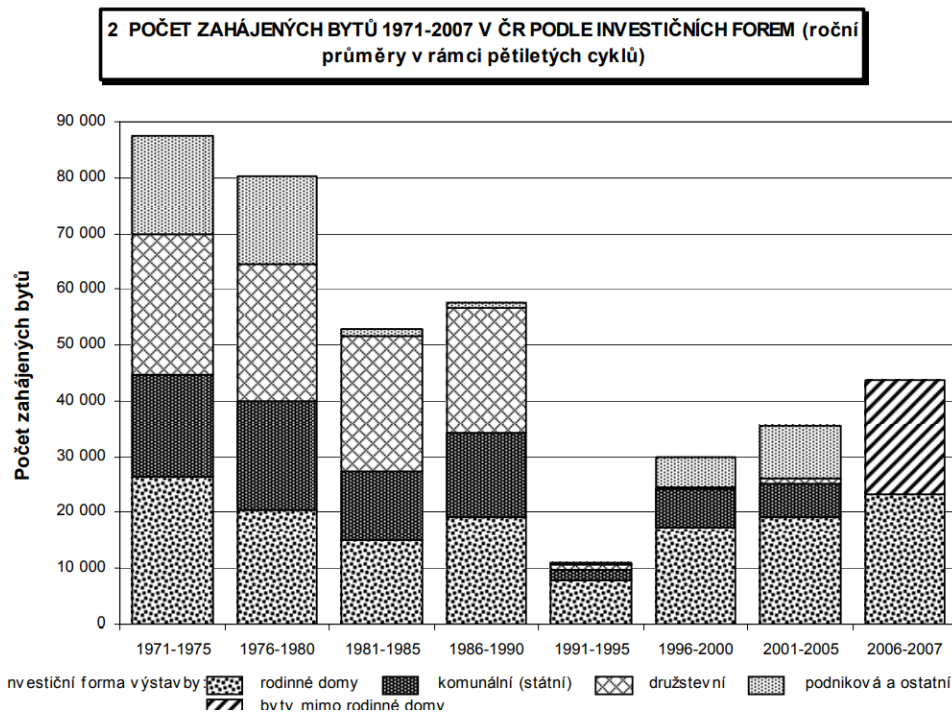
Obr. 2: Koncept Dom-Ino od Le Corbusiera (1914)

Technológia bola pripravená a otestovaná už pred vojnou, no pravý čas na jej využitie nastal po vojne. Následky vojnových škôd, potreba zabezpečiť bývanie pre milióny ľudí a nedostatok pracovnej sily umocňoval potrebu rýchlej a efektívnej výstavby.

Zborník zo 7. kongresu IABSE z roku 1964 [7] prináša pohľad na obrovský pokrok, ktorý stavebný priemysel dosiahol vďaka prefabrikácii len za približne 20 rokov. Desiatky technicky pokročilých prefabrikovaných modulárnych systémov, vyvinutých v priebehu niekoľkých mesiacov, boli použité na výstavbu bývania pre milióny ľudí. Tieto budovy tvoria významnú časť stavebného fondu v Európe dodnes. Charakterizuje ich vysoký stupeň uniformity, čo bolo v 50. rokoch 20. storočia nevyhnutné pre rýchlu a efektívnu masovú výrobu a výstavbu.

3 PRÍČINY A DÔSLEDKY POKLESU PREFABRIKOVANEJ VÝSTAVBY

Pokles prefabrikovanej modulárnej výstavby v západnej Európe začína na začiatku 70. rokov. Aspoň v rámci francúzskeho kontextu autori diela [8] tento pokles spájajú s nástupom postmodernej architektúry. Preferencie architektov sa posunuli od uniformity k individualizmu, čo si vyžadovalo dlhú a náročnú fázu plánovania a návrhu. Finančne náročný priemyselný proces výroby a montáže prefabrikovaných konštrukcií sa v takomto kontexte stal neefektívnym a do veľkej miery bol nahradený metódou odlievania na mieste do debnenia.



Obr. 3: Počet bytov postavených v Československu a v České republice (strmý pokles na začiatku 90. rokov koreluje s poklesom priemyselnej prefabrikácie) [10]

Podobný jav nastal vo východnej Európe s približne 20-ročným oneskorením na začiatku 90. rokov. Sovietsky štýl prefabrikovanej výstavby sa stal jednou z prvých obetí kolapsu centrálne plánovaných ekonomík v 90. rokoch a bol čoskoro nahradený monolitickou výstavbou [10]. Priemysel sa stal menej produktívnym, no bol schopný dodať produkty s, pravdepodobne, vyššou estetickou a funkčnou hodnotou (Obrázok 3).

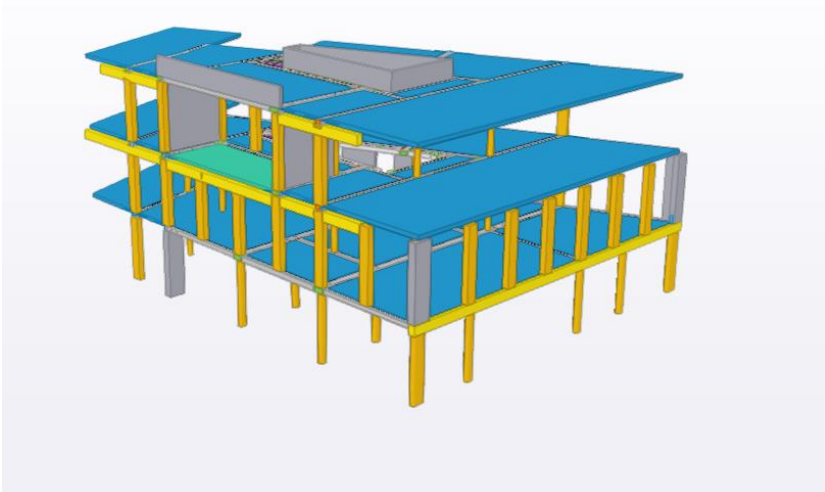
Pokles prefabrikácie, ktorý začal v 70. rokoch, neznamená, že tento typ výstavby úplne zmizol z európskeho trhu; zostal jedným z preferovaných riešení pre priemyselnú výstavbu, pričom jeho použitie pre občiansku výstavbu bolo neustále rozvíjané na niektorých špecifických trhoch, najmä v severnej Európe.

Jedným z hlavných vývojových trendov, počnúc 90. rokmi, je vývoj spriahnutých prefabrikovaných konštrukcií so štíhlym stropom, ktoré umožňujú ukladanie dosiek na stĺpoch kombináciou oceľových nosníkov s prefabrikovanými predpätými dutinovými panelmi (Obrázok 4). Takéto konštrukčné systémy ponúkajú architektonické možnosti plne porovnateľné s monolitickými rámami, pričom sú vyrábané mimo staveniska, v továrenskome prostredí, ktoré umožňuje využívať stále rastúce možnosti ponúkané automatizáciou výroby.

Rýchly rozvoj nástrojov pre 3D modelovanie a techník BIM v súčasnosti umožňuje zdieľanie informácií v reálnom čase medzi všetkými zainteresovanými stranami zapojenými do projektov (Obrázok 5), čím sa eliminujú architektonické a prevádzkové obmedzenia, ktoré boli v tomto článku identifikované ako limity prefabrikácie pred niekoľkými desaťročiami.



Obr. 4: DELTABEAM® Frame od Peikko



Obr. 5: Klasický BIM model DELTABEAM® Frame z projektu Les-wood v Liptovskom Mikuláši, SR od Peikko

4 POROVNANIE DVOCH PODOBNÝCH PROJEKTOV VÝSTAVBY NEMOCNÍC

Na ľavej strane je nemocnica postavená v Českej republike pomocou technológie prefabrikovaných rámov, na pravej strane je nemocničná budova na Slovensku s nosnou konštrukciou plne zhotovenou na mieste. Spoločnosť Peikko dodala významné množstvo výrobkov pre oba projekty. Hoci mali podobný rozsah a zložitosť, rýchlosť realizácie projektu s vysokým stupňom prefabrikácie bola oproti projektu s monolitickými konštrukciami dvojnásobná.

Nemocnica České Budějovice (ČR) 2020:

- Prefabrikovaná štíhla stropná konštrukcia s DELTABEAM®
- 7 podlaží, 37 tisíc m²
- Doba výstavby **4 mesiace**

Nemocnica Bratislava (SR) 2020:

- Monolitická konštrukcia
- 5 podlaží, 50 tisíc m²
- Doba výstavby: **8 mesiacov**



Obr. 6: Porovnanie podobných projektov postavených pomocou technológie prefabrikácie a monolitickej výstavby.

5 ZÁVER

Spriahnuté konštrukcie bez priedlakov boli v 90. rokoch ešte len okrajovou technológiou. Odvtedy sa vďaka intenzívnemu výskumu a vývoju, aj v rámci spoločnosti Peikko, postupne stali zaužívanou technológiou s certifikovanými výrobkami, aj keď stále čelíme negatívnym postojom k týmto inovatívnym zmenám z radov investorov, developerov, no aj statikov či architektov, snažíme sa prostredníctvom výskumu a vývoja, silnej projekčnej kancelárii a vzdelávania študentov na stavebných fakultách, poukázať na efektivitu týchto riešení. Nárast ich využívania sledujeme u nás aj v Českej republike posledných 20 rokov na príkladoch nemocničných budov v Českých Budějoviciach, Olomouci, Šternberku, administratívnych centrách Telehaus v Prahe či ROCA v Košiciach. Svoje uplatnenie našli vďaka veľkým rozponom aj v rezidenčných projektoch a parkovacích domoch.

A3

Na rozdiel od niektorých konceptov podporovaných startupmi alebo verejnými orgánmi, spriahnuté prefabrikované konštrukcie sú v súčasnosti adaptovanou technológiou, ktorá umožňuje nie len zvýšiť produktivitu stavebníctva bez kompromisov v architektonickej hodnote budov, ale prihliada aj na udržateľnosť a znižovanie uhlíkovej stopy v stavebnom priemysle.

6 LITERATÚRA

[1] McKinsey, Reinventing construction: A route to higher productivity, 2017 <https://www.mckinsey.com/~media/mckinsey/business%20functions/operations/our%20insights/reinventing%20construction%20through%20a%20productivity%20revolution/mgi-reinventing-construction-a-route-to-higher-productivity-full-report.pdf>

[2] <https://singularityhub.com/2022/08/03/this-gates-backed-startup-builds-modular-homes-out-of-energy-efficient-panels/>

[3] https://new-european-bauhaus.europa.eu/index_en

[4] Joseph Monier “Systeme de construction en ciment et fer”. Bureau Federal de la propriete intellectuelle, 1889

[5] Eugene Freyssinet “Procede de fabrication de pieces en beton arme”. Brevet d’invention, Paris, 1928

[6] <http://www.fondationlecorbusier.fr/corbuweb/morpheus.aspx?sysId=13&IrisObjectId=5972&sysLanguage=en-en&itemPos=4&itemCount=215&sysParentId=65&sysParentName=>

[7] <https://www.e-periodica.ch/digbib/view?pid=bse-cr-001%3A1964%3A7%3A%3A1323&referrer=search#1289>

[8] CNAM “Ensembles urbains, 1940-1977. Les ressorts de l’innovation constructive “ 2009

[9] <https://docomomojournal.com/index.php/journal/article/download/324/108/109>

[10] <https://www.czso.cz/documents/10180/20565217/820908t01.pdf/f5da0d0b-17fe-4fc6-a016-22ef0cce00dd?version=1.0>

PROTLAČENÍ DESEK S KOMPOZITNÍ VÝZTUŽÍ – EXPERIMENTÁLNÍ STUDIE A POROVNÁNÍ S PREDIKCÍ NORMY EN1992 DRUHÉ GENERACE

David Vašátko¹ – Kateřina Mrkvová² – František Girgle³ – Petr Štěpánek⁴

ABSTRAKT

Nová generace eurokódu pro návrh betonových konstrukcí, norma FprEN 1992-1-1:2023, přináší možnost při návrhu betonových prvků využít nepředpjaté kompozitní výztuže (FRP) a to v rámci ustanovení kapitoly R. Tato norma tak představuje, ve střeoevropském regionu, první normalizovaný postup pro návrh vnitřní FRP výztuže. Kompozitní výztuž s využitím skleněných (GFRP) nebo uhlíkových vláken (CFRP) nabízí perspektivní alternativu především v environmentálně exponovaných aplikacích, kde může být výhodnou alternativou k tradiční ocelové nebo nerezové výztuži. Mezi klíčové výhody patří vysoká odolnost vůči korozi a elektromagnetická neutralita, což jsou parametry zvláště ceněné v náročných stavebních prostředích. Je třeba však zdůraznit, že kompozitní výztuž se skleněnými vlákny vykazuje citlivost na alkalické prostředí a má nižší modul pružnosti ve srovnání s ocelovou výztuží. Z důvodu absence plastické větve pracovního diagramu FRP výztuže je nutné k návrhu konstrukce přistupovat odlišným způsobem než v případě tradiční betonářské výztuže.

Norma FprEN 1992-1-1:2023 definuje postupy pro návrh betonových prvků s využitím vnitřní kompozitní výztuže, přičemž zohledňuje odlišné typy namáhání. V případě posouzení odolnosti desek proti protlačení, definuje norma vztah, který umožňuje stanovit smykovou odolnost v protlačení pouze v případě využití podélné (ohýbané) FRP výztuže. V situacích, kdy je nezbytné navrhnout i smykovou výztuž, by tato výztuž neměla být z FRP. S přechodem na nový Eurokód dochází k významným změnám ve způsobu posuzování odolnosti proti protlačení ve srovnání se stávající normou ČSN EN 1992-1-1. Cílem prezentované výzkumné činnosti je proto pomocí reálného experimentu ověřit přesnost nově zavedených vztahů na protlačení, a to na vzorcích deskových prvků s ocelovou a FRP podélnou výztuží. Při experimentu byl také sledován vliv přidání FRP tržníků na celkovou únosnost. Obdržené výsledky jsou prezentovány v příspěvku.

1 ÚVOD

Nová generace Eurokódu FprEN 1992-1-1 [1] přináší řadu změn ve srovnání se stávající normou ČSN EN 1992-1-1 [2], zejména pokud jde o návrh a posouzení lokálně podepřených desek na protlačení s betonářskou výztuží. Norma [1] nově zavádí možnost navrhovat betonové konstrukce s nekovovou (FRP) výztuží, která vykazuje odlišné chování oproti tradiční betonářské výztuží.

Primárním cílem je provést srovnání nového návrhového přístupu na protlačení podle normy [1] a stávajícího přístupu [2] s experimentálními výsledky. Celkem byly vytvořeny a následně

¹ Ing., Fakulta stavební, VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331, 602 00 Brno, tel.: +420541147861, e-mail: David.Vasatko@vut.cz

² Ing., Fakulta stavební, VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331, 602 00 Brno, tel.: +420541147853, e-mail: Katerina.Mrkvova@vutbr.cz

³ doc. Ing. PhD., Fakulta stavební, VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331, 602 00 Brno, tel.: +420541147853, e-mail: Frantisek.Girgle@vut.cz

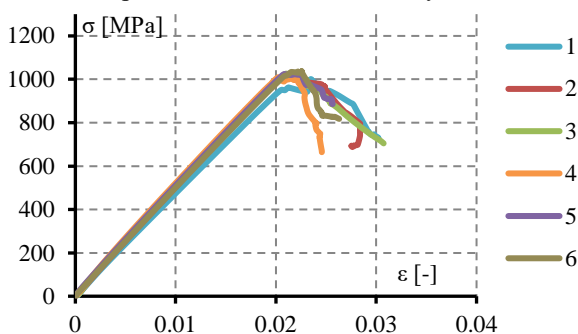
⁴ prof. RNDr. Ing. CSc., Fakulta stavební, VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331, 602 00 Brno, tel.: +420541147848, e-mail: Petr.Stepanek@vut.cz

otestovány na protlačení čtyři zkušební vzorky, které jsou podrobně popsány v kapitole Zatěžovací zkouška. Na základě stávajících článků [3], [4] byl navíc sledován vliv přidání FRP smykové výztuže na únosnost v protlačení, což je aspekt, který norma [1] nezahrnuje.

2 FRP VÝZTUŽ

Nekovová výztuž se skládá z nosných vláken (skleněná, uhlíková, čedičová apod.) a polymerní matrice (polyesterové, epoxidové, vinylesterové pryskyřice apod.). Spolupůsobením těchto složek získáme materiálové a mechanické vlastnosti výsledné kompozitní výztuže. FRP výztuž má anizotropní chování v důsledku rozdílných vlastností ve směru podélné a příčné osy. Vlákná mají nosnou funkci, určují vlastnosti v podélném směru. Ve směru kolmém na podélnou osu určuje vlastnosti polymerní matrice. Hlavní funkcí matrice je přenos napětí z betonu na vlákna a jejich ochrana před agresivitou okolního prostředí. Nejběžnější výrobní postup pro vnitřní kompozitní výztuž je pultruze. Požadavky na mechanické a materiálové vlastnosti FRP výztuže, včetně doporučených způsobů namáhání, jsou popsány v příloze R normy [1]. Vnitřní kompozitní výztuž má lineární pracovní diagram až do porušení Obr. 1, po celou dobu platí Hookův zákon. U tohoto typu výztuže je důležité zohlednit proměnlivé vlastnosti FRP výztuže v čase.

A3



Obr. 1: Pracovní diagram kompozitní výztuže

3 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

3.1 Zkušební vzorky

Celkem byly vyrobeny a následně experimentálně ověřeny čtyři zkušební vzorky viz Obr. 2 - Obr. 5 (betonováno v obrácené poloze). Půdorysné rozměry byly 2000 x 2000 mm s tloušťkou desky 200 mm z betonu třídy C20/25. Základní rastr vyztužení byl pro všechny vzorky shodný, a to u spodního i horního povrchu v obou směrech \varnothing 10 mm po 100 mm.



Obr. 2: OCEL



Obr. 3: FRP



Obr. 4: FRP – U90° třmínky

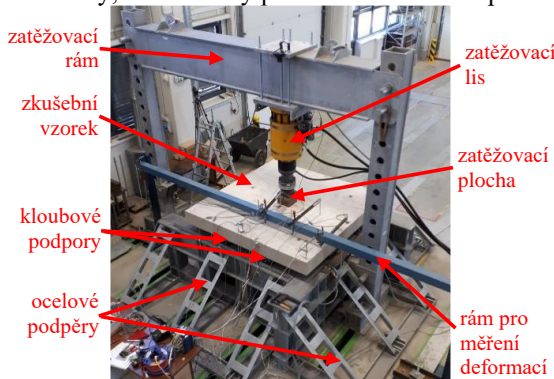


Obr. 5: FRP – 45° třmínky

3.2 Provedení experimentu

Po získání plně 28denní pevnosti betonu byly provedeny zkoušky čtyř vzorků. Pro tento účel byl sestaven zkušební rám (Obr. 6), který zahrnoval příčník s hydraulickým lisem a ocelové podpěry pro bodové kloubové podpory. Kvůli měření deformací na povrchu desky byl vytvořen samostatný rám. Mezi zatěžovací ocelovou desku a hlavicí lisu byl vložen kloub, který zajišťoval rovnoměrné zatížení na ploše 200x200 mm uprostřed betonové desky. Na ocelových podpěrách byly umístěny bodové kloubové podpory (Obr. 7), které umožňovaly pootočení ve všech směrech. Na samostatném rámu byly umístěny indukčnostní snímače dráhy pro měření deformací na desce. Odporové tenzometry byly umístěny na střední podélné výztuži ve směrech X a Y a umožnily sledovat její přetvoření. Další měřicí zařízení byly umístěny na povrchu betonové desky a zahrnovaly inklinometry pro měření náklonu desky a tenzometry, které měřily přetvoření betonu na povrchu desky.

A3



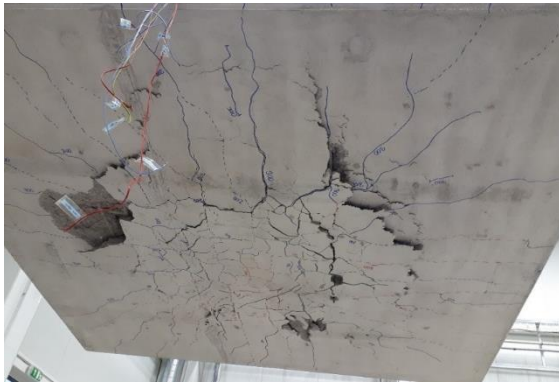
Obr. 6: Zkušební místo



Obr. 7: Detail podpory

3.3 Výsledky experimentálního měření

Ve všech případech došlo k porušení protlačním. Na tažené straně vznikl viditelný porušený obvod Obr. 8, na tlačném povrchu však před porušením nedošlo k požadovanému vzniku trhlin Obr. 9. Z Obr. 10 je názorné, že docházelo k předpokládanému chování, snímač dráhy uprostřed desky – w1 měl opačný smysl deformace než snímač dráhy na rohu desky – w6, docházelo tak k nadzvedávání rohů desky. Nejvyšší tuhost a zároveň únosnost (515.36 kN) dosáhla varianta s ocelovou výztuží. V případě použití podélné FRP výztuže nastalo porušení v protlačení při síle 353.75 kN. Důležité zjištění bylo, že přidání FRP třmínků má pozitivní vliv na únosnost (FRP – U90° třmínky = 396.17 kN, FRP – 45° třmínky = 445.63 kN) tuhost proti protlačení, jak je uvedeno v článkách [3], [4].

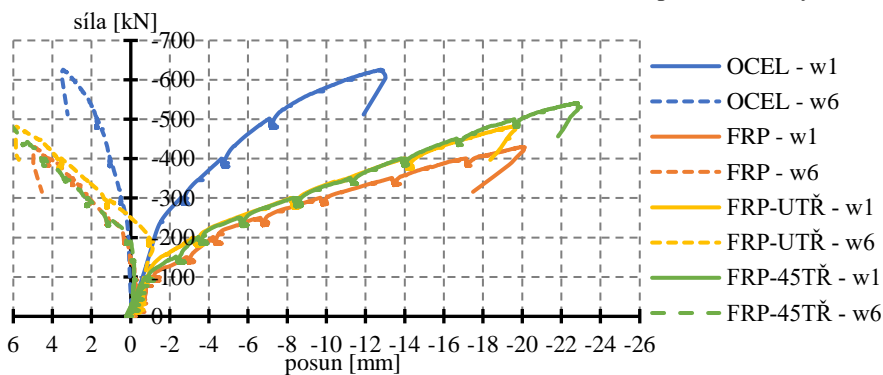


Obr. 8: Porušení na taženém povrchu desky



Obr. 9: Porušení na tlačném povrchu desky

A3



Obr. 10: Závislost síly na deformaci; w je indukční snímač dráhy

4 PROTlačENÍ

Klíčovým problémem bodově podepřených desek je křehké selhání protlačení, kdy vlivem posouvající síly dojde bez varování k porušení desky v oblasti podepření. Na horním taženém povrchu desky vznikne porušený obvod. Vznikající trhliny tak nejsou před porušením viditelné, protože se nacházejí pod skladbou podlahy. Je snaha, aby před porušením vznikaly trhliny na tlačné straně a byly viditelné deformace. Pro zvýšení únosnosti se používá smyková výztuž ve formě trnů, žebříků nebo trmínek, avšak tento článek se zaměřuje na případy bez smykové výztuže a hodnotí pouze únosnost betonu.

Druhá generace Eurokódu [1] přináší v problematice protlačení oproti stávající normě [2] níže uvedené základní změny. V této kapitole jsou uvedeny pouze základní vzorce (1) pro protlačení s podélnou výztuží. Podrobné informace jsou v kapitole 8.4 Protlačení příslušné normy [1].

- Jednotný přístup pro stropní a základové desky včetně místa kontrolovaného obvodu $b_{0,5}$, který je ve vzdálenosti $0,5d_v$ (d_v je účinná výška smyku) od líce sloupu.
- Zahrnutí vlivu pootočení desky vůči sloupu.
- Zohlednění efektu velikosti.
- Možnost zahrnutí vlivu štíhlosti desky.

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v} \leq \tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,5}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \quad (1)$$

kde τ_{Ed} je průměrné působící smykové napětí, β_e je koeficient zohledňující koncentraci smykových sil od nevyrovnaných momentů, V_{Ed} je návrhová smyková síla, $\tau_{Rd,c}$ je smyková odolnost proti protlačení bez smykové výztuže, γ_V je parciální součinitel spolehlivosti pro smyk, k_{pb} je součinitel smykového gradientu při protlačení, ρ_l je stupeň vyztužení tažené ohybové výztuže, f_{ck} je válcová charakteristická pevnost betonu v tlaku, d_{dg} je součinitel zohledňující drsnost smykové plochy při porušení.

4.1 Protlačení s kompozitní výztuží

Dle přílohy R normy [1] lze při návrhu na protlačení s FRP výztuží postupovat jako v případě ocelové výztuže a to za předpokladu zohlednění odlišného modulu pružnosti FRP a ocelové výztuže.

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_V} \cdot k_{pb} \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{E_{FR}}{E_s} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,5}{\gamma_V} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \quad (2)$$

kde E_{FR} je modul pružnosti FRP výztuže, E_s je modul pružnosti betonářské výztuže.

4.2 Výpočtová únosnost

V Tab. 1 jsou shrnuty charakteristiky pro stanovení teoretické únosnosti desek v protlačení bez smykové výztuže vycházející z kapitoly Zatěžovací zkouška. Vyztužení je uvedeno ve dvou variantách (ocelová výztuž a výztuž z FRP). Teoretické únosnosti (střední hodnota pro porovnání s experimentem) byly stanoveny pomocí rovnic vycházejících z nadcházející normy [1] a ze stávající normy [2]. Materiálové charakteristiky byly použity ve střední hodnotě a součinitelích (β_e , γ_V) rovných 1,0.

Tab. 1: Srovnání experimentálních výsledků s návrhovými přístupy

Reinforcement	OCEL	FRP
	Ø 10 mm / 100 mm	
f_{cm}^5 [MPa]	30.4	
$E_{reinforcement}$ [GPa]	200	52.5
d_v [mm]	175	
ρ_l [%]	0.467	
k_{pb}	2.29	
d_{dg} [mm]	24.0	
$\tau_{Rm,c}$ [MPa (kN)] by [1]	1.72 ≤ 2.76 (406.59 ≤ 624.96)	1.10 ≤ 2.76 (260.33 ≤ 624.96)
v_{Em} [MPa (kN)] by [2]	0.87 (457.49)	0.56 (292.92) ⁶

5 SROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

Tab. 2 srovnává experimentální měření s návrhovými přístupy [1] a [2] pro protlačení bez smykové výztuže. Stávající normativ [2] nezahrnuje FRP výztuž, ale byl zaveden poměr modulů pružnosti jako v případě [1]. Bez zohlednění modulů pružnosti by únosnost s FRP výztuží odpovídala ocelové variantě. Normy [1] a [2] mají odlišnou polohu kontrolovaného obvodu, proto je vhodné porovnávat výsledky sil v kN. Deska s ocelovou výztuží při zatěžovací zkoušce selhala při 515,36 kN, kdy poměr k výpočtu (1,27 pro [1], 1,13 pro [2]) ukazuje dobrou shodu. Zahrnutí vlivu štíhlosti dle [1] by mohlo vést ještě k vyšší shodě. Při použití FRP výztuže byla únosnost nižší (353,76 kN) než v případě ocelové výztuže. Z poměrů experiment/výpočet vyplývá, že výpočetní vztah na protlačení s FRP výztuží (1,36) je méně přesný než pro ocelovou variantu (1,27) a bylo by vhodné daný vztah upravit/doplnit.

⁵ Střední hodnota pevnosti betonu v tlaku použitého při experimentu.

⁶ Pro stanovení únosnosti v protlačení s FRP výztuží dle [2] byl do výpočetního vztahu zaveden poměr modulů pružnosti jak je uvedeno v [1]. Bez této úpravy by únosnost v protlačení byla stejná jako varianta s ocelovou výztuží.

Tab. 2: Srovnání 1 experimentálních výsledků s návrhovými přístupy

Specimen		OCEL	FRP
Experiment [kN]		515.36	353.76
FprEN_1992-1-1 [1]	Experiment [MPa]	2.18	1.50
	Výpočet [MPa (kN)]	1.72 (406.59)	1.10 (260.33)
	Poměr	1.27	1.36
ČSN EN 1992-1-1 [2]	Experiment [MPa]	0.98	0.67
	Výpočet [MPa (kN)]	0.87 (457.49)	0.56 (292.92)
	Poměr	1.13	1.21

6 ZÁVĚR

Tento článek zkoumal protlačení betonových desek a změny v novém normovém přístupu [1], zejména využití FRP výztuže. Byly srovnány numerické (dle norem [1] a [2]) a experimentální výsledky, navíc byl zkoumán vliv přidání FRP třmínků.

- Norma [1] zavádí možnost využívat FRP výztuž pro betonové konstrukce.
- Druhá generace Eurokódu [1] se zabývá problematikou protlačení komplexněji a detailněji než stávající norma [2].
- Výsledky ukázaly, že norma [1] je méně přesná pro výpočet protlačení s podélnou FRP výztuží než při použití ocelové výztuže. Bylo by vhodné upravit vztahy pro FRP a srovnat je s dalšími návrhovými přístupy např.: [5], [6].
- Přidání smykové FRP výztuže v podobě třmínků má příznivý vliv na únosnost a bylo by vhodné uplatnit vztahy dle shrnutí v článku [3] případně článku [4].

Na základě dosažených výsledků by bylo vhodné se dále zabývat řešenou problematikou a provést experimenty vedoucí k optimalizaci vztahů na protlačení s FRP výztuží.

Poděkování

Autoři děkují výzkumnému centru AdMas a společnosti PREFA KOMPOZITY, a.s. Výzkum byl realizován z projektů FAST-S-24-8603, FW06010649.

Literatura

- [1] FINAL DRAFRT FprEN 1992-1-1: *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. European Committee for Standardization, April 2023
- [2] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí — Část 1 – 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [3] TRUONG, Gia Toai, Kyoung Kyu CHOI and Chang Soo KIM. Punching shear strength of interior concrete slab-column connections reinforced with FRP flexural and shear reinforcement. *Journal of Building Engineering* [online]. 2022, 46. ISSN 23527102. DOI 10.1016/j.job.2021.103692
- [4] E. SALAMA, Ahmed, Mohamed HASSAN and Brahim BENMOKRANE. Effect of GFRP Shear Stirrups on Strength of Two-Way GFRP RC Edge Slabs: Experimental and Finite-Element Investigations. *American Society of Civil Engineers*. 2020, 2020(2), 04020056-1-16. DOI 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002593
- [5] ACI 440.1R-15: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars*. American Concrete Institute, 2015. ISBN 978-1-942727-10-1.
- [6] CSA S806-12: *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*. Canadian Standards Association, 2012. ISBN 978-1-55491-931-4.

OHYBOVÁ ODOLNOSŤ SPOJITÝCH BETÓNOVÝCH NOSNÍKOV VYSTUŽENÝCH POZDĹŽNOU GFRP VÝSTUŽOU

Michaela Štefanovičová¹ – Róbert Sonnenschein² – Katarína Gajdošová³

ABSTRAKT

V posledných desaťročiach sa zvyšuje popularita FRP výstuže ako alternatívy k oceľovým výstužiam v betónových konštrukciách. Tento trend je čiastočne spôsobený problémami s koróziou ocele, ktorá vedie k degradácii betónových konštrukcií. Vzhľadom na tieto výzvy rastie dopyt po nekorozívnych, chemicky odolných a magneticky neutrálnych FRP výstužiach. Vďaka dostupnosti a nákladnej efektívnosti je často používaným typom vlákna pre výrobu FRP výstuže práve sklenené vlákno tvoriace GFRP výstuž.

Širšie využívanie GFRP výstuží, bude významne podporené druhou generáciou normy EN 1992-1-1, ktorá v prílohe R rieši navrhovanie betónových konštrukcií s použitím FRP výstuží. Vzhľadom na to, že mechanické vlastnosti GFRP výstuží sa výrazne líšia v závislosti od výrobcu a technológie výroby, je dôležité porovnať analytické a experimentálne výsledky lokálne dostupných GFRP výstuží. Tento článok porovnáva experimentálne dosiahnutú ohybovú odolnosť prierezov nosníkov vystužených pozdĺžnou GFRP výstižnou s predpokladmi dostupných noriem pre návrh FRP vystužených betónových prvkov.

A3

1 ÚVOD

GFRP výstuž je kompozitný materiál, ktorého mechanické vlastnosti sa líšia v závislosti od typu, objemu a orientácie vlákien, ako aj od vlastností živice a použitej technológie. Overovanie mechanických vlastností lokálne dostupných GFRP výstuží a ich správania v betónových prvkoch je veľmi dôležité pre aplikáciu GFRP výstuže v betónových konštrukciách.

Návrh prierezu GFRP vystuženého betónového prvku by mal zohľadňovať mechanické vlastnosti GFRP výstuže, ktoré výrazne ovplyvňujú ohybové správanie takýchto prvkov. Napriek vysokým hodnotám ťahovej pevnosti GFRP výstuže sa, na rozdiel od oceľovej výstuže, vyznačuje lineárne elastickým pracovným diagramom a má aj výrazne nižší modul pružnosti. Lineárne elastické správanie môže mať za následok krehké zlyhanie prvku, a preto sa odporúča prierezy vystužené GFRP výstužou pre-vystužiť a navrhovať na zlyhanie drvením betónu v tlaku. Nízky modul pružnosti spôsobuje výrazný nárast priehybov, preto je medzný stav použiteľnosti vo väčšine prvkov rozhodujúci. Navyše, neduktilný charakter GFRP výstuže sponchýbňuje jej schopnosť redistribuovať momenty v spojitých prvkoch. Keďže redistribúcia momentov závisí od schopnosti podstúpiť plastickú deformáciu, čo je vlastnosť spojená s dostatočnou duktilitou, návrh spojitých prvkov vystužených GFRP sa neodporúča. Avšak pre rozšírenie aplikácie GFRP vystužených prvkov je potrebné overiť aj ohybové správanie staticky neurčitých sústav, ako sú napríklad spojitý nosníky. Porovnanie experimentálne nameranej ohybovej odolnosti s predikciami medzipodperových, ale aj nadpodperových prierezov, overuje nielen spoľahlivosť návrhu, ale rieši aj otázku redistribúcie momentov.

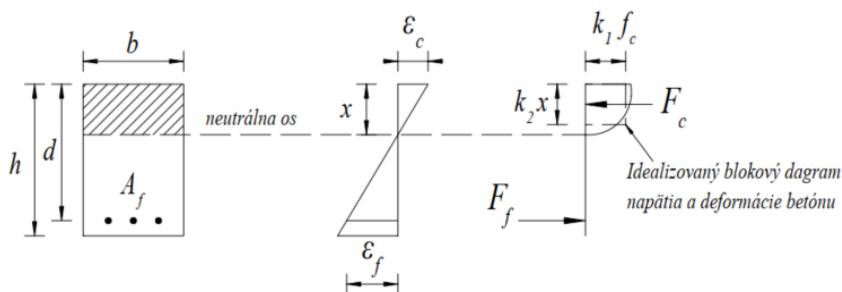
¹ Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-549, e-mail: michaela.stefanovicova@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-549, e-mail: robert.sonnenschein@stuba.sk

³ prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)59274-382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

2 PREDIKCIA OHYBOVEJ ODOLNOSTI GFRP VYSTUŽENÉHO PRIEREZU

Analýza prierezu GFRP vystuženého prvku je založená na analýze prierezu betónového prvku vystuženého konvenčnou oceľovou výstužou s použitím špeciálnych predpokladov pre GFRP výstuž. Obr. 1 znázorňuje betónový prierez vystužený GFRP prútni. Predikcia ohybovej odolnosti GFRP vystuženého železobetónového prierezu vychádza z princípov kompatibility deformácií a rovnováhy síl. Táto analýza používa idealizovaný blokový diagram rozloženia napätia a deformácie betónu, ktorý je v súlade so vzťahmi odporúčanými v rôznych normách. Konkrétne analyzované normy EN 1992-1-1 [1], FprEN 1992-1-1 [2], fib MC2020 [3], ACI 440-1.R-15 [4], CSA S806-12 [5] a Japonský návrhový kód JSCE [6] používajú odlišné prístupy na určenie redukčných súčiniteľov (k_1 a k_2) pre idealizovaný blokový diagram rozloženia napätia v betóne, ktoré sú zhrnuté v Tab. 1. Pevnosť v tlaku GFRP výstuže je zanedbaná, keďže výrazne nezvyšuje ohybovú odolnosť betónového prierezu. Rozdiely v redukčných súčiniteľov prispievajú k odchýlkam v dosiahnutej ohybovej odolnosti medzi rôznymi normami.



Obr. 1: Priebeh deformácie a napätia v priereze vystuženom GFRP výstužou

Tab. 1 Hodnoty súčiniteľov pre idealizovaný blokový diagram betónu.

Smernica	Súčiniteľ k_1	Súčiniteľ k_2
EN 1992-1-1 / FprEN 1992-1-1 / MC2020	1	0.8
ACI 440-1R-15	0.85	$0.85 - \left(\frac{f_c - 28 \text{ MPa}}{7} \cdot 0.05 \right) \geq 0.65$
CSA S806-12	$0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$	$0.97 - 0.0025 f_c \geq 0.67$
JSCE	$1 - 0.003 f_c \leq 0.85$	$0.52 + 80 \varepsilon_{cu}$

Ohybové zlyhanie železobetónového prierezu vystuženého GFRP môže nastať rozdrvením betónu v tlaku, alebo pretrhnutím GFRP výstuže v ťahu. Balančný stupeň GFRP vystuženého prierezu (ρ_b) rozlišuje tieto dva spôsoby zlyhania. Keď je prierez vystužený balančným stupňom ($\rho_f = \rho_b$), dochádza k rozdrveniu betónu a pretrhnutiu GFRP prútu súčasne. Ak je pomer výstuže nižší ako vyvážený pomer ($\rho_f < \rho_b$), zlyhanie nastane pretrhnutím GFRP prútov, zatiaľ čo ak je pomer výstuže vyšší ako vyvážený pomer ($\rho_f > \rho_b$), zlyhanie nastane rozdrvením betónu.

Pri návrhu GFRP vystužených betónových prvkov sa uprednostňuje spôsob porušenia rozdrvením betónu v tlakovej zóne, pretože drvený betón prvku vykazuje zvyškovú úroveň pevnosti počas porušenia. Podľa normy CSA S806-12 [5] musia byť všetky betónové prierezy vystužené GFRP navrhnuté tak, aby zlyhanie prierezu bolo kontrolované drvením betónu v tlakovej zóne. Iba v prípade, že navrhovaná odolnosť prierezu je 1,6-násobkom účinku zaťaženia, je povolený návrh prierezu na porušenie ťahom. Podľa normy ACI 440-1.R-15 [4], ak sú splnené kritériá medného

stavu odolnosti aj použiteľnosti, sú pri navrhovaní prvkov vystužených GFRP vystavených ohybu prijateľné prierezy riadené tlakom aj ťahom. Navyše, nová generácia Eurokódu FprEN 1992-1-1 [2] a Japonský návrhový kód JSCE [6] taktiež akceptujú prierezy riadené tlakom aj ťahom pre prvky vystužené GFRP. Tento článok porovnáva oba typy prierezov pod-vystužené aj pre-vystužené.

3 EXPERIMENTÁLNA ANALÝZA OHYBOVEJ ODOLNOSTI NOSNÍKOV

Medzipodperové a nadpodperové prierezy z 12 nosníkov sú porovnané v tomto článku. Na výrobu spojitých a prostých nosníkov boli použité lokálne dostupné GFRP výstuže s dvoma rôznymi povrchovými úpravami: opieskovanou (označenie SC, sand-coated) a špirálovo ovinutou (označenie HW, helically-wrapped). Experimentálne namerané mechanické vlastnosti GFRP výstuží sú zhrnuté v Tab. 2. Pre porovnanie boli v každej sérii vyhotovené aj nosníky vystužené konvenčnou betonárskou výstužou. Vzorky boli vyrábané naraz v laboratóriu Technickej univerzity v Bratislave a mechanické vlastnosti použitého betónu sú uvedené v Tab. 3.

Tab. 2: Mechanické vlastnosti GFRP výstuže

Typ výstuže	Vzorka	F_u [kN]	$A_{f,bar}$ [mm ²]	f_{fu} [MPa]	ε_{fu} [%]	E_f [GPa]	f_m [MPa]	E_m [GPa]
GFRP výstuž s opieskovaným povrchom (SC)	SC-16-2	121.4	186.5	651	0.84	77.7	>1100	>50
	SC-16-3	119.5	186.5	641	1.15	55.6		
	SC-16-4	114.8	186.5	616	0.82	75.1		
	SC-16-5	128.2	186.5	687	1.15	59.8		
	Priemer	114.1	186.5	649	0.99	67.1		
GFRP výstuž so špirálovo ovinutým povrchom (HW)	HW-16-2	127.7	157.5	811	1.53	53.1	>1000	>55
	HW-16-3	142.2	157.5	903	1.71	52.8		
	HW-16-4	137.7	157.5	874	1.58	55.4		
	HW-16-5	135.2	157.5	859	1.53	56.3		
	Priemer	135.7	157.5	862	1.59	54.4		

F_u je maximálne zaťaženie; $A_{f,bar}$ je predpokladaná prierezová plocha jedného prútu GFRP výstuže; f_{fu} je maximálna ťahová pevnosť GFRP výstuže; ε_{fu} je maximálne pomerné pretvorenie GFRP výstuže v ťahu; E_f je modul pružnosti GFRP výstuže; f_m je ťahová pevnosť deklarovaná výrobcom; E_m je modul pružnosti deklarovaný výrobcom.

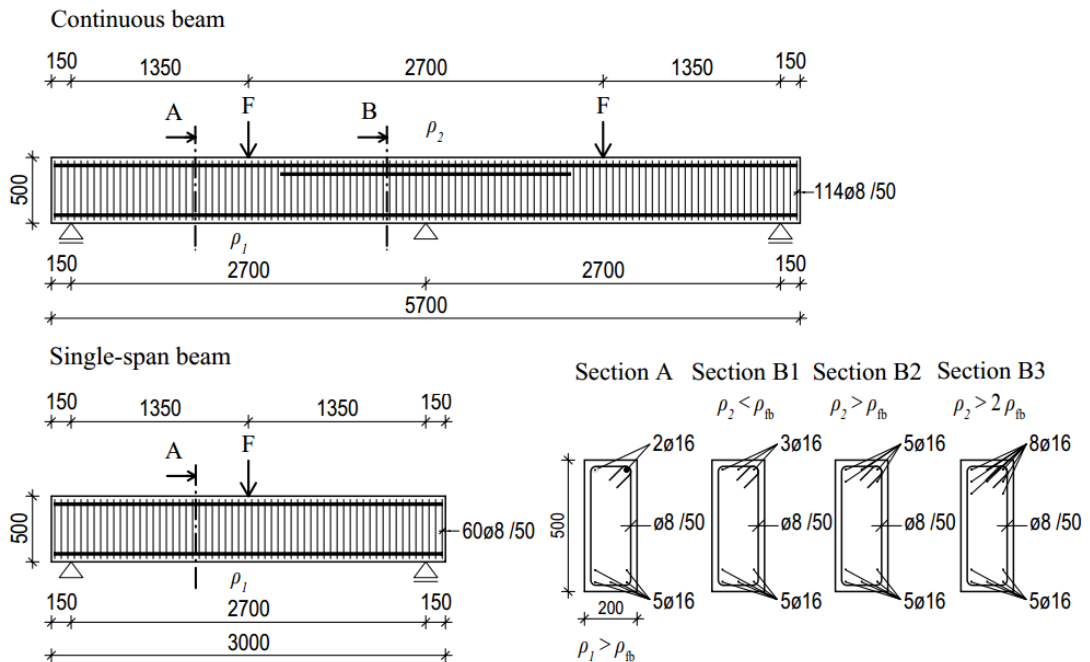
Tab. 3: Mechanické vlastnosti betónu

Vzorka	$f_{c,cube}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	E_c [GPa]	$f_{ct,sp}^*$ [MPa]
1	54.8	36.63	38	3.74
2	52.29	44.95	37	4.26
3	52.14	33.44	36.5	3.53
4	54.28	35.4	38.5	3.66
5	51.77	39.93	39	3.95
6	52.38	41.51	37	4.05
Priemer	53	39	38	3.9

$f_{c,cube}$ je kocková pevnosť betónu; $f_{c,cyl}$ je valcová pevnosť betónu; E_c je modul pružnosti betónu; $f_{ct,sp}^*$ je vypočítaná pevnosť betónu v priečnom ťahu podľa rovnice $f_{ct,sp} = 0,387 * f_{c,cyl}^{0,63}$.

Všetky analyzované nosníky mali prierez 200 x 500 mm a rovnakú efektívnu dĺžku 2700 mm. Množstvo výstuže pri spodnom povrchu bolo zhodné vo všetkých medzipodperových prierezoch, a to 5 prútov s priemerom 16 mm. Množstvo výstuže pri hornom povrchu rozdeľuje série spojitých nosníkov. Prvá séria bola vystužená 3 prútmi, druhá 5 prútmi a tretia 8 prútmi s priemerom 16 mm pri hornom povrchu. Obr. 2 zobrazuje geometriu testovaných nosníkov a detaily výstuže a ilustruje plánované pomery výstuže v prierezoch nosníkov. Bohužiaľ, v prípade GFRP výstuže s opieskovaným povrchom (SC) bola priemerná pevnosť v ťahu získaná z ťahových skúšok o 41 % nižšia ako hodnota pevnosť v ťahu uvedená výrobcom (viď Tab. 2), čo ovplyvnilo pomery výstuže pre nosníky vystužené SC GFRP výstužou. Tab. 4 ukazuje skutočné pomery výstuže (ρ) v prierezoch nosníkov a označuje skupiny prierezov vystužených GFRP s podobnými pomermi výstuže na budúce porovnanie. Žltá farba predstavuje výrazne pod-vystužený prierez s pomerom výstuže nižším ako $\rho < 0,5\rho_{fb}$; oranžová predstavuje mierne pod-vystužené prierezy s pomerom výstuže v rozmedzí $0,5\rho_{fb} < \rho < \rho_{fb}$; zelená predstavuje pre-vystužené prierezy s pomerom výstuže väčším ako $\rho > \rho_{fb}$ a nakoniec modrá predstavuje výrazne pre-vystužený prierez s pomerom výstuže väčším ako $\rho > 2\rho_{fb}$.

Všetky spojitý a prostý nosníky boli vystužené oceľovými strmeňmi s priemerom 8 mm a rozstupom 50 mm po celej dĺžke, aby sa zabránilo porušeniu šmykom. Návrhová šmyková odolnosť z hľadiska porušenia šmykovej výstuže (V_{Rds}), bola vypočítaná podľa Eurokódu EN 1992-1-1. Priemerná šmyková odolnosť (V_{Rd}) prostých nosníkov bola 500 kN, pričom šmyková odolnosť spojitých nosníkov sa pohybovala v rozmedzí od 450 kN do 550 kN.



Obr. 2: Geometria a detaily vystuženia experimentálne skúšaných nosníkov

Tab. 4: Stupeň vystuženia prierezoz nosníkov

Séria	Označenie nosníka	Horná výstuž nadpodperového prierezu					
		Pozdĺžna výstuž	Stupeň vystuženia			$A_f E_f$ [kN]	d [mm]
			ρ [%]	ρ_{fb}^* [%]	ρ / ρ_{fb}		
1	C-S-A-B1	3Ø16	0,65	-	-	129082	464
	C-SC-A-B1		0,6	1,28	0,47	37544	464
	C-HW-A-B1		0,51	0,67	0,76	25700	465
2	C-S-A-B2	5Ø16	1,14	-	-	215136	441
	C-SC-A-B2		1,06	1,28	0,83	62573	442
	C-HW-A-B2		0,89	0,67	1,33	42834	443
3	C-S-A-B3	8Ø16	1,92	-	-	344218	418
	C-SC-A-B3		1,78	1,28	1,39	100117	419
	C-HW-A-B3		1,5	0,67	2,24	68534	421
Spodná výstuž medzipodperového prierezu prostých aj spojitých nosníkov							
0	S-S-A	5Ø16	1,14	-	-	215136	441
	S-SC-A		1,06	1,28	0,83	62573	442
	S-HW-A		0,89	0,67	1,33	42834	443

* Balančný stupeň vystuženia GFRP prierezoz je vypočítaný podľa Eurokódu EN 1992-1-1.

Názvoslovie: typ nosníka (C – spojitý nosník, S – prostý nosník); materiál pozdĺžnej výstuže (S – oceľ, SC – GFRP s opieskovaným povrchom, HW – GFRP so špirálovým ovinutím); konfigurácia výstuže v strede rozpätia (prierez A); konfigurácia výstuže nad vnútornou podperou (prierez B1, B2 alebo B3).

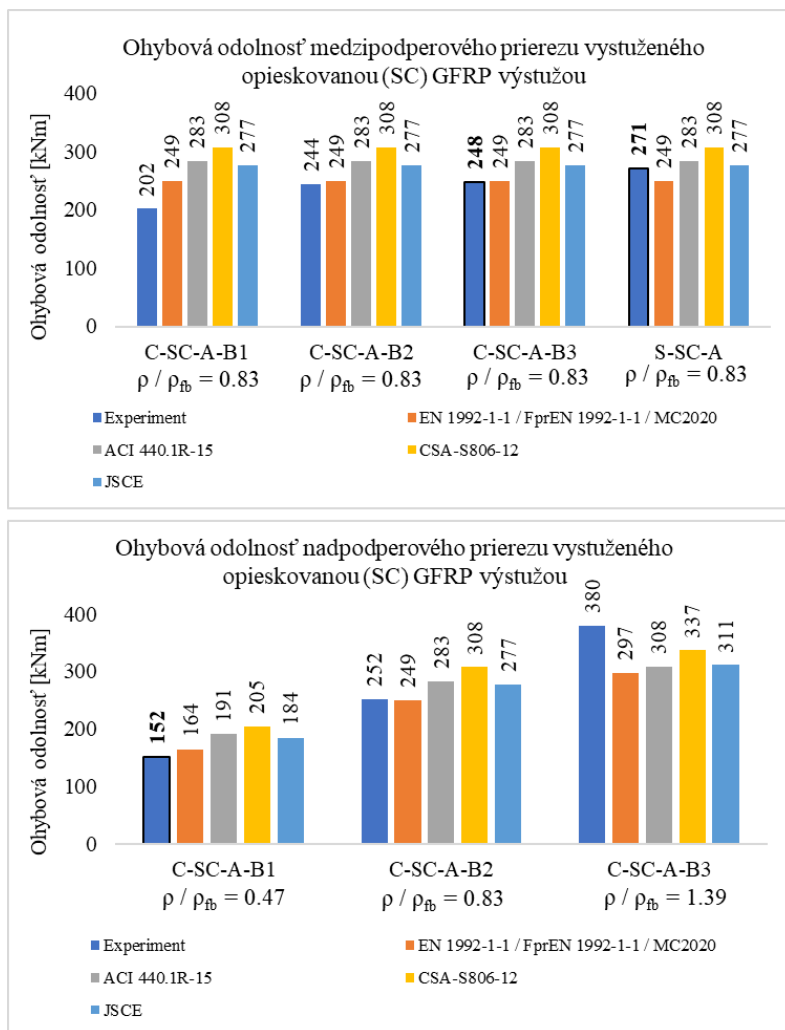
Koncentrované jednobodové zaťaženie bolo aplikované v strede každého rozpätia pomocou dvoch hydraulických lisov s kapacitou 1000 kN. Oba hydraulické lisov boli pripojené k jednej hydraulickej pumpe, aby sa zabezpečilo rovnomerné zaťaženie v každom rozpätí. Rýchlosť riadenia zaťaženia bola približne 20 kN/min v krokoch po 50 kN. Nosníky boli zaťažované až dokým nebol dosiahnutý kinematický mechanizmus, a teda vznik dvoch plastických kĺbov v prípade oceľových nosníkov, alebo roztrhnutie výstuže, prípadne drvenie betónu v prípade nosníkov vystužených GFRP. Dva silomery boli použité na meranie pôsobiacich zaťažení a tri na meranie reakcií v podperách. Tenzometre boli použité na meranie pretvorení v pozdĺžnej výstuži a na povrchu betónu v kritických prierezozoch. Taktiež, konvergentná fotogrametria bola vykonávaná v každom zaťažovacom kroku, ktorej výsledky slúžili na kontrolu nameraných pretvorení, priehybov a pootočení nosníkov.

4 POROVNANIE EXPERIMENTÁLNE DOSIAHNUTEJ OHYBOVEJ ODOLNOSTI PRIEREZOZ NOSNÍKOV S PREDIKCIAMI

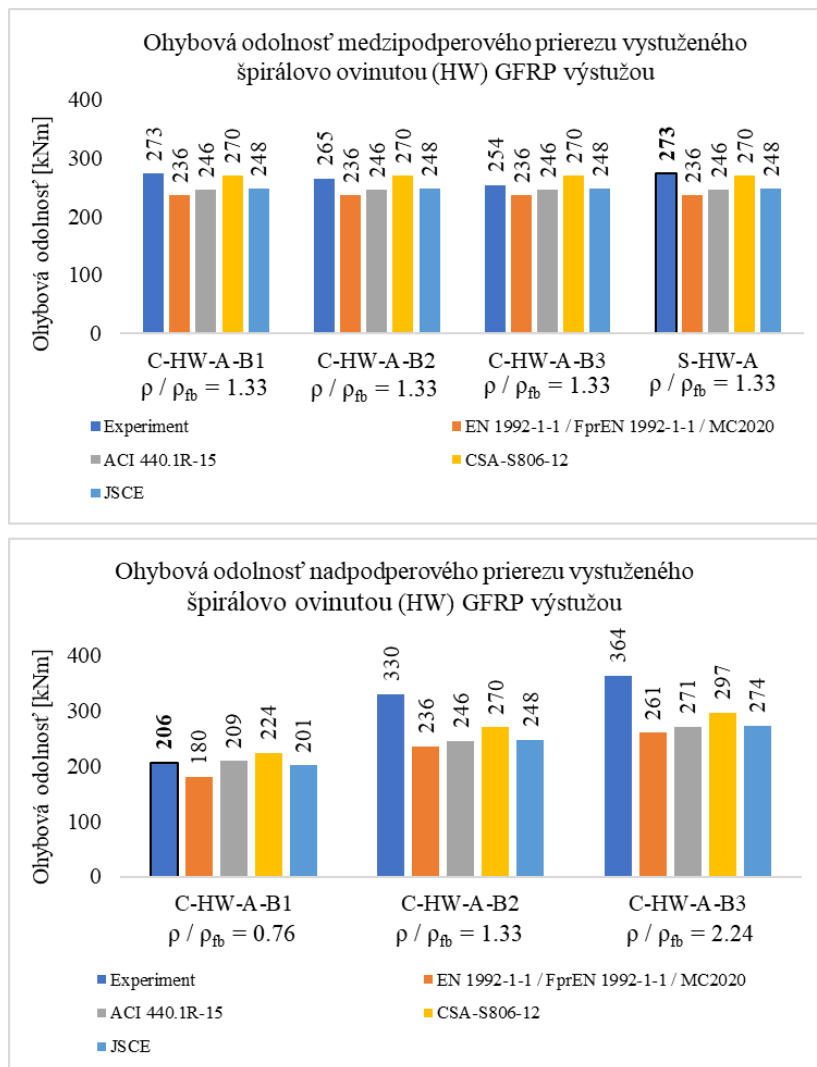
Experimentálne a predikované ohybové odolnosti nosníkov vystužených opieskovanou (SC) a špirálovo ovinutou (HW) GFRP výstužou sú znázornené na Obr. 33. a Obr. 4 Prierezy, v ktorých bola experimentálne dosiahnutá maximálna ohybová odolnosť sú zvýraznené čiernou. Na obrázkoch je vidieť, že ohybové momenty z experimentu pod-vystužených prierezoz ($\rho/\rho_{fb} < 1$) vo všeobecnosti nedosiahli predikovanú ohybovú odolnosť. To poukazuje na skutočnosť, že normy pre návrh prvkov s FRP výstužou zvyčajne predpokladajú porušenie prierezoz v tlačenej oblasti (pre-vystužené prierezy GFRP RC $\rho/\rho_{fb} > 1$). Naopak, ohybové momenty z experimentu pre-

vystužených prierezov ($\rho/\rho_{fb} > 1$) väčšinou prekročili predikované odolnosti. Medzi analyzovanými normami majú Eurokódy (EN 1992-1-1, FprEN 1992-1-1), Model Code (MC2020) a japonská norma (JSCE) tendenciu poskytovať konzervatívnejšie predikcie ohybovej odolnosti v porovnaní s americkou normou (ACI 440.1R-15) a kanadskou normou (CSA-S806). Konkrétne, pre pre-vystužené medzipodperové prierezy ($\rho/\rho_{fb} > 1$) nosníkov vystužených špirálovo ovinutou (HW) GFRP vykazujú predikované a experimentálne hodnoty ohybového momentu rozdiel 16 %; pozri Obr. 4. Navyše, pri predikciách momentov pre-vystužených medzipodperových prierezov, konkrétne C-HW-A-B2 a C-HW-A-B3, sa rozdiely pohybujú v rozmedzí od 22 % do 40 %. Vo všeobecnosti všetky normy dokážu primerane predikovať ohybovú odolnosť prierezov vystužených GFRP, kde sa očakáva porušenie drvením betónu v tlaku. Rozdiely však vznikajú, keď sa skutočné mechanizmy porušenia líšia od predpokladov noriem. Napríklad, keď nastane porušenie v šmyku, ako v prípade nosníkov z 2. série C-SC-A-B2, C-HW-A-B2 a nosníka so špirálovo ovinutou (HW) GFRP výstužou z 3. série C-HW-A-B3.

A3



Obr. 3: Ohybová odolnosť kritických prierezov vystužených opieskovanou (SC) GFRP výstužou



Obr. 4: Ohybová odolnosť kritických prierezov vystužených špirálovo ovinutou (HW) GFRP výstužou

Podrobné porovnanie experimentálnych a predikovaných ohybových odolností podľa Eurokódov EN 1992-1-1, FprEN 1992-1-1 a Model Codu MC2020 je uvedené v Tab. 5. Ako je znázornené na obrázkoch 3 a 4, výsledky predikcií podľa Eurokódu a Model Codu sú najkonzervatívnejšie spomedzi analyzovaných návrhových noriem. Zistenia v tabuľke 5 potvrdzujú závery týkajúce sa dosiahnutej ohybovej odolnosti vyplývajúce z obrázkov 3 a 4. Tab. 5 obsahuje aj porovnanie predikovanej a dosiahnutej odolnosti pri porušení (F_{exp}/F_{cal}). Predikovaná únosnosť spojitých nosníkov vystužených neduktilnou GFRP výstužnou s lineárne elastickým pracovným diagramom vychádza s elastickej analýzy prerozdelenia momentov. Únosnosť F_{cal} pre každé rozpätie sa určuje ako menšia sila, ktorá spôsobuje dosiahnutie ohybovej odolnosti buď v nadpodperovom priereze ($F_{cal} = \frac{M_{cal.h}}{0,188 l}$), alebo v medzipodperovom priereze ($F_{cal} = \frac{M_{cal.s}}{0,156 l}$). Pre účely porovnania bola únosnosť F_{cal} spojitých nosníkov vystužených GFRP výstužou vypočítaná aj podľa plastickej analýzy pre duktilné nosníky na základe mechanizmu porušenia s plastickými kĺbmi

$(F_{cal} = \frac{2(M_{cal,h} + 2M_{cal,s})}{l})$. Pre nosníky vystužené opieskovanou (SC) GFRP výstužou sa predikcie únosnosti podľa elastickej analýzy zdajú byť presnejšie, zatiaľ čo plastická analýza nadhodnocuje experimentálne únosnosti. Naopak, pre nosníky vystužené špirálovo ovinutou (HW) GFRP výstužou poskytuje plastická analýza výsledky bližšie k experimentálnym únosnostiam. Všeobecne sa elastická analýza javí ako vhodný prístup pre predikciu únosnosti spojitých nosníkov vystužených GFRP výstužou, pretože výsledky sú na bezpečnej strane, najmä v podvystužených prierezoch, kde normové predikcie môžu nadhodnotiť experimentálnu ohybovú kapacitu.

Tabuľka 5 navyše obsahuje vypočítanú šmykovú odolnosť šmykovej výstuže podľa EN 1992-1-1, pretože niektoré nosníky zaznamenali neočakávané porušenie šmykom. Je dôležité poznamenať, že u všetkých nosníkov nebola prekročená šmyková odolnosť.

Tab. 5: Predikcie ohybovej odolnosti a sily pri porušení podľa EN 1992-1-1, FprEN 1992-1-1 a MC2020

Nosník	ρ / ρ_s		Experimentálna ohybová odolnosť M_{exp}		Predikovaná ohybová odolnosť M_{cal}^*		M_{exp}/M_{cal}		Experimentálna únosnosť pri porušení F_{exp}		Predikovaná únosnosť pri porušení F_{cal}		F_{exp}/F_{cal}		Spôsob porušenia	
	Medziodperový	Nadpodperový	Medziodperový	Nadpodperový	Medziodperový	Nadpodperový	Medziodperový	Nadpodperový	Medziodperový	Nadpodperový	Elastická analýza	Plastická analýza	Elastická analýza	Plastická analýza		
C-S-A-B1	208	199	236	155	0,88	1,29	0,88	1,29	455	455	-	464	0,98	301	551	T
C-S-C-A-B1	202	152	249	164	0,81	0,93	0,81	0,93	411	323	1,27	491	0,84	2,61	549	R
C-HW-A-B1	273	206	236	180	1,16	1,15	1,16	1,15	558	353	1,58	482	1,16	3,57	546	R
C-S-A-B2	256	291	236	236	1,00	1,23	1,00	1,23	565	524	-	524	1,08	3,90	499	T
C-S-C-A-B2	244	252	249	249	0,98	1,01	0,98	1,01	548	491	1,12	554	0,99	3,68	496	S
C-HW-A-B2	265	330	236	236	1,12	1,40	1,12	1,40	657	464	1,37	524	1,22	3,91	502	S
C-S-A-B3	247	315	236	335	1,05	0,94	1,05	0,94	599	598	-	598	1,00	417	435	T
C-S-C-A-B3	248	380	249	297	1,00	1,28	1,00	1,28	649	586	1,11	590	1,10	421	449	R
C-HW-A-B3	254	364	236	261	1,08	1,39	1,08	1,39	646	514	1,26	543	1,19	400	463	S
S-S-A	242	-	236	-	1,03	-	1,03	-	359	349	-	349	1,03	1,80	499	T
S-S-C-A	271	-	249	-	1,09	-	1,09	-	401	370	-	370	1,08	201	496	R
S-HW-A	273	-	236	-	1,16	-	1,16	-	404	349	-	349	1,16	202	502	D
				mean					mean				mean			
				COV					COV				COV			
				9,8%					9,8%				12,6%			
				14,6%					14,6%				9,6%			

* Predikcie zohľadňujú skutočné materiálové charakteristiky. Spôsoby porušenia: T – tečenie výstuže, R – roztrhnutie výstuže, D – drvenie betónu, Š – šmykové porušenie.

5 ZÁVERY

- Experimentálne dosiahnuté ohybové odolnosti (M_{exp}) pod-vystužených priereзов ($\rho/\rho_{fb} < 1$) všeobecne nedosiahli hodnoty predpokladané dostupnými normami (M_{cal}), čo zdôrazňuje, že návrhové prístupy pre FRP výstuže typicky predpokladajú porušenie drvením betónu v tlakovej zóne. Tieto zistenia sú potvrdené hodnotami ohybových momentov (M_{exp}) pre-vystužených priereзов ($\rho/\rho_{fb} > 1$), ktoré väčšinou prekročili predpokladané ohybové odolnosti (M_{cal}).
- Elastická analýza sa javí ako vhodný prístup pre určenie zaťaženia pri porušení spojitých nosníkov vystužených GFRP. Výsledky elastickej analýzy stoja na bezpečnej strane, aj v pod-vystužených prierezech, kde normové predpoklady môžu preceniť ohybovú odolnosť prierezu.

Pod'akovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0144/23 "Overenie spoľahlivosti nelineárnych metód európskych noriem a návrhové modely nosných prvkov pre nemetalické G-FRP výstuže vyrábané na Slovensku".

A3

Literatúra

- [1] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2005.
- [2] T. C. C. 250 FprEN 1992-1-1, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Rue de la Science 23, B-1040 Brussels : CEN-CENELEC Management Centre, 2023.
- [3] F. CEB, fib MC2020: Model Code 2020 for Concrete Structures. 2020.
- [4] ACI Committee 440, Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer FRP bars. American Concrete Institute, 2015.
- [5] CAN/CSA S806-12, Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers. Mississauga, ON, Canada: Canadian Standards Association, 2012.
- [6] No. 15 JSCE Guidelines for Concrete, STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES - 2007 "Design," no. 15. Yotsuya 1-chome, Shinjuku-ku, Tokyo 160-004, Japan: Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2010.

EXPERIMENTÁLNE OVERENIE SÚDRŽNOSTI OPAKOVANE POUŽITEJ GFRP VÝSTUŽE S BETÓNOM

Dáriuš Bálint¹ – Robert Sonnenschein²

ABSTRAKT

FRP (Fiber Reinforced Polymer) výstuž sa už niekoľko desaťročí využíva v letectve, športe, automobilovom priemysle a mnohých ďalších oblastiach. V stavebníctve sa začala využívať začiatkom päťdesiatych rokov 20. storočia.

Táto štúdia je zameraná na viacnásobné použitie GFRP výstuže. Použitá výstuž bola pôvodne namáhaná na tri rôzne úrovne napätia, vybratá zo vzoriek k overovaniu pretlačenia, nanovo zabetónovaná a odskúšaná na súdržnosť. Je pomerne problematické použiť výpočtový program, ktorý by dokázal zohľadniť súdržnosť medzi GFRP výstužou a betónom. Analýza v tejto štúdii má za cieľ určiť súdržnosť medzi novou výstužou a betónom a porovnanie s už použitou GFRP výstužou.

A3

1 ÚVOD

Pochopenie súdržnosti medzi GFRP výstužou a betónom je odlišné v porovnaní s oceľovou výstužou. Zatiaľ čo pri oceli dochádza ku chemickej integrácii s betónom pri GFRP výstuži ku žiadnej chemickej reakcii nedochádza. Na rozdiel od ocele, ktorá je homogéna, GFRP výstuže je nehomogénny prvok tvorený zo sklenených vlákien a matrice. GFRP výstuž má hladší povrch a preto sa často jej povrch upravuje pieskovaním alebo tvarovou úpravou povrchu pre zlepšenie mechanickej interakcie medzi výstužou a betónom. Tým, že súdržnosť medzi betónom a GFRP výstužou je jednou z hlavných nevýhod oproti oceli, je potrebné túto problematiku ďalej skúmať. Súdržnosť medzi betónom a GFRP výstužou ovplyvňuje aj pevnosť betónu. Vysokopevnostný betón môže zlepšiť súdržnosť s GFRP výstužou, no zároveň môže byť krehkejší a náchylnejší na mikrotrhliny. [2]

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 (2) 32 888 541, e-mail: darius.balint@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 (2) 32 888 549, e-mail: robert.sonnenschein@stuba.sk

Betón

Kvôli spresneniu výpočtu odolnosti prierezu boli vyrobené normové vzorky pre stanovenie vlastností betónu - kocky pre určenie kockovej pevnosti v tlaku a valce pre zistenie modulu pružnosti betónu a valcovej pevnosti betónu v tlaku. Do výpočtov boli zapracované priemerné hodnoty zo skúšaných vzoriek. Vo výpočtoch bola uvažovaná priemerná kocková pevnosť 56,36 MPa, priemerný modul pružnosti 32,83 GPa a valcová pevnosť 47,55 MPa.

3 Analýza vplyvu opakovane použitej výstuže

V experimente bola overovaná súdržnosť medzi GFRP výstužou a betónom. Počas experimentu bola na vzorku aplikovaná sila (F) rovnomerne rozložená do dvoch miest zaťaženia vo vzdialenosti 200 mm od seba. Výsledkom experimentálnych meraní nosníkových skúšok na súdržnosť bolo zistenie maximálnej pôsobiacej sily (F_{max}), poklz výstuže na voľnom konci (s_{fp}), maximálna sila pri vytiahnutí (F_b) a maximálne napätie v súdržnosti (τ_{max}), ktoré vzniká medzi výstužou a betónom. Z pôsobiacej sily bola vypočítaná maximálna sila pri vytiahnutí výstuže. Dopočítané hodnoty sú uvedené v Tab. 1. [1]



Obr. 2: Znázornenie vytiahnutia vzorky na voľnom konci

Tab. 1: Namerané hodnoty z experimentu

	F_{\max}	Polovica maximálnej pôsobiacej sily	Priemer výstuže ϕ	s_{fp}	τ_{\max}
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]
BT 0.1	50,31	25,16	15,90	92,00	11,30
BT 0.2	26,20	13,10	16,10	75,00	5,88
BT 0.3	48,66	24,33	16,10	80,00	10,93
priemer hodnôt BT0.x	41,72	20,86	16,03	82,33	11,12
BT 1.1	50,39	25,19	16,20	103,00	11,32
BT 1.2	47,98	23,99	15,80	90,00	10,78
BT 1.3	52,56	26,28	16,10	80,00	11,80
priemer hodnôt BT1.x	50,31	25,15	16,03	91,00	11,30
BT 2.1	46,79	23,40	15,80	70,00	10,51
BT 2.2	55,81	27,91	15,70	110,00	12,53
BT 2.3	41,11	20,56	16,00	85,00	9,23
priemer hodnôt BT2.x	47,91	23,95	15,83	88,33	10,76
BT 4.1	37,39	18,69	16,00	65,00	8,40
BT 4.2	42,22	21,11	15,90	75,00	9,48
BT 4.3	36,55	18,28	15,60	40,00	8,21
priemer hodnôt BT4.x	38,72	19,36	15,83	60,00	8,70

Všetky výsledky sú zhrnuté v Tab. 1, kde sú zhrnuté maximálne napätia a nameraný pokl z výstuže na voľnom konci (s_{fp}). Dĺžky kotvenia pre všetky vzorky boli následne zmerané na odskúšaných vzorkách po ich rozpýlení. Obr. 3, kde sa jednalo o vzorku B.T 1.3. Pomocou maximálnej aplikovanej sily boli vypočítané maximálne napätia v súdržnosti (τ_{\max}) medzi výstužou a betónom. Z nameraných a dopočítaných výsledkov je vidno, že priemerné napätie v jednotlivých skupinách je podobné, až lepšie v porovnaní s prvou skupinou, kde sa jedná o vzorku s novou GFRP výstužou. Výsledná hodnota porušenia BT 0.2 bola výrazne odlišná oproti zvyšným dvom vzorkám prvej skupiny. Dôvodom nižšie nameraných hodnôt na vzorke BT 0.2 bolo pravdepodobne nedokonalé zhutnenie betónu, čo zapríčinilo zníženie súdržnosti medzi betónom a výstužou. Z tohto dôvodu vzorka BT 0.2 nebola vo výpočte priemerných hodnôt v prvej skupine vzoriek uvažovaná. [1]



Obr. 3: Vzorka B.T 1.3 – odmeraná dĺžka zakotvenia výstuže

4 ZÁVERY

Výskumná práca bola vypracovaná podľa dostupných zdrojov a znalostí o GFRP výstuži. Vedomosti o tomto kompozitnom materiáli boli čerpané zo zahraničných zdrojov a EC2 – druhej generácie, ktorá umožňuje návrh GFRP výstuže do nosných prvkov.

Po analýze tejto problematiky a zhodnotení výsledkov môžeme usúdiť, že neboli preukázané veľké rozdiely pri maximálnom napätí v súdržnosti. Dokonca druhá a tretia skupina mala priemerne vyššie napätie v súdržnosti ako nová výstuž.

Pod'akovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0144/23 "Overenie spoľahlivosti nelineárnych metód európskych noriem a návrhové modely nosných prvkov pre nemetallické G-FRP výstuže vyrábané na Slovensku".

Literatúra

- [1] Štefanovičová, M.: The Effect of Bond of GFRP Reinforcement on Bending Behaviour of GFRP-reinforced Concrete Members. [Dizertačná práca]. Bratislava: STU v Bratislave, 2024.
- [2] Kotynia, R., Szczech, D. and Kaszubska, M.: "Bond Behavior of GRFP Bars to Concrete in Beam Test," *Procedia Eng.*, vol. 193, pp. 401–408, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2017.06.230.

ŠTÚDIUM KRÁTKODOBÝCH MECHANICKO-FYZIKÁLNYCH VLASTNOSTÍ BETÓNOV V ZÁVISLOSTI OD VARIÁCIE DISTRIBUČNEJ KRIVKY KAMENIVA

Peter Czirák¹– Jana Čepčianska²– Martin T. Palou³

ABSTRAKT

Predmetom predkladanej práce je štúdium vplyvu distribučnej krivky kameniva na mechanicko-fyzikálne vlastnosti betónu po 2, 7 a 28 dňoch ošetrovania v prostredí so 100 % vlhkosťou. Vhodne zvolená a odstupňovaná distribučná krivka kameniva pozitívne vplyva na pevnostné charakteristiky cementových kompozitov. Avšak bežne využívané riečne kamenivo je prírodný materiál, teda jeho vlastnosti a granulometria sa líšia vo veľkom rozsahu. Z tohto dôvodu bol sledovaný vplyv daných odchýlok od ideálnej distribučnej krivky kameniva na objemovú hmotnosť, pevnosť v tlaku a modul pružnosti betónu. Do porovnania vstupovalo 6 betónových zmesí s obsahom riečneho kameniva a 6 zmesí ťažkého betónu s obsahom magnetitového kameniva. V zmesiach boli použité distribučné krivky kameniva s rozličným pomerom jemných a hrubých frakcií v rozmedzí 37:63 hm.% až po 59:41 hm.%. Hmotnostný pomer medzi cementom, kamenivom a zámesovou vodou predstavoval 1:4,5:0,35 pre zmesi s riečnym kamenivom a 1:8,0:0,35 pre zmesi s magnetitom zo zachovaním objemových pomerov medzi jednotlivými zložkami a zároveň bolo použité konštantné množstvo plastifikačnej prísady 0,040 kg m⁻³.

Zo získaných výsledkov je zrejмый výrazný vplyv kameniva na výsledné vlastnosti betónu. Čo sa týka pevnosti v tlaku bežných betónov po 2 dňoch ošetrovania, medzi najvyššími a najnižšími dosiahnutými hodnotami vznikol rozdiel 28 %. V prípade zmesí po 28 dňoch ošetrovania, tento rozdiel predstavoval 11 %. Nižšie rozdiely boli zaznamenané v prípade ťažkých betónov: po 2 dňoch ošetrovania predstavoval 11 % a po 28 dňoch 13 %. Ten istý experiment bol vykonaný aj pre ťažké betóny na báze magnetitu a boli pozorované podobné trendy s rozdielom 11 % pevnosti v tlaku medzi zmesami s najvyššou a najnižšou pevnosťou v tlaku po 2 dňoch a 13 % rozdielom pevnosti v tlaku po 28 dňoch.

1 ÚVOD

Betón predstavuje široko používaný stavebný materiál a vďaka jeho mechanickým vlastnostiam ktorými sú pevnosť, odolnosť a tepelné charakteristiky, ale aj estetické parametre, patrí k obľúbeným riešeniam mnohých architektov a inžinierov. Betón je kompozitný materiál na báze spojiva, plniva a vody. Portlandský cement (PC) a cement nahradzujúce materiály ako napr. mletá granulovaná vysokopecná troska (GGBFS), jemne mletý vápenec (L), kremičitý úlet (SF) a popolček (FA) sú bežne využívané ako súčasť

¹ Ing. Peter Czirák, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, v. v. i., Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: (02)59309-257, e-mail: peter.czirak@savba.sk

² Ing. Jana Čepčianska, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, v. v. i., Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: (02)59309-266, e-mail: jana.cepcianska@savba.sk

³ prof. Dr. Ing. Martin T. Palou, Ústav stavebníctva a architektúry SAV, v. v. i., Dúbravská cesta 9, 845 03 Bratislava, tel.: (02)59309-268, e-mail: martin.palou@savba.sk

spojivových zmesí [1-3]. Metakaolín (MK) je progresívny materiál, ktorý je v súčasnosti ďalším zvažovaným spôsobom náhrady energeticke náročného PC. MK predstavuje surovinu šetrnejšiu k životnému prostrediu [4]. Avšak na základe štúdie Scrivener et al. [5], je potrebný ďalší výskum vplyvu MK na oceľovú výstuž v betóne.

Bežný betón zvyčajne pozostáva približne len z 15 hm. % cementu, avšak toto množstvo zodpovedá za 80 % emisií produkovaných celou betónovou zmesou. Emisie vznikajúce pri procese kalcinácie ílových minerálov a vápenca v surovinovej základni, dosahujú úroveň cca 520 kg/t slinku a ďalších 480 kg/t pochádza zo spaľovania paliva [6]. Emisie produkované počas procesu kalcinácie sú nevyhnutné, avšak v rámci znižovania ich dopadu na životné prostredie je vhodné používať alternatívne palivá. Súčasný trend v stavebnej praxi posúva návrhy budov smerom k bezemisným cieľom (tzv. Net Zero) a preto je nutné vypočítať objem vyprodukovaných emisií oxidu uhličitého (CO₂) počas celého životného cyklu stavby. Napriek vysokým CO₂ emisiám pochádzajúcim z produkcie PC, ďalšie vlastnosti sú v prospech betónu ako stavebného materiálu z hľadiska hodnotenia jeho životného cyklu. Na základe štúdie Maxa Fordhama zo spoločnosti The Concrete Centre, budovy skonštruované z betónu, by mohli vyriešiť mnohé problémy s chladením a vykurovaním [7]. Podľa tejto štúdie dosiahli betónové budovy o 25 % nižšiu záťaž na vykurovanie a oveľa lepší pasívny chladiaci výkon v porovnaní s konštrukciami z drevených panelov Cross Laminated Timber (CLT), pričom objem uvoľneného CO₂ zostal pevnou súčasťou stavebného sektora a je potrebná ďalšia optimalizácia návrhu betónových zmesí, aby boli ciele „Net Zero“ naplniteľné a prírodné zdroje efektívne využité. Efektívna konštrukcia je vyrobená z vysokopevnostných materiálov, z dôvodu možnosti zníženia množstva potrebných zdrojov. Materiály s relatívne nízkou pevnosťou vyžadujú vyššie množstvo základných materiálov ako napríklad spojivá, ale aj navýšenie pracovnej sily a dopravy. Zároveň sa tento efekt v konštrukciách znásobí v podobe vlastného zaťaženia a povedie tak k ďalšiemu nárastu množstva materiálu potrebného na splnenie požiadaviek na pevnosť a stabilitu.

Zníženie emisií CO₂ je možné dosiahnuť optimalizáciou zloženia betónových zmesí a tento článok je zameraný na posúdenie vplyvu krivky zrnitosti kameniva na konečnú pevnosť betónu v tlaku. Pre zvýšenie pevnosti betónu je potrebné vyplniť všetky medzery medzi časticami. K tradičným spôsobom navrhovania betónových zmesí patrí použitie kriviek zrnitosti navrhnutých Abramsom, ktoré sú založené na pomere voda/cement [8]. V 19. storočí túto teóriu skúmal Féret [9] a na začiatku 20. storočia ju ďalej rozvinuli Fuller a Thompson [10]. Táto teória sa v mierne upravenej podobe používala až doteraz. Fullerova teória je reprezentovaná rovnicou (1) a bol použitý exponent q s hodnotou 0,5 [11].

$$P(d) = \left(\frac{d}{d_{\max}}\right)^q \quad (1)$$

$P(d)$ kumulatívna distribúcia [bezrozmerná veličina]

d priemer uvažovaných častíc [mm]

d_{\max} maximálny priemer častíc [mm]

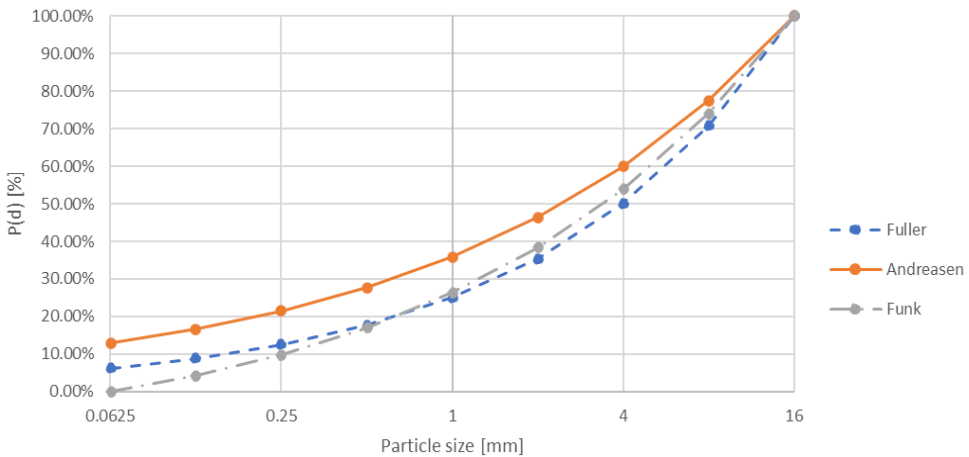
q parameter ovplyvňujúci krivku zrnitosti kameniva

Táto teória bola ďalej rozvinutá Andreasenom, ktorý navrhol exponent q v rozsahu 0,33 - 0,5 a Funk s Dingerom [12] zistili, že distribučná krivka by mala mať tiež spodnú hranicu. Rovnica (1) bola preto rozvinutá do nového tvaru, ktorý zohľadňuje dolnú hranicu veľkosti kameniva v nasledovnej forme:

$$P(d) = \frac{d^q - d_{min}^q}{d_{max}^q - d_{min}^q} \quad (2)$$

d_{min} minimálny priemer častíc [mm]

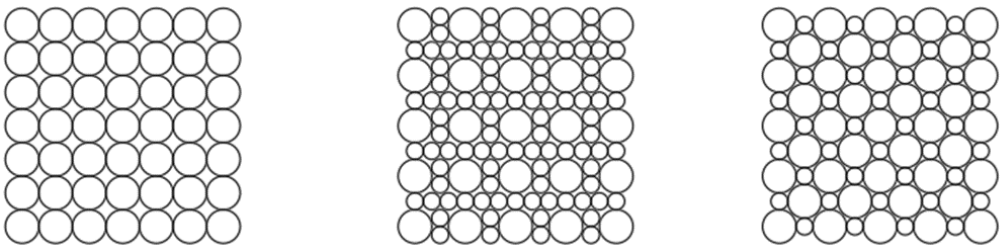
Porovnanie distribučných kriviek podľa Fullera, Andreasena a Funka je graficky znázornené na Obr. 1.



A3

Obr. 1. Ideálna distribučná krivka kameniva podľa rôznych autorov.

Príprava betónovej zmesi podľa optimalizačnej krivky vedie k vysokej hustote betónovej zmesi. Veľkosť častíc má veľký vplyv na hustotu zloženia, a preto sa hodnota exponentu q určí ako priemerná hodnota zo zodpovedajúcich hodnôt q pre každý tvar častíc. Počítačový softvér pracujúci s krivkou distribúcie veľkosti častíc zvyčajne pracuje s optimalizovanou krivkou distribúcie, avšak nemusí nevyhnutne viesť k najvyššej hustote zmesi. Medzerovitosť zmesi ovplyvňuje aj množstvo zámesovej vody. Rôzne modely predstavujú teoretické usporiadanie častíc, avšak v reálnej zmesi sa toto usporiadanie od modelov líši. Medzičasticová vzdialenosť v reálnych zmesiach je v porovnaní s teoretickými modelmi obvykle väčšia a medzery sú zvyčajne vyplnené cementovou pastou. Použitý je aj určitý prebytok vody, aby sa umožnila spracovateľnosť čerstvej zmesi [13]. Experimentálne sa pracovalo na dvoch komponentoch, aby sa našiel najlepší pomer medzi jemným a hrubým kamenivom [14, 15] pričom bolo zistené, že praktické výsledky boli odlišné v porovnaní s teoretickým modelom. Objemová hmotnosť a ďalšie vlastnosti betónu závisia od usporiadania častíc, od veľkosti, zrnitosti či usporiadania kameniva Obr. 2.



Obr. 2. Variabilné rozloženie a distribúcia častíc.

2 Použité materiály

Spojivo:

- Obyčajný Portlandský cement ExtraCem CEMI 42,5 R (Danucem, a. s., Slovenská republika)

Kamenivo:

- Magnetit (LKAB Minerals AB, Švédsko)
- Riečne kamenivo a piesok (Danucem, a. s., Slovenská republika)

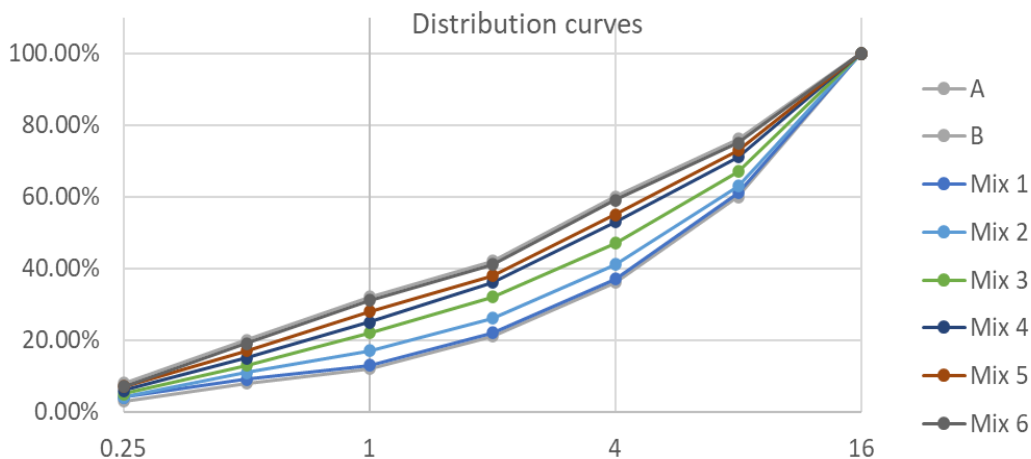
Prísady:

- Superplastifikátor STACHEMENT 2014, (Stachema Bratislava, a. s., Slovenská republika)

A3

3 Postup

V prvej fáze bol experiment vykonaný na zmesiach s riečnym kamenivom, ktoré bolo preosiate na štvorcových sítach s veľkosťou 0,063; 0,125; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0; 8,0 a 16,0 mm, čím bolo umožnené skonštruovanie požadovaných zrnitostných kriviek. Zloženie pripravených zmesí je uvedené v Tab. 1. Pripravených bolo šesť rôznych betónových zmesí, aby bolo možné nasimulovať celé spektrum odporúčanej plochy pre krivky rozloženia kameniva podľa slovenskej národnej prílohy EN 206 [16], v rámci hraničných čiar A, a B (Obr. 3). Celková hmotnosť kameniva bola rovnaká pre každú zmes. Podiel cementu, vody a prísad bol udržiavaný na rovnakej úrovni k hmotnosti kameniva. Rovnaký postup bol použitý v druhej fáze experimentu pre zmesi ťažkého betónu. Zloženie týchto zmesí je uvedené v Tab. 2, pričom bol zachovaný rovnaký objem kameniva ako v prvej fáze.

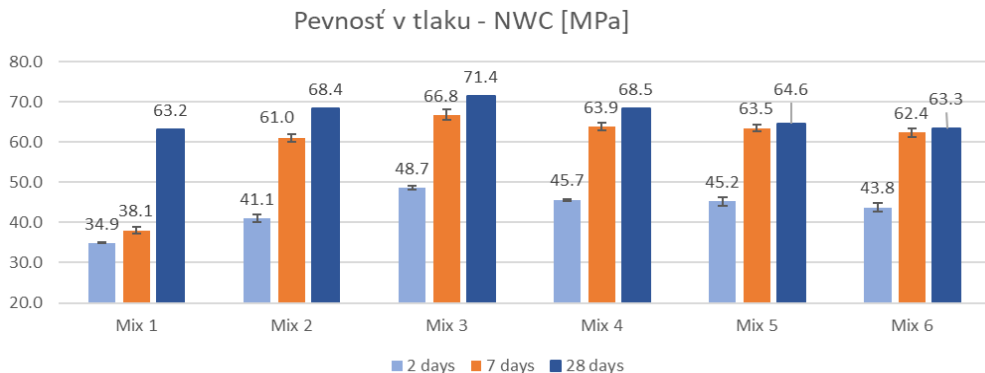


Obr. 3. Distribučné krivky kameniva.

4 Výsledky

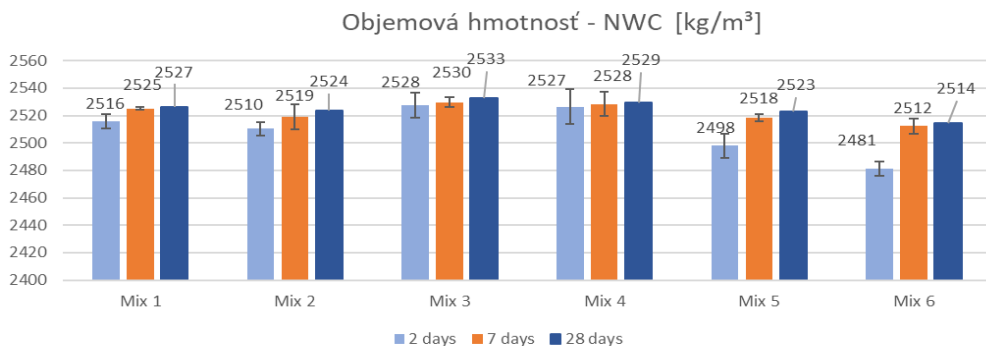
Betón s normálnou objemovou hmotnosťou (NWC)

Betónové vzorky normálnej objemovej hmotnosti boli pripravené v súlade s EN 206 [17]. Vzorky v tvare kociek s veľkosťou 100 mm boli pripravené podľa požiadaviek EN 12390-1 [18] a EN 12390-2 [19]. Príprava čerstvých betónových zmesí spočívala v miešaní vstupných surovín v gravitačnej miešačke a následne boli zmesi naliate do oceľových foriem. Vzorky boli ďalej zavibrované po dobu 20 sekúnd, aby sa uvoľnil prebytočný vzduch. Ošetrovanie vzoriek prebehlo v prostredí so 100% vlhkosťou. Na každý testovací termín boli pripravené tri vzorky a testy boli vykonané po 2, 7, 28 a 90 dňoch. Po požadovanej dobe vytvrdenia boli zmerané rozmery vzoriek, ako aj ich hmotnosť. Následne boli vzorky podrobené skúške pevnosti v tlaku podľa EN 12390-3 [20] na hydraulickom lise WPM VEB (Werkstoffprüfmaschinen Leipzig). Objemová hmotnosť vzoriek bola vypočítaná podľa EN 12390-7 [21]. Všetky uvedené výsledky boli vypočítané ako priemerná hodnota z troch meraní. Rovnaký experimentálny postup bol použitý aj v prípade vzoriek ťažkého betónu.



Obr. 4. Pevnosť v tlaku – betón s normálnou objemovou hmotnosťou.

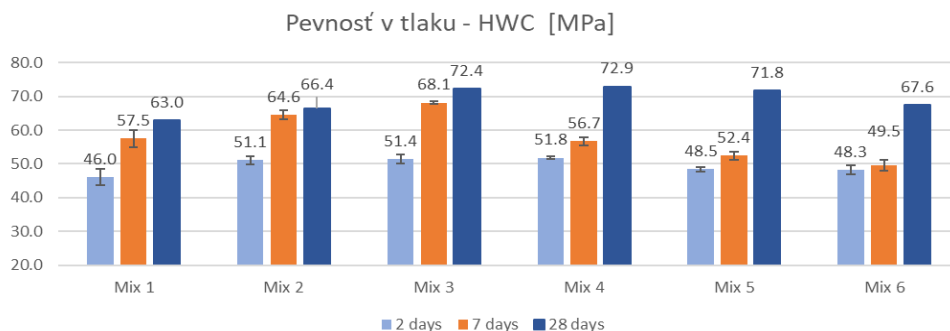
Z uvedených výsledkov je zrejmé, že existuje veľký rozdiel v počiatkovej pevnosti a zmes Mix 1 dosiahla pevnosť v tlaku o 28 % nižšiu v porovnaní so zmesou Mix 3 po 2 dňoch, o 37 % nižšiu po 7 dňoch a s 11 % rozdielom po 28 dňoch.



Obr. 5. Objemová hmotnosť betónu s normálnou objemovou hmotnosťou.

Vplyv na hustotu je menej výrazný a zmes Mix 6 dosiahla objemovú hmotnosť o 1,8 % nižšiu v porovnaní so zmesou Mix 3 po 2 dňoch, o 0,7 % nižšiu po 7 dňoch a s 0,6 % rozdielom po 28 dňoch.

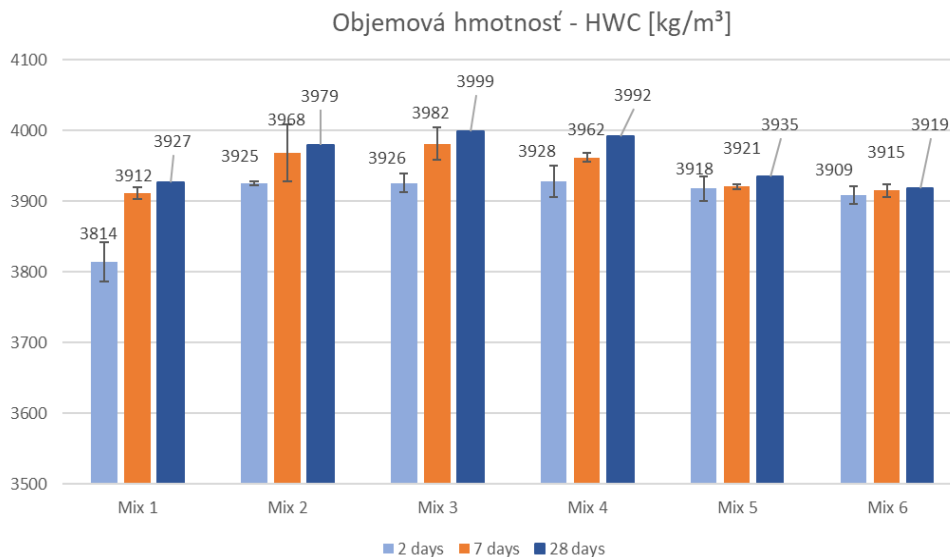
Betón s vysokou objemovou hmotnosťou (HWC)



A3

Obr. 6. Pevnosť v tlaku – betón s vysokou objemovou hmotnosťou.

Z výsledkov je zrejmé, že existuje rozdiel v počiatkovej pevnosti a zmes Mix 1 dosiahla pevnosť v tlaku o 11 % nižšiu v porovnaní so zmesou 4 po 2 dňoch, o 15,5 % nižšiu oproti zmesi 3 po 7 dňoch a s 13 % rozdielom po 28 dňoch.



Obr. 7. Objemová hmotnosť betónu s vysokou objemovou hmotnosťou.

Vplyv na hustotu je menej viditeľný a zmes Mix 1 vykazuje objemovú hmotnosť o 2,2 % nižšiu v porovnaní so zmesou Mix 4 po 2 dňoch, o 1,7 % nižšiu po 7 dňoch v porovnaní so zmesou Mix 3 a s 2,0 % rozdielom medzi zmesami Mix 3 a Mix 6 po 28 dňoch.

5 Záver

Na základe výsledkov tejto štúdie je možné predpokladať, že distribučná krivka kameniva má podľa očakávania zásadný vplyv na vlastnosti betónu. Ďalej existuje predpoklad, že kolísanie objemovej hmotnosti rôznych betónových zmesí súvisí s usporiadaním častíc a objemom pórov. Výsledky vzoriek normálneho betónu korelujú s výsledkami vzoriek ťažkého betónu. V dôsledku vyššej hustoty magnetitu je rozdiel menej viditeľný v ťažkom betóne, avšak stále prítomný. Tento prístup by mohol byť využitý pri optimalizácii návrhu betónovej zmesi a priniesť úsporu obsahu cementu spolu s emisiami CO₂. S ohľadom na udržateľnosť a ekonomickú stránku, najlepšie výsledky boli dosiahnuté v prípade zmesí Mix 3 a Mix 4 z každej skupiny testov. Uvedené zmesi sú podobné teoretickým krivkám kameniva podľa teórie Fullera a Thomsona [10]. Spôsob konštrukcie kriviek zrnitosti využitý v týchto zmesiach by bol vhodný pre recyklované betónové kamenivo, kde by triedenie kameniva a opakované drvenie mohlo poskytnúť optimalizovanú krivku s dobre odstupňovaným podielom rôznych zložiek.

Výskum bude pokračovať hodnotením vlastností po 90 dňoch ošetrovania a bude zameraný aj na štúdium pórovej štruktúry metódou ortufovej vtláčacej porozimetrie. Zatiaľ čo táto štúdia bola zameraná na konečnú pevnosť a hustotu betónu, je potrebný ďalší výskum, aby sa odhadol vplyv spojivových zmesí s obsahom cement nahrádzajúcich materiálov na konečné vlastnosti, ako je tlak a pevnosť v ťahu za ohybu.

A3

6 PodĎakovanie

Projekt bol financovaný zo zdrojov Slovenskej agentúry pre vedu a výskum (APVV-23-0383, a APVV-19-0490), grantového programu pre študentov Slovenskej Akadémie Vied (APP0459), Slovenskej grantovej agentúry VEGA (N°2/0080/24) a Európskeho projektu CE0100390 Interreg Central Europe 2021-2027.

Literatúra

- [1] ČEPČIANSKA J., PODHORSKÁ J., PALOU M. T.. Vplyv cementových prímiesí na vybrané vlastnosti vysokopevnostných samozhutiteľných betónov. Kvalita cementu 2022, 13. – 14. 6. 2022, Mikulov. , s. 47-53.
- [2] RAMZI S.The Study of the Effects of Supplementary Cementitious Materials (SCMs) on Concrete Compressive Strength at High Temperatures Using Artificial Neural Network Model
- [3] ABDALQADER, Ahmed; FAYYAD, Tahreer a SONEBI, Mohammed. Comparative study on the effect of different supplementary cementitious materials on Alkali-silica reaction of self-compacting concrete. Online. Materials Today: Proceedings. 2023.
- [4] SCRIVENER, K.L.; JOHN, V.M. a GARTNER, E.M. Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry. Online. Cement and Concrete Research. 2018, 2 - 26.
- [5] SCRIVENER, Karen; MARTIRENA, Fernando; BISHNOI, Shashank a MAITY, Soumen. Calcined clay limestone cements (LC3). Online. CEMENT AND CONCRETE RESEARCH. 2018, 114, 49-56.
- [6] Eggleston S, Buendia L, Miwa L., Ngara T., Tanabe K., IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories, Institute for Global Environmental Strategies, 2006.

- [7] FORDHAM M., Life cycle carbon analysis of six storey residential building, The Concrete Centre 2021
- [8] ABRAMS, D.A. (1919) Design of Concrete Mixtures. Bulletin 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago
- [9] FÉRET R (1897) Etudes sur la constitution intime des mortiers hydrauliques. Bulletin de la Socié d'Encouragement pour l'Industrie Nationale 2:1591–1625
- [10] FULLER WB and THOMSON SE . The laws of proportioning concrete. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1907; 59, 67.
- [11] MANE, R.; CHAPHALKAR, N. a PATIL, S. Use of Modified Andreassen Curve in Optimizing Mixes. Online. Trends in Sciences. 2022, article 14.
- [12] FUNK, J.E. and Dinger, D.R. Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspensions - Applied to Ceramic Manufacturing. Boston: Kluwer Academic Publishers, 1994.
- [13] FENNIS, S. A. A. M; WALRAVEN, J. C a DEN UIJL, J. A. Compaction-interaction packing model: regarding the effect of fillers in concrete mixture design. Online. Materials and structures. 2013, No. 3, 463-478.
- [14] ABDEL-JAWAD, Yahia A a ABDULLAH, Waddah Salman. Design of maximum density aggregate grading. Online. Construction and Building Materials. 2002, year. 16, No. 8., 495-508.
- [15] KARADUMPA C.S., Developing a novel mix design methodology for slow hardening composite cement concretes through packing density approach. Online. Construction and Building Materials. 2021, 124391-124391.
- [16] STN EN 206:2013/NA:2015 Concrete - Specification, performance, production and conformity / Slovak national annex to EN 206:2013
- [17] EN 206:2013 Concrete - Specification, performance, production and conformity
- [18] EN 12390-1:2012 Testing hardened concrete. Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds
- [19] EN 12390-2:2019 Testing hardened concrete. Part 2: Making and curing specimens for strength tests
- [20] EN 12390-3:2019 Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens
- [21] EN 12390-7:2019 Testing hardened concrete. Part 7: Density of hardened concrete

EXPERIMENTÁLNY VÝSKUM BETÓNU S RÝCHLYM NÁRASTOM POČIATOČNEJ PEVNOSTI

Jaroslav Prokop¹– Ivan Holly²– Asad Zia³

ABSTRAKT

Tento Príspevok sa venuje hodnote koeficientu s pri výpočte pevnosti betónu v čase. Hodnota tohto koeficientu ovplyvňuje dĺžku technologických procesov, ktoré sú spojené s betonárskymi prácami. V príspevku sa varioval vodný súčiniteľ v intervale 0,40 – 0,50, prírodné (NA) a recyklované kamenivo (RA). Experimentálny výskum sa realizoval na kockách s dĺžkou hrany 100 mm. Následne sa výsledné pevnosti betónu v tlaku analyzovali s použitím koeficientu $s = 0,20$ resp. $s = 0,15$. Zo získaných výsledkov sa zistilo, že zníženie koeficientu s na hodnotu 0,15 môže predstavovať bezpečný spôsob na urýchlenie technologických procesov pri betonárskych prácach a spôsob ako znížiť uhlíkovú stopu pri výrobe cementu.

A3

1 ÚVOD

Nárast pevnosti betónu v čase je významná veličina pre plánovanie technologických postupov pri výstavbe. Na základe nej možno určiť, po akom čase môže byť konštrukcia oddebnená alebo či sú schopné transportné kotvy preniesť potrebné zaťaženia. Spresnenie s-konštanty pri výpočte pevnosti betónu v čase by prinieslo zvýšenie produkcie vo výrobniciach prefabrikátov s čím by sa urýchlili dodávky stavebných dielcov na stavbách. Zároveň by sa prefabrikáty nemuseli vyrábať z vyšších tried betónu, čoho výsledkom by bola úspora cementu a zníženie emisií pri jeho výrobe. Nemalú dôležitosť má poznanie o náraste pevnosti betónu aj pri betonáži v zimnom období, nakoľko sa zložky betónu predhrievajú aby udržali potrebnú teplotu v konštrukcii po určitú dobu. Samotné ohrievanie zložiek betónu si vyžaduje nemalé energetické nároky, z čoho vyplýva, že betonáž v zimnom období vytvára prídavnú uhlíkovú stopu.

Tento príspevok sa zaoberá porovnaním vývoja pevnosti v čase normovej krivky pre betón s vysokým počiatočným nárastom pevnosti s hodnotami, ktoré boli získané z experimentálneho overovania. V experimente bola skúmaná pevnosť v tlaku betón z prírodného kameniva s vodným súčiniteľom 0,40, 0,45 a 0,50 a betón z recyklovaného kameniva s vodným súčiniteľom 0,50. V príspevku je popísaná receptúra betónu, metodika výroby vzoriek a skúmania výsledky a závery. Cieľom toho príspevku je motivovať k materiálóvemu výskumu vývoja pevnosti betónu pre novodobé cementy, čím by sa zefektívnila výroba prefabrikátov a znížila uhlíková stopa pri výrobe cementu a betónu.

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: jaroslav.prokop@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 0259274385, e-mail: ivan.holly@stuba.sk

³ MSc., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: asad.zia@stuba.sk

2 METODIKA

2.1 Výroba vzoriek

Receptúra podľa ktorej bol namiešaný betón na výrobu betónových vzoriek je uvedená v Tab. 1. Hmotnostné dávky kameniva na objemovú jednotku hotového betónu boli vo všetkých zmesiach konštantné. Premenné dávkovanie bolo zvolené iba v prípade vody, a to tak, aby bol dosiahnutý vodný súčiniteľ 0,40, 0,45 a 0,50. Pre porovnanie vplyvu druhu kameniva, resp. skúmaniu zostatkovej hydratácie cementu sa experimentálne skúmal aj betón z recyklovaného kameniva. V tomto prípade na nahradila frakcia hrubého prírodného kameniva 8/16 rovnakou frakciou recyklovaného kameniva.

Jednotlivé betónové zmesi boli ukladané do foriem tvaru kocky s dĺžkou hrany 100 mm, ktoré boli vopred ošetrené oddeňovacím olejom. Po procese uloženia do betónu nasledoval zhuťňovací proces pomocou vibračného stola s elektromagnetom. Vzorky boli po zatuhnutí prekryté PE fóliou, aby sa zabránilo odparovaniu vody z povrchu betónu. Oceľové formy vyplnené čerstvým betónom sú znázornené na Obr. 1.

A3

Tab. 1: Receptúra betónu

Bet. zmes	Cement CEM II R/A-LL 42,5 R [kg/m ³]	Voda [L/m ³]	w/c	Kamenivo [kg/m ³]				Plast. [L/m ³]
				NA 0/4	NA 4/8	NA 8/16	RA 8/16	
0,40NA	350	140,0	0,40	1010	320	540	-	1,75
0,45NA	350	157,5	0,45	1010	320	540	-	1,75
0,50NA	350	175,0	0,50	1010	320	540	-	1,75
0,50RA	350	175,0	0,50	1010	320	-	540	1,75



Obr. 1: Betónové vzorky v ocelových formách

2.2 Metodika experimentálneho skúmania

Spracovateľnosť čerstvého betónu bola určovaná pomocou skúšky sadnutia podľa STN EN 12350-2 (731312) [1]. Pevnosť betónu v jednoosovom tlaku bola určovaná podľa STN EN 12390-3 (731302) [2] po 7. a 28 dňoch. Prírastok tlakového napätia počas skúšky bol nastavený na 0,5 MPa/s. Uvádzané hodnoty pevnosti v tlaku boli prepočítané z kocky s hranou 100 mm na hodnoty pevnosti betónu v tlaku na kocke s hranou dĺžky 150 mm použitím prevodového súčiniteľa s hodnotou 0,95. Krivky, ktoré prezentujú nárast pevnosti betónu v čase boli zostrojené podľa vzťahov z STN EN 1992 – 1-1 [3], v ktorej je uvedený vzťah na určenie pevnosti betónu v tlaku v čase nasledovne:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\{s[1-(28/t)^{1/2}]\} \quad (2)$$

kde:

$f_{cm}(t)$ = je stredná hodnota pevnosti betónu v tlaku vo veku t dní,

f_{cm} = je stredná hodnota pevnosti betónu v tlaku vo veku 28 dní,

$\beta_{cc}(t)$ = koeficient ktorý je závislý od veku betónu t ,

$s = 0,20$ koeficient ktorý je závislý od druhu cementu (v tomto príspevku $s = 0,20$ pre cement 42,5 R),

t = vek betónu v dňoch.

3 VÝSTUPY Z EXPERIMENTÁLNEHO SKÚMANIA

3.1 Skúška sadnutia

Z výsledkov v Tab. 2 vyplýva, že vďaka využitiu kvalitného plastifikátora boli hodnoty sadnutia takmer identické v prípade betónových zmesí z prírodného kameniva. Menšiu zaznamenanú hodnotu sadnutia v prípade 0,50RA možno vysvetliť zvýšenou nasiakavosťou recyklovaného kameniva, kvôli čomu bola absorbovaná časť zámesovej vody v dôsledku nasiakavosti kameniva. V opačnom prípade by táto voda znižovala trenie v čerstvom betóne.

Tab. 2: Hodnoty sadnutia kužeľa

Bet. zmes	Sadnutie kužeľa [mm]
0,40NA	220
0,45NA	180
0,50NA	220
0,50RA	130

3.2 Pevnosť betónu v tlaku

V Tab. 3 sú prezentované výsledné pevnosti betónu v tlaku vo veku 7 a 28 dní. Z výsledkov možno usúdiť očakávaný záver, že s narastajúcim vodným súčiniteľom klesá pevnosť betónu v tlaku. V prípade 0,5RA bola zaznamenaná menšia pevnosť ako v prípade 0,50NA.

Tento jav je možné vysvetliť nižšou pevnosťou recyklovaného kameniva a zhoršenej kvalite medzifázovej prechodovej zóny kameniva a okolitej betónovej matrice.

Tab. 3: Pevnosti betónu v tlaku vo veku 7 a 28 dní

Bet. zmes	Pevnosť betónu v tlaku vo veku 7 dní [MPa]	Pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní [MPa]
0,40NA	55,4	62,6
0,45NA	47,2	52,4
0,50NA	39,1	46,8
0,50RA	37,5	43,3

4 ANALÝZA VÝSLEDKOV

Výsledky uvedené v Kapitole 3 boli ďalej použité v numerickom modelovaní, v ktorom sa skúmal normový priebeh krivky pre závislosť pevnosti betónu v čase. 28 dňová hodnota pevnosti betónu v tlaku f_{cm} , ktorá bola použitá pri numerickom modelovaní bola zistená v experimentálnom skúmaní. Podľa tejto hodnoty boli dopočítané hodnoty $f_{cm}(t)$. Pre vykreslenie daných závislostí závislosti bol zvolený koeficient $s = 0,20$ (pre cement pevnostnej triedy 42,5 R) a koeficient $s = 0,15$, ktorý vystihoval najlepší prienik s výsledkami, ktoré boli získané v experimentálnej fáze skúmania. V Tab. 4 sú uvedené výsledky podľa normovej krivky s koeficientom $s = 0,20$, výsledky z experimentu a percentuálne porovnanie. Zo spomínanej tabuľky vyplýva, že domodelované hodnoty sú menšie ako hodnoty získané v experimente. V Tab. 5 sú uvedené výsledky, ktoré boli získané dosadením koeficientu $s = 0,15$ do normového vzťahu na výpočet pevnosti betónu v čase. Tieto výsledky dosahujú lepšiu zhodu s experimentálnymi výsledkami ako výsledky získane z koeficientu $s = 0,20$. Zároveň sú výsledné hodnoty stále na strane bezpečnej, v výnimkou betónovej zmesi 0,50NA, u ktorej sú experimentálne výsledky vo veku 7 dní menšie, ako odhaduje numerický model. Preto je potrebné v budúcnosti vykonať overenie výsledkov.

Tab. 4: Pevnosti betónu v tlaku z numerického modelovania s koeficientom $s = 0,20$

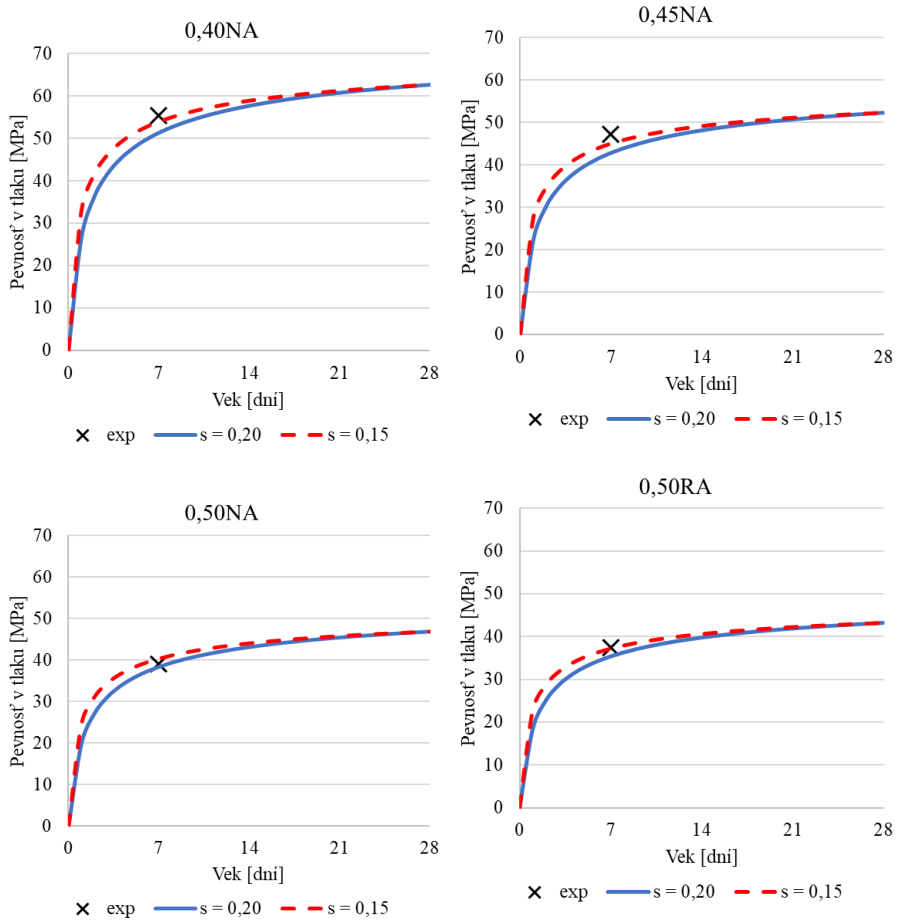
Bet. zmes	Pevnosť v tlaku vo veku 7 dní ($s = 0,20$) [MPa]	Pevnosť v tlaku vo veku 7 dní (experiment) [MPa]	Porovnanie [%]
0,40NA	51,3	55,4	108,0
0,45NA	42,9	47,2	110,0
0,50NA	38,3	39,1	102,1
0,50RA	35,5	37,5	105,6

Tab. 5: Pevnosti betónu v tlaku z numerického modelovania s koeficientom $s = 0,15$

Bet. zmes	Pevnosť v tlaku vo veku 7 dní ($s = 0,15$) [MPa]	Pevnosť v tlaku vo veku 7 dní (experiment) [MPa]	Porovnanie [%]
0,40NA	53,9	55,4	97,2
0,45NA	45,1	47,2	95,5
0,50NA	40,3	39,1	103,0
0,50RA	37,3	37,5	99,5

Na Obr. 2 sú znázornené závislosti, ktoré vznikli po dosadení koeficientu s do normového vzťahu. Krížik v obrázku reprezentuje experimentálny výsledok pevnosti betónu v tlaku vo veku 7 dní.

A3



Obr. 2 Grafické zobrazenie závislosti pevnosti betónu v čase

5 Záver

V tomto príspevku sa skúmal časový vývoj pevnosti betónu v tlaku a analyzovala vhodnosť koeficientu $s = 0,20$ resp. $s = 0,15$ na výsledné pevnosti betónov vyrobených z cementu pevnostnej triedy 42,5R. V experimentálnej a numerickej Časti príspevku sa zistili nasledujúce poznatky:

- S narastajúcim vodným súčiniteľom bol pozorovaný pokles pevnosti betónu v tlaku.
- Pevnosť vzoriek z betónovej zmesi 0,50NA je vyššia ako pevnosť 0,50RA. Dôvodom je vyššia pevnosť NA oproti RA a kvalitnejšia fázová prechodová zóna v prípade NA.
- Koeficient pre výpočet pevnosti betónu v čase $s = 0,20$ predstavuje bezpečnú hodnotu pre odhad pevnosti betónu v čase
- Za presnú hodnotu koeficientu s pre daný typ cementu možno z analytickej časti príspevku považovať $s = 0,15$.

Získané poznatky, ktoré sú uvedené v tomto príspevku je potrebné v budúcnosti ešte experimentálne overiť väčšie štatistické súbory s rôznymi typmi cementov. Odporúčanie do ďalších overovacích experimentov je vyrobiť vzorky, ktoré sa budú testovať aj vo veku betónu 14 dní resp. 21 dní.

PodĎakovanie

Tento článok vznikol s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie", Programu na podporu mladých výskumníkov „Šmyková odolnosť doskových nosníkov z betónu s dávkou recyklovaných oceľových vlákien“, APVV-23-0193, APVV-23-0383 a Interreg CENTRAL EUROPE 2021-2027 CE0100390 – ReBuilt.

Literatúra

- [1] STN EN 12350-2 (731312) *Testing fresh concrete. Part 2: Slump test*, (2020).
- [2] STN EN 12390-3 (731302) *Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens*, (2020).
- [3] Eurokód 2 : *Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1., Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy*, (2006).

VÝVOJ BETÓNOVEJ SAMOZHUTNITEĽNEJ ZMESI SO 100 PERCENTNÝM PODIELOM RECYKLOVANÉHO KAMENIVA

Matej Jurgoš¹ – Viktor Borzovič²

ABSTRAKT

Článok sa zaoberá vývojom betónovej zmesi, ktorá spĺňa podmienky aby mohla byť považovaná za samozhnutiteľnú. Používa 100 percentnú náhradu prírodného kameniva za recyklované a to aj vrátane jemnozrnej frakcie. Článok popisuje zvolený prístup, ktorý rieši problematiku vyššej nasiakavosti a situácie s ňou spojené pomocou kompenzačného pomeru a pridania vody navyše. Výsledná betónová zmes spĺňa všetky stanovené podmienky pre čerstvú betónovú zmes a 28 dňová valcová pevnosť je na hodnote 40 MPa.

A3

1 MOTIVÁCIA

Stavebníctvo a odpadové hospodárstvo závisí od štandardov a zákonov v danej krajine [1]. Momentálna legislatíva je skeptická k používaniu recyklovaného kameniva v nosných konštrukciách vo väčšom objeme z dôvodu heterogenity takéhoto kameniva [2] a všeobecne nižšej kvality oproti prírodnému kamenivu [2]. Pri týchto podmienkach je zabezpečenie požadovanej kvality, unifikácie procesov nesmierne dôležité z hľadiska bezpečnosti. Systémy záväzkov kvality musia stanoviť spoločné pravidlá pre výrobcov a dodávateľov, aby zvýšili dôveru v recyklované kamenivo a podporili jeho použitie v praxi. V poslednej dobre samozhnutiteľný betón je populárny z dôvodu nedostatku pracovnej sily, čo následne znižuje cenu a spotrebu energie [3] a teda výskum v tomto smere je potrebný.

2 TESTOVANIE VSTUPNÝCH KOMPONENTOV

Pri navrhovaní betónovej zmesi od základov je potrebné poznať základne fyzikálne a mechanické vlastnosti kameniva. Najdôležitejšie sú absorpcia, krivka zrnitosti a objemová hmotnosť kameniva nasýteného vodou za vysušeného povrchu (Saturated Surface Dry – SSD). Zároveň sa meral aj tvarový index, podiel prilepenej maltovej zložky ku kamenivu a modul jemnosti jemnozrnej frakcie na podrobnejší popis kameniva. Použité kamenivo je certifikované regionálnou spoločnosťou a testy preukázali veľmi dobrú zhodu s deklarovými vlastnosťami Tab. 1 zobrazuje vybrané vlastnosti pre použité recyklované kamenivo. Tab. 2. porovnáva rovnaké vlastnosti pre prírodné kamenivo.

Tab. 1: Mechanicko-fyzikálne vlastnosti recyklovaného kameniva

Frakcia	0/2	0/4	4/10	12/20
SSD [-]	2.29	2.47	2.45	2.44
Absorpcia [%]	11.01	6.12	6.13	5.81
Podiel múčky[%]	24.99	7.71	7.55	5.25

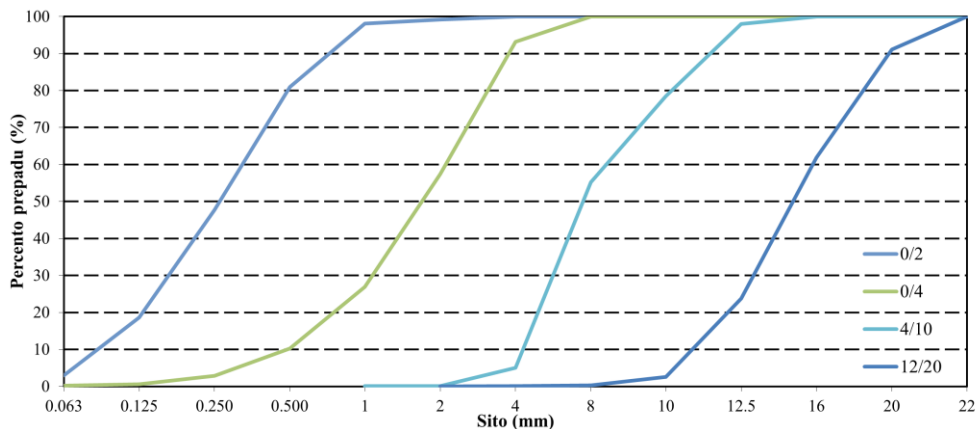
¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: matej.jurgos@stuba.sk

² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

Tab. 2: Mechanicko-fyzikálne vlastnosti prírodného kameniva

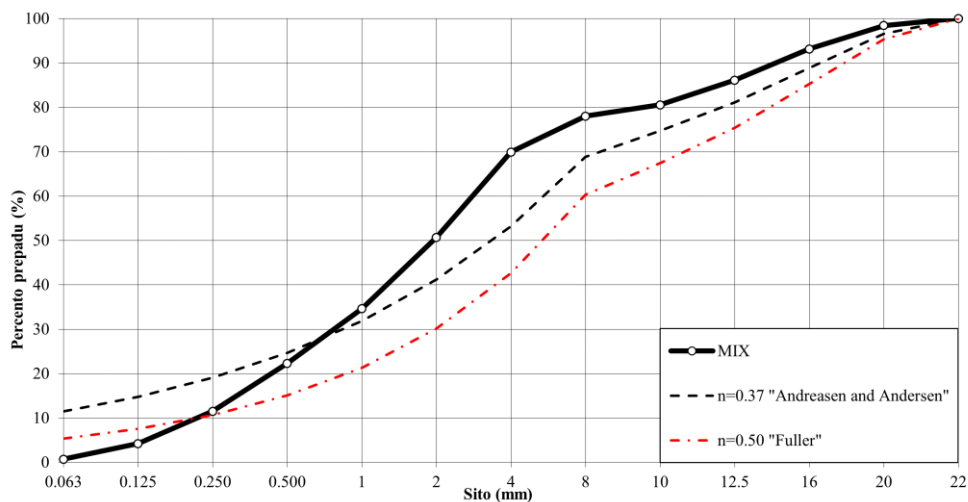
Frakcia	0/2	0/4	4/12.5	4/20
SSD [-]	2.66	2.65	2.65	2.67
Absorpcia [%]	0.79	0.40	1.45	1.09
Podiel múčky[%]	13.08	17.3	11.16	16.28

Krivka zrnitosti je fundamentálnym parametrom potrebným pri navrhovaní betónovej zmesi. Obr. 1 zobrazuje krivku zrnitosti jednotlivých frakcií recyklovaného kameniva.



Obr. 1: Krivka zrnitosti recyklovaného kameniva

Podiel jednotlivých frakcií v zmesi je dôležitý k správne zhotoveniu, ovplyvňuje parametre čerstvej zmesi a jej celkovú pevnosť v zatvrdnutom stave. Obr. 2 zobrazuje jednu z posudzovaných kriviek v porovnaní s Fullerovou a Andreasen a Andersen-ovou krivkou. Obidve pracujú s najväčším priemerom zrna v zmesi. Fullerova krivka je odporúčaná pre štandardný betón. Krivka podľa Andreasen a Andersena je odporúčaná pre samozhnutiteľný.



Obr. 2: Vybraná distribučná krivka zrnitosti

3 VÝVOJ ČERSTVEJ ZMESI

Následne sa môže pristúpiť k návrhu podielu cementu, vody a prísad. Kritický je správny návrh podielu vody nakoľko absorpcia recyklovaného kameniva je omnoho vyššia ako absorpcia prírodného. Existujú rôzne metódy výpočtu a prípravy, ja som si vybral metódu najvhodnejšiu pre použitie v praxi, pridával som vodu navyše v určitom intervale aby došlo k saturácii kameniva vodou. Taktiež je potrebné uvažovať už s vodou, ktorá sa v kamenive nachádza v bežnom stave a o túto vodu znížiť hodnotu pomocou kompenzačného pomeru o hodnotu 0.5. Zároveň je potrebné navýšiť celkový objem kameniva aby bol dodržaný počiatkový pomer surovín a frakcií. Toto si vyžaduje aktívny monitoring kameniva a jeho aktuálnej saturácie vodou. Pre overenie som v laboratórnych podmienkach kamenivo vysušil aby bolo úplne zbavené vlhkosti a navrhol zmes, ktorá má rovnaké parametre ako zmes s voľne uloženého kameniva, ktoré bolo vystavené poveternostným podmienkam. Dopracoval som sa ku veľmi vysokej zhode vlastností čerstvej a aj zatvrdnutej zmesi. Proces miešania je čiastočne upravený oproti zmesi z prírodného kameniva. Na začiatok sa do kameniva pridá voda, ktorá má pokryť hydratáciu kameniva. Zmes sa občasne mieša aspoň 10 minút. Obr. 3. zobrazuje zmes v tomto štádiu. Následne sa pridá 80 percent zvyšnej vody spolu s cementom. Od momentu ako začne hydratácia cementu sa musí zmes miešať minimálne 10 minút. Obr. 4. je zmes v zmienenom štádiu. Následne sa do zmesi pridá plastifikátor spolu s 10 percentami vody, Obr. 5. ilustruje dané štádium. Posledný krok je primiešanie supersplastifikátora s posledným dielom vody. Obr. 6. znázorňuje finálny stav zmesi.

A3



Obr. 3: 1. Štádium miešania



Obr. 4: 2. Štádium miešania



Obr. 5: 3. štádium miešania



Obr. 6: 4. finálne štádium miešania

Následne sa môže pristúpiť k testovaniu vlastností čerstvej zmesi. Pre správnu klasifikáciu je potrebné uskutočniť aspoň jeden test z každej vlastnosti. Rozlišujeme tri hlavné schopnosti: schopnosť prechodu, naplnenia a segregáciu. Schopnosť prechodu som meral pomocou J-ring testu. Schopnosť naplnenia pomocou V-funnel a jednoduchého testu rozliatia kuželom. Schopnosť segregácia bola testovaná pomocou 5 minútového V-funnel testu. Obr. 7. zobrazuje J-ring test.

4 TESTY PEVNOSTI NA ZATVRDNUTOM BETÓNE

V kalibračnej časti sa z každej skúšanej zmesi odliali 3 kocky, ktoré v dozrievacej komore dosiahli vek 7 dní a následnej sa odskúšali v lise v tlaku. Obr. 8 zobrazuje vybranú vzorku skúšanú na tlak.



Obr. 7: J-ring test

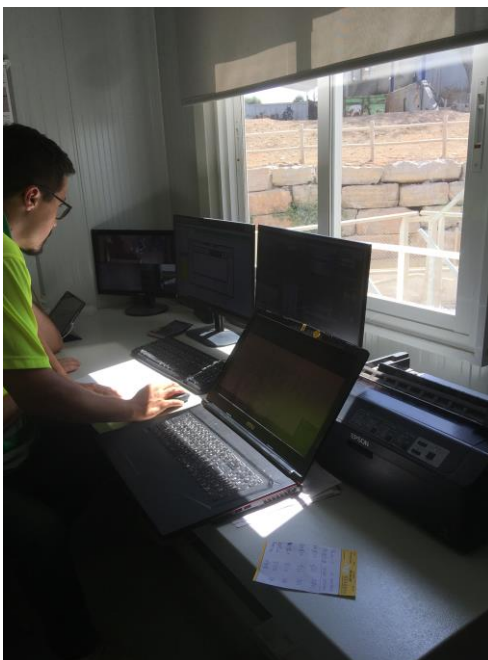


Obr. 8: Tlakové skúšanie kocky

Výsledky preukázali, že samozhnutiteľný betón je omnoho viacej citlivejší na zmenu pomerov jednotlivých prísad ako tradičný betón. Prvá je problematika dosiahnutia optimálnych vlastností čerstvej zmesi a druhá je dosiahnutie čo najvyššej prípadne želanej pevnosti zatvrdnutej zmesi.

5 PRECHOD Z LABORATÓRNEJ DO PRAKTICKEJ ÚROVNE

Projekt vznikol v spolupráci s búracou spoločnosťou, ktorá zároveň produkuje betón vo veľkej mierke pre bežných zákazníkov. Bolo nám umožnené v predprípravnej fáze si overiť dávkovací vzorec, ktorý zahŕňal aktuálnu vlhkosť kameniva. Ráno v deň testovania sme obdržali aktuálnu saturáciu kameniva vodou a za úlohu bolo pripraviť kvalitatívne rovnakú zmes ako v laboratóriu. Výsledky preukázali veľmi dobrú zhodu s čerstvými parametrami, Pevnosť a jej vývoj v 7 a 28 dňoch bol odlišný z dôvodu iného typu cementu. Väčší objem spracovávanej zmesi má výrazný vplyv na celkovú spracovateľnosť a teda na vlastnosti čerstvej zmesi v laboratóriu sa pracovalo s objemom zmesi 15 – 20 litrov, kalibračný test v betonárni obsahoval 30 litrov zmesi. Finálna zmes bola strojovo miešaná v domiešavači a mala objem 2 metre kubické. Zo skúseností je možné dodatočne redukovať vodný súčiniteľ a teda zvýšiť pevnosť betónovej zmesi. Obr. 9. je vkladanie receptúry do systému, snažili sme sa čo najviac priblížiť štandardnému procesu. Obr. 10 je príprava pracoviska pre betonážou.



Obr. 9: Vkladanie receptúry z veľína



Obr. 10: Pripravené pracovisko na betonáž

6 MOMENTÁLNA SITUÁCIA

Experiment je stále v procese, testovacia fáza nosníkov je v štádiu plánovania. Čiastočné výsledky potvrdili cieľovú valcovú tlakovú pevnosť o hodnote 40 MPa a vyhovujúce vlastnosti čerstvej betónovej zmesi. 4 zhotovené nosníky obsahujúce výlučne pozdĺžnu nosnú výstuž budú namáhané do šmykového zlyhania. Taktiež sa plánujú testovať trámčeky na zistenie lomovej energie. Okrem nich sa testuje pevnosť v tlaku. Obr. 11 sú vzorky

merajúce zmršťovanie v klimatickej komore a Obr. 12 sú vzorky čakajúce na odskúšanie v zrejúcej komore.



Obr. 11: Meranie zmršťovania Obr. 12: Vzorky v zrejúcej komore

A3

7 ZÁVERY

Zvolením správneho prístupu dokážeme navrhnuť dostatočne pevnú zmes, ktorá bude spĺňať všetky stanovené kritéria. Prechod z laboratórnej do veľkoformátovej úrovne dokazuje možnosť využívať betón zo 100 percentnou náhradou recyklovaného kameniva v budúcnosti pre bežných užívateľov. Dosiahnutie 28 dňovej valcovej pevnosti v tlaku je taktiež významná méta, ktorá otvára ďalšie možnosti využitia betónu z recyklovaného kameniva.

PodĎakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA 1/0358/23 Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie. Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-22-0254.

Literatúra

- [1] D. S. H. S. B. Z.-L. José-Luis Gálvez-Martos, „Construction and demolition waste best management practice in Europe,“ Resources, Conservation and Recyclin., no. 136, pp. 166-179, 2018.
- [2] E. Khoury, „Heterogeneity of recycled concrete aggregates, an intrinsic,“ Construction and Building Materials, 175, 705-703, 2018
- [3] Mohseni, E., Saadati, R., Kordbacheh, N., Parpinchi, Z.S., Tang, W., Engineering and microstructural assesment of fibre-reinforced self-compacting concrete containing recycled coarse aggregate. J. Clean Prod. 168, 605-613, 2017

STĽPY Z BETÓNU S RECYKLOVANÝM ZMIEŠANÝM KAMENIVOM

Róbert Sonnenschein¹ – Veronika Knapcová²

ABSTRAKT

Článok sa zaoberá vplyvom použitia recyklovaného kameniva na výrobu betónu a jeho následným použitím na výrobu stĺpov. Betón s recyklovaným kamenivom prispieva k zníženiu množstva odpadu končiaceho na skládkach a zároveň pomáha znížiť potrebu ťažby nových surovín. Prítomnosť recyklovaného kameniva v betóne má vplyv na jeho vlastnosti v čerstvom aj zatvrdnutom stave. Vo všeobecnosti sa dá povedať, že so zväčšujúcim sa podielom recyklovaného kameniva v betóne sa znižujú hodnoty jeho mechanických vlastností, zhoršuje sa spracovateľnosť a trvanlivosť. V článku popísaný experimentálny výskum na 11 stĺpoch z betónu so zmiešaným recyklovaným kamenivom vystavených excentrickému zaťaženiu. Stĺpy obsahovali rôzny podiel recyklovaného kameniva – 0, 25, 50, 75 a 100 %.

A3

1 ÚVOD

Betón s recyklovaným kamenivom (recycled aggregates concrete - RAC) je typ betónu, v ktorom je všetko kamenivo alebo jeho časť nahradená recyklovaným kamenivom (recycled aggregates - RA). Toto kamenivo sa najčastejšie získava zo stavebného a demolačného odpadu (construction and demolition waste - CDW). Pre výrobu RAC sa môžu používať rôzne druhy recyklovaných produktov – drvený betón, tehlové recyklované kamenivo, ale aj odpad zo starých pneumatík [1], plastov [2, 3], skla [4] atď. Najpoužívanjšie je recyklované kamenivo z betónu, tehál alebo mix týchto materiálov. Hlavným prínosom recyklovaného kameniva je zníženie množstva odpadu, a teda nižšia potreba skládkovania. Druhým prínosom je redukcia ťažby primárnych surovín (štrk, piesok) potrebných na výrobu betónu. Stĺpy môžu byť značne ovplyvnené použitím recyklovaného kameniva nakoľko ich odolnosť do veľkej miery závisí od pevnosti betónu. Vo väčšine publikovaných experimentov zaoberajúcich sa odolnosťou stĺpov z RAC sa konštatuje, že ich únosnosť je vyššia ako únosnosť vypočítaná normovými vzťahmi. To však nezaručuje, že stĺpy vyrobené z RAC spĺňajú tiež požadovanú pravdepodobnosť zlyhania. Experimentálny program prezentovaný v tomto príspevku sa zaoberal excentricky zaťaženými stĺpmi vyrobenými z RAC s rôznym podielom zmiešaného recyklovaného kameniva – 0 %, 25 %, 50 %, 75 % a 100 %.

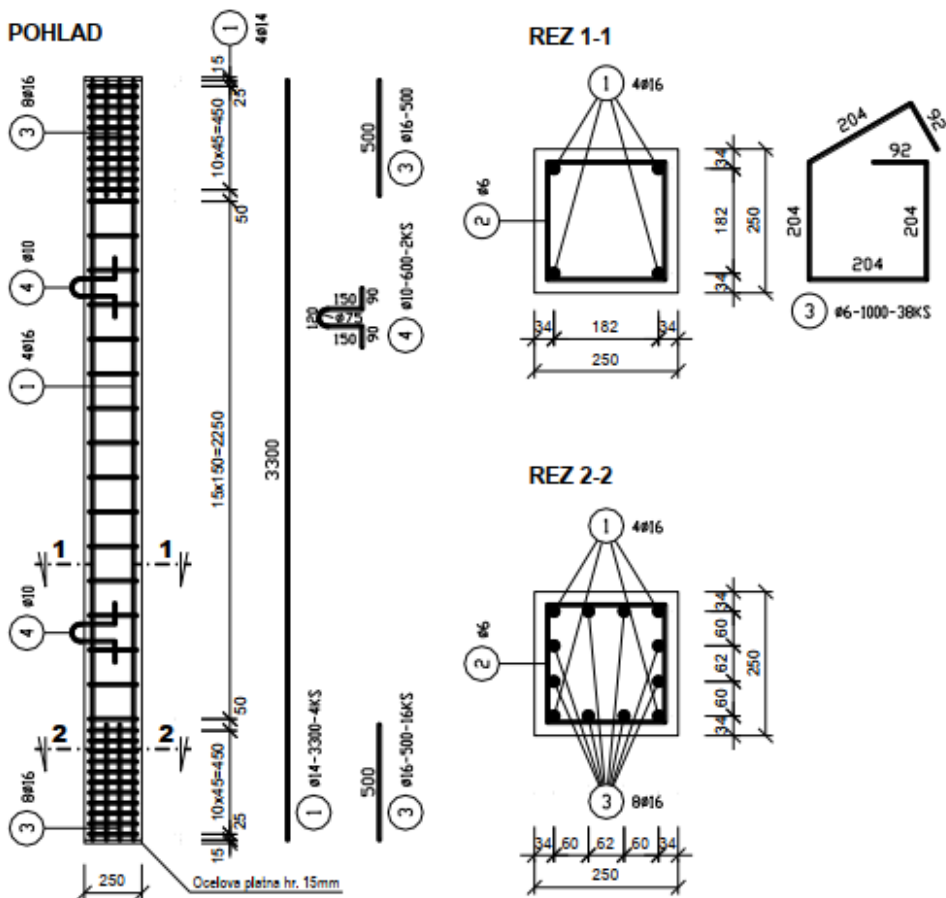
2 POPIS EXPERIMENTÁLNYCH VZORIEK

Experimentálny výskum bol navrhnutý ako krátkodobé zaťažovacie skúšky jedenástich železobetónových stĺpov. Betón použitý na výrobu stĺpov obsahoval rôzny podiel

¹ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)32888-549, e-mail: robert.sonnenschein@stuba.sk

² Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: veronika.knapcova@stuba.sk

recyklovaného kameniva. Ako recyklované kamenivo bolo použité kamenivo z tehlového CDW frakcie 0 až 22 mm. Priečný rez stĺpov bol 250 mm x 250 mm. Výška 3,3 m. Stĺpy boli vystužené štyrmi prútmi pozdĺžnej výstuže priemeru 16 mm. Strmene mali priemer 6 mm a boli vo vzájomnej vzdialenosti 150 mm so zahustením na koncoch. (obr. 1) Krytie strmeňov bolo 20 mm.



Obr. 1: Schéma vystuženia stĺpov

Podiel recyklovaného kameniva vo vzorkách bol 0 %, 25 %, 50 %, 75 % a 100 %. Celkový počet vzoriek bol 11 – po dve vzorky z referenčného betónu (0 %), 25 %, 50 % a 75 %, tri vzorky z betónu s úplnou náhradou prírodného kameniva recyklovaným kamenivom (100 %). Na oboch koncoch stĺpa sa nachádzali oceľové roznašacie platne hrúbky 15 mm, na ktoré bola privarená betonárska výstuž. Konštrukčné oceľové platne boli triedy S235, pozdĺžna výstuž a strmene boli triedy B 500B. Betonáž prebiehala v závodoch spoločnosti Skanska Transbeton, s.r.o. v Olomouci. Stĺpy boli betónované v horizontálnej polohe (Obr.2).



Obr. 2: Betonáž stĺpov

Betónová zmes použitá v stĺpoch bola navrhnutá dodávateľom betonáže na základe požiadaviek na pevnostné charakteristiky betónu a množstva použitého recyklovaného kameniva. Zloženie jednotlivých betónových zmesí je uvedené v tab. 1. Ako prímеси boli použité popolček a jemne mletý vápenec. Vodný súčiniteľ bol 0,62. Použité boli tiež plastifikačné a superplastifikačné prísady od firmy Mapei.

Tab. 1: Zloženie betónov

Typ betónu	CEM II/A-S 42,5R		Prímеси	NA 0-4 mm	NA 8-16 mm	RA 0-22 mm	Voda
	kg/m ³	obj. %	obj. %	obj. %	obj. %	obj. %	obj. %
Referenčný betón	290	10	4	31	37	0	18
25 % recykl. kameniva	290	10	4	19	30	18	18
50 % recykl. kameniva	290	10	4	14	18	35	18
75 % recykl. kameniva	290	10	4	2	14	52	18
100 % recykl. kameniva	290	10	4	0	0	68	18

Recyklované kamenivo použité v experimentálnom výskume bolo testované na Ústave technológie stavebných hmôt a dílcu na Stavebnej fakulte v Brne. V rámci testovania RA bolo prevedených viacero skúšok. Medzi inými: klasifikácia zložiek hrubého RA (obr.3), stanovenie chemického rozboru (chloridy, sírany rozpustné vo vode, sírany rozpustné v kyseline, celková síra), určenie pevnosti kameniva stačením vo valci. (Tab.2)

Tab. 2: Klasifikácia zložiek hrubého recyklovaného kameniva

Zložka RA	Popis	Podiel jednotlivých zložiek
Rc [%]	Betón, betónové výrobky, cementový kameň, malta, betónové murovacie prvky	37
Ru [%]	Nestmelené kamenivo, prírodné kamenivo	21
Rb [%]	Pálené murovacie prvky (tehly, tvárnice), vápenno pieskové murovacie prvky, neplávajúci pórobetón	39
Ra [%]	Asfaltové materiály	0
Rg [%]	Sklo	0
X [%]	Iné (plasty, kovy, nečistoty, íl, sadrová omietka, neplávajúce drevo)	2
FL [cm ³ /kg]	Plávajúce nečistoty	2,5

A3

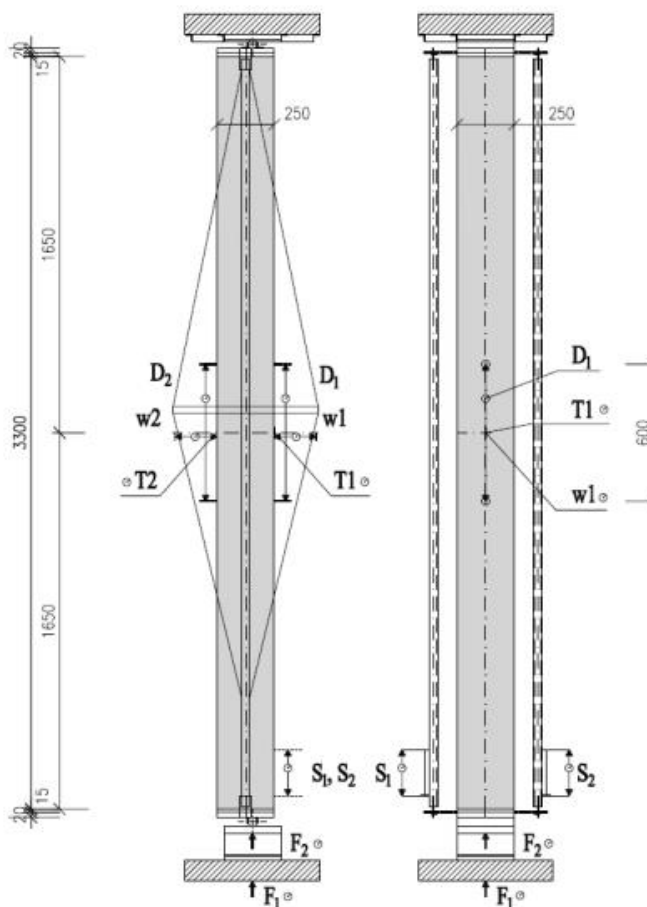
Nakoľko boli stĺpy betonované vo vodorovnej polohe a teda s ohľadom na možné rozdiely v kvalite betónu, bola základná excentricita vnášaná kolmo na smer betonáže.



Obr. 3 Stanovenie zloženia kameniva

2.1 Meracie zariadenia

V strede výšky stĺpa boli merané pomerné pretvorenia pomocou tenzometrických snímačov na povrchu betónového prierezu. Na ťahanej a tlačenej strane betónového prierezu boli navyše merané pomerné pretvorenia snímačmi dráhy. Priehyb bol meraný v strede výšky stĺpa v smere hlavného ohybového namáhania vynúteného základnou excentricitou v podperách stĺpa. Stlačenie zostavy bolo merané na pomocnom meracom ráme stĺpa v mieste klzného spoja, ktorý umožňoval zvislý posun. Zaťažovacia sila bola elektronicky zaznamenávaná zo silomeru HBM C6A Hottinger 2 MN do zbernice dát a následne do počítača. Počas skúšok bola zaznamenávaná sila vizuálne kontrolovaná s analógovým ukazovateľom aktuálnej sily na ovládacom paneli hydraulického lisu. Poloha meracích zariadení na schéme a fotografii je znázornená na obr. 4.



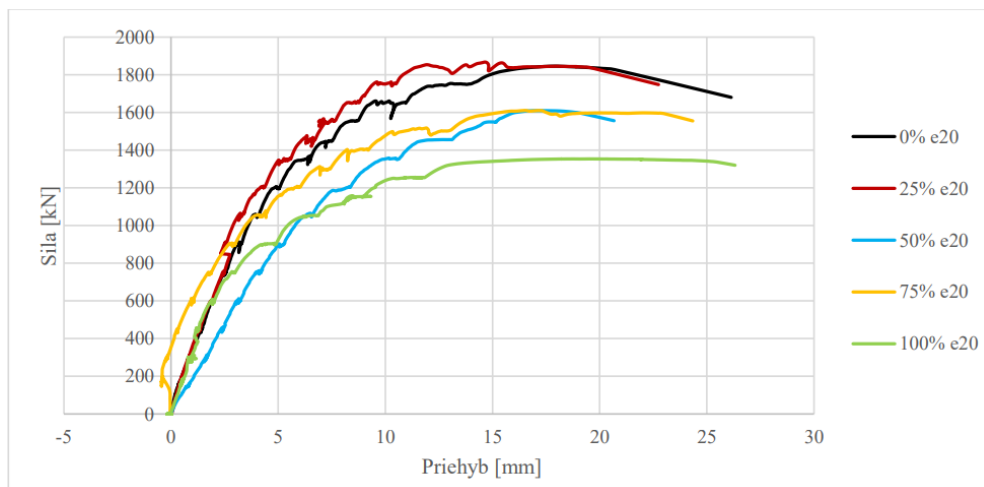
Obr. 4: Skúšobná a meracia zostava stĺpov

3 VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNYCH MERANÍ

Na základe nameraných hodnôt boli získané nasledovné výsledné hodnoty meraných veličín. V tab. 3 a 4 a v obr. 5 a 6 sú prehľadne uvedené namerané deformácie a sily jednotlivých skúšaných stĺpov.

Tab. 3 Deformácie stĺpov v strede ich výšky, excentricita 20 mm

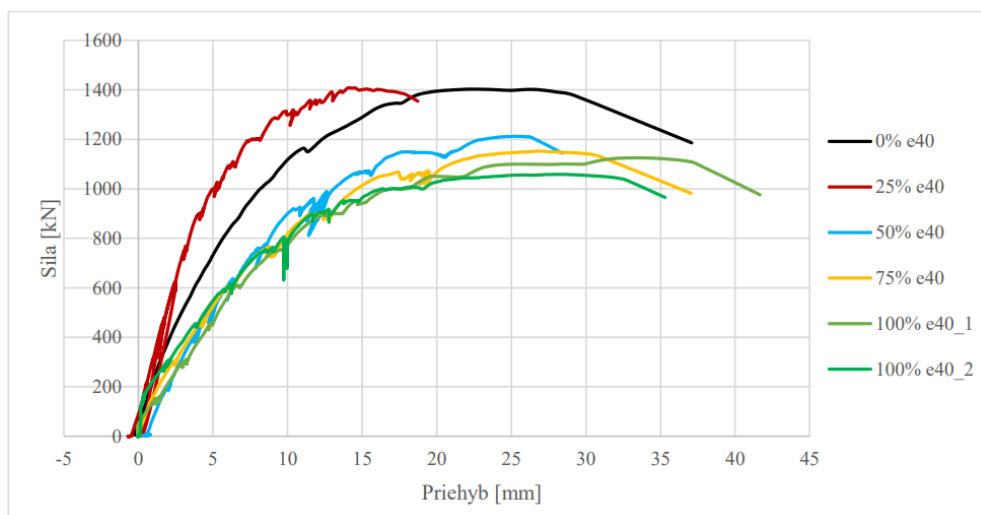
Označenie stĺpov	Maximálna sila	Priehyb pri maximálnej sile		Priehyb pri porušení	
		Tlačená strana	Ťahaná strana	Tlačená strana	Ťahaná strana
S0-20	1845,32	17,909	17,957	20,531	20,708
S25-20	1867,05	14,519	14,667	19,589	19,552
S50-20	1609,61	17,063	17,076	20,214	20,670
S75-20	1610,36	16,909	16,506	23,421	22,978
S100-20	1323,49	18,539	19,524	24,321	25,465



Obr. 5: Deformácie stĺpov s excentricitou 20 mm

Tab. 4 Deformácie stĺpov v strede ich výšky, excentricita 40 mm

Označenie stĺpov	Maximálna sila	Priehyb pri maximálnej sile		Priehyb pri porušení	
		Tlačená strana	Ťahaná strana	Tlačená strana	Ťahaná strana
S0-40	1402,76	21,472	22,146	23,672	24,387
S25-40	1408,51	16,133	14,129	20,028	17,905
S50-40	1212,14	10,774	25,327	10,775	26,364
S75-40	1152,52	27,247	26,865	30,739	30,308
S100-40	1125,27	34,286	33,567	37,489	16,882
S100-40_2	1058,69	27,487	28,174	30,982	31,737



Obr. 6: Deformácie stĺpov s excentricitou 40 mm

Nameraná odolnosť prierezu bola stanovená v stave pri porušení stĺpa. To znamená, že pri dosiahnutí maximálnej osovej sily priehyb narastal pri konštantnej osovej sile až do

samotného porušenia stĺpa, ktoré bolo v mieste najviac namáhaného prierezu v strede výšky stĺpa. Porušenia stĺpov boli sprevádzané vyčerpaním kapacity betónu pri pomernom pretvorení okolo 3,5‰ v tlačenej zóne betónového prierezu. Po porušení betónovej časti prierezov stĺpov nastalo pri väčších stlačeniach pozdĺžnej betonárskej výstuže jej vybočenie medzi strmeňovou výstužou.

Z obr. 4 a obr. 5 môžeme vidieť, že hodnoty maximálnej sily klesajú so zvyšujúcim sa percentom recyklovaného kameniva. Výnimku tvoria stĺpy S25-20 a S25-40, čo je v súlade s predpokladom, že 20-30 % podiel recyklovaného kameniva v betóne má marginálny vplyv na jeho únosnosť. Ďalšiu výnimku tvorí stĺp S75-20, u ktorého očakávaný pokles oproti referenčnému stĺpu S0-20 bol medzi hodnotami 12,8% a 26,7%, čo sú hodnoty poklesu stĺpov S50-20 a S100-20. Namiesto toho pozorujeme mierny nárast oproti S50-20. Hodnoty celkovej excentricity pri porušení stĺpa stúpajú so zvyšujúcim percentom RA. Výnimku tvoria stĺpy S25-20, S50-20 a S25-40. Najväčší pokles maximálnej sily je zaznamenaný pri stĺpoch so 100% podielom RA a to konkrétne 26,7% pri základnej excentricite 20 a 24,5% pri $e = 40$ mm.

4 ZÁVERY

Z vyššie uvedených výsledkov možno konštatovať, že náhrada prírodného kameniva recyklovaným do objemu 25% nemá žiaden vplyv na odolnosť prvkov v excentrickom tlaku. Pri narastajúcej náhrade kameniva sa začína prejavovať vplyv rozdielných vlastností recyklovaného kameniva na mechanické vlastnosti samotného betónu. V experimente bola použitá náhrada ako hrubého kameniva, tak aj jemnej frakcie, čo má taktiež vplyv na výsledné vlastnosti betónu. Predpisy pre použitie recyklovaného kameniva v súčasnosti dovoľujú nahrádzať len hrubú frakciu kameniva v betóne. V prípade tlačenej prvkov je vhodné používať vyššie percento náhrady prírodného kameniva recyklovaným pri nižších štíhlostiach a excentricitách zaťaženia, kedy sa významne neprejaví výrazný rozdiel v moduloch pružnosti týchto betónov.

Podakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0144/23 "Overenie spoľahlivosti nelineárnych metód európskych noriem a návrhové modely nosných prvkov pre nemetalické G-FRP výstuže vyrábané na Slovensku".

Literatúra

- [1] Corinaldesi V, Donnini J. Waste rubber aggregates. In: New Trends in Eco-efficient and Recycled Concrete. Elsevier; 2018. p. 87–119.
- [2] Gholampour A, Ozbakkaloglu T. Recycled plastic. In: New Trends in Eco-efficient and Recycled Concrete. Elsevier; 2018. p. 59–85.
- [3] Saikia N, de Brito J. Use of plastic waste as aggregate in cement mortar and concrete preparation: A review. Vol. 34, Construction and Building Materials. 2012. p. 385 – 401.
- [4] Du H, Tan KH. Properties of high volume glass powder concrete. Cem Concr Compos. 2017 Jan 1; 75:22–9

EXPERIMENTÁLNE OVEROVANIE VPLYVU RECYKLOVANÉHO KAMENIVA V BETÓNE NA ŠMYKOVÚ ODOLNOSŤ PROTI PRETLAČENIU LOKÁLNE PODOPRETÝCH DOSIEK

Tadeáš Fecko¹ – Ľudmila Kormošová² – Jaroslav Halvonik³ - António P. Ramos⁴

ABSTRAKT

Recyklované kamenivo sa spracovaním stavebného a demolačného odpadu vyrába už dlhé desaťročia. Využitie nachádzalo najmä ako podkladový či zásypový materiál. Použitíu v betóne sme sa doteraz vyhýbali najmä kvôli skepticizmu z jeho vlastností, schopností zaručiť sa za jeho kvalitu a tiež kvôli nedostatočnej legislatíve v možnostiach jeho použitia. Článok popisuje experimentálny program troch železobetónových dosiek, ktorých betón obsahoval recyklované kamenivo. Skúmané boli mechanické vlastnosti týchto betónov a šmyková odolnosť proti pretlačeniu spomínaných dosiek. Z experimentu vyplýva, že prítomnosť hrubého recyklovaného kameniva zhoršuje mechanické vlastnosti tohto betónu, avšak nemá zásadný vplyv na šmykovú odolnosť proti pretlačeniu dosiek vyrobených z tohto betónu.

A3

1 ÚVOD

Betón je približne zo 70 % tvorený kamenivom, ktoré zastáva funkciu plniva. Vďaka vynikajúcim vlastnostiam betónu, ako je jeho pevnosť v tlaku či variabilita použitia, je spotreba betónu celosvetovo veľmi vysoká, s čím je spojená enormná ťažba prírodného kameniva. Na Slovensku, v Česku, ale aj v ostatných krajinách Európy nebezpečne klesajú zásoby tohto kameniva a už niekoľko rokov prebieha výskum náhrady prírodného kameniva recyklovaným. To sa získava spracovaním stavebného a demolačného odpadu. Ten vo väčšine prípadov končí na skládke bez ďalšieho použitia, prípadne ho po čiastočnom spracovaní využívame ako zásypy a podkladové vrstvy líniových stavieb. Medzi inžiniermi, ale aj širšou verejnosťou sa stále vynárajú pochybnosti, či spracovaním stavebného odpadu dokážeme vytvoriť vyhovujúce kamenivo do betónu. Na Slovensku tiež stále nemáme predpis, ktorý by takéto využitie dovoľoval. Naš experimentálny výskum je preto zameraný práve na využitie recyklovaného kameniva v betóne a jeho vplyv na pevnosť betónu a tiež šmykovú odolnosť betónových dosiek proti pretlačeniu.

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 (2) 32 888 541, e-mail: tadeas.fecko@stuba.sk

² Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 (2) 32 888 505, e-mail: ludmila.kormosova@stuba.sk

³ prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: +421 (2) 32 888 555, e-mail: jaroslav.halvonik@stuba.sk

⁴ Full professor, Nova School of Science and Technology, Department of Civil Engineering, 2829-516 Caparica, Portugal, tel.: (+351) 21 294 8300, e-mail: ampr@fct.unl.pt

2 RECYKLOVANÉ KAMENIVO A BETÓN S OBSAHOM RECYKLOVANÉHO KAMENIVA

Na Slovensku pôsobí niekoľko firiem, ktoré spracúvajú stavebný a demolačný odpad a ponúkajú recyklované kamenivo. To rozdeľujeme podľa jeho zložiek do viacerých skupín ako betónové, tehlové, kamenivo z asfaltových materiálov, prípadne ich kombinácie a ďalšie. Náš výskum sa zameriava na hrubé betónové recyklované kamenivo. To sa získava drvením stavebnej sutí, odstránením zostatkovej výstuže a prípadných nečistôt, následne sa opäť podrví a roztriedi podľa veľkosti frakcií (až do 63 mm).

Vo všeobecnosti má recyklované kamenivo horšie mechanické vlastnosti a vlastnosti spojené s trvanlivosťou. Hlavným dôvodom je cementový kameň, ktorý ostáva prilepený na pôvodnom kamenive. Ten má vysokú pórovitosť a častokrát je oslabený mikrotrhlinami. To zapríčiňuje pokles modulu pružnosti a výslednej pevnosti betónu z recyklovaného kameniva. Kvôli pórovitosti kameniva sa tiež zhoršuje spracovateľnosť čerstvého betónu a zvyšuje sa zmršťovanie pri vysychaní.

A3



Obr. 1: Hrubé betónové recyklované kamenivo

3 EXPERIMENTÁLNY PROGRAM

Výskumníci z celého sveta pracujú na podobných experimentálnych výskumoch šmykovej odolnosti lokálne podopretých dosiek. Pozorovaná bola zmena vlastností betónov na rôznych úrovniach náhrad hrubého prírodného kameniva recyklovaným. Výsledky týchto prác, ktoré autori bližšie popisujú v ďalších publikáciách, ukázali, že pevnosť betónu pri 50 % náhrade kameniva klesla priemerne o 8,7 % a pri 100 % náhrade o 10,9 %. Pri module pružnosti bol pokles väčší, pri 50 % náhrade klesol priemerne o 8,2 % a pri 100 % náhrade o 17,3 %. Šmyková odolnosť proti pretlačeniu bez šmykovej výstuže však v týchto experimentálnych výskumoch zaznamenala menší pokles, pri 50 % náhrade klesla šmyková odolnosť len o 5,4 % a pri 100 % náhrade kameniva o 7,4 %.

Takmer vo všetkých prácach však výskumníci skúmali šmykovú odolnosť na zmenšených doskách hrúbok 50 až 120 mm. Náš experiment je jedným z pilotných, ktorý uvažuje hrúbky dosiek odpovedajúce hrúbkam reálnych konštrukcií. V našom experimente skúmame náhradu hrubého prírodného kameniva recyklovaným na troch úrovniach, 0, 50 a 100 %.

4 VÝROBA SKÚŠOBNÝCH VZORIEK

4.1 Receptúra betónu

Pre výrobu betónov troch skúšobných dosiek bola zvolená špeciálna receptúra pripravená na mieru pre tento experiment. Spolupracovali na nej výskumníci zo zahraničných inštitúcií, ktorí určili presný pomer zložiek. Použitý bol tiež „ekologickejší“ cement CEM II/A-LL 42,5 R tvorený zo 6 až 20 % vápencom, takže znižuje potrebu slínka. Vodný súčiniteľ týchto betónov má hodnotu 0,44.

Tab. 1 – Zložky betónov skúšobných dosiek [kg/m³]

Vzorka	Úroveň náhrady CNA*	Voda	Cement	Jemné prírodné kamenivo	Hrubé prírodné kamenivo	Hrubé recykl. kamenivo	Plastifikátor
D1.0	0 %	160	360	770	1040	0	2,8
D1.1	50 %				520	520	0,5
D1.2	100 %				0	1040	

*CNA – hrubé prírodné kamenivo

Pri výrobe prvej vzorky bola zistená pomerne riedka konzistencia betónu, ktorú si autori spätne vysvetľujú menej vhodným typom použitého superplastifikátora. Pri výrobe ďalších dvoch vzoriek bolo preto redukované množstvo superplastifikátora.

4.2 Skúšobné dosky

Pre experimentálny program boli vyrobené 3 železobetónové dosky rozmerov 2,50 x 2,50 m hrúbky 250 mm v závode STRABAG v Seredi. Hlavnú ohybovú výstuž tvorili prúty priemeru 12 mm v rastri po 100 mm pri hornom povrchu. Výstuž dosky dopĺňa konštrukčná a lemovacia výstuž priemeru 10 mm. Všetky dosky boli uvažované bez šmykovej výstuže.



Obr. 2: Vystuženie skúšobných dosiek

Rozdiel medzi vzorkami tvorilo iba množstvo náhrady hrubého prírodného kameniva recyklovaným podľa Tab. 1.

4.3 Mechanické vlastnosti použitého betónu

Pre všetky dosky boli zisťované pevnosti betónov a moduly pružnosti. Popísané sú v Tab. 2.

Tab. 2 – Mechanické vlastnosti použitých betónov v čase cca. 37 dní

Vzorka	Úroveň náhrady CNA	Priemerná valcová pevnosť $f_{cm,cyl}$ [MPa]	Štand. odch. [MPa]	Priemerná kocková pevnosť $f_{cm,cube}$ [MPa]	Štand. odch. [MPa]	Modul pružnosti E_c [GPa]	Štand. odch. [GPa]
D1.0	0 %	39,6	1,0	51,3	1,7	38,8	1,9
D1.1	50 %	33,2	1,3	43,2	1,7	31,6	0,5
D1.2	100 %	33,4	2,6	44,3	1,3	29,1	0,3

Pri 50 % náhrade kameniva bol zaznamenaný pokles kockovej pevnosti betónu o 16 % a modul pružnosti o 18,6 %. Pri 100 % náhrade klesla kocková pevnosť betónu voči referenčnej vzorke o 13 %. Najväčší pokles bol nameraný pri module pružnosti, a to o 25 %.

A3

5 SKÚŠANIE DOSIEK

Experimentálne skúšky dosiek prebehli v Centrálnom laboratóriu STU v Bratislave v Trnávke v apríli a septembri 2024. Všetky dosky boli skúšané na rovnakej skúšobnej zostave, ktorú tvorí hydraulický lis, ktorý vnáša silu zo spodnej strany dosky a tá je súčasne prichytená ôsmimi kotviacimi tyčami k hrubej železobetónovej podlahe laboratória. Tieto tyče simulujú rovnomerné zaťaženie na lokálne podopretej stropnej doske, ktorú poznáme napríklad z administratívnych budov.



Obr. 3: Skúšobná zostava dosiek

Rozmer stĺpa bol uvažovaný 300 x 300 mm. Počas skúšok bola nepretržite zaznamenávaná sila v lise spoločne s deformáciami dosky. Ich priebeh je zobrazený na obr. 5.



Obr. 4: Porušené a prerezané dosky D1.1 (hore) a D1.2 (dole)

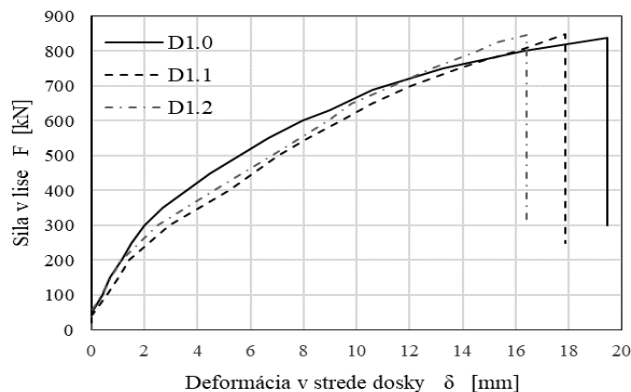
6 ZHODNOTENIE VÝSLEDKOV EXPERIMENTOV

Výsledky experimentov ukázali, že najväčšiu šmykovú odolnosť dosiahla vzorka D1.1. Tá sa ale v šmykovej odolnosti oproti ostatným vzorkám líšila len minimálne. Zaujímavé ale je, že betón dosiek D1.1 a D1.2 dosahoval nižšiu pevnosť ako betón referenčnej dosky. Z toho sa očakávalo, že dosky obsahujúce recyklované kamenivo dosiahnu nižšiu šmykovú odolnosť ako referenčná doska kvôli ich nižším pevnostiam betónov. Keďže je pri všetkých doskách jedinou premennou typ použitého kameniva, z experimentov by sa dalo usúdiť, že vyššiu šmykovú odolnosť dosiahli dosky s betónu s obsahom recyklovaného kameniva vďaka lepšiemu zaklineniu zŕn kameniva v šmykovej trhline.

A3

Tab. 3 – Výsledky experimentov

Vzorka	Úroveň náhrady CNA	Valcová pevnosť $f_{c,cyl}$ [MPa]	Pomer $k_{fc} = (f_{c,cyl,i} / f_{c,cyl,0})^{1/3}$ [-]	Šmyková odolnosť dosiahnutá pri experimente $V_{exp, i}$ [kN]	Pomer odolnosti i-tej dosky voči referenčnej $k_{fc} * (V_{exp, i} / V_{exp, 0})$ [-]	Maximálna deformácia pred porušením δ_{max} [mm]
D1.0	0 %	39,6	1,000	839	1,000	19,5
D1.1	50 %	33,2	1,060	849	1,072	17,9
D1.2	100 %	33,4	1,058	847	1,068	16,4



Obr. 5: Závislosť deformácie dosky od sily v lise

Na grafe na Obr. 5 vidíme, že vďaka vyššiemu modulu pružnosti betónu referenčnej dosky táto doska vykazuje pri prechode do plastickej oblasti správania sa betónu menšie deformácie. Zároveň dosahuje najväčšiu deformáciu pri porušení. Rozdiely medzi deformáciami pri porušení jednotlivých dosiek sú však zanedbateľné.

7 ZÁVER

Priebeh a výsledky tohto experimentu ukazujú, že prítomnosť recyklovaného kameniva, či už pri 50 % alebo 100 % náhrade hrubého prírodného kameniva, nemá vplyv na šmykovú odolnosť v pretlačení dosiek bez šmykovej výstuže. Naopak zrejme väčšia drsnosť recyklovaného kameniva spôsobila nárast šmykovej pevnosti o 7,2%, resp. 6,8% pri doskách s hrubým recyklovaným kamenivom. Pri betónoch s náhradou prírodného kameniva recyklovaným však treba očakávať zníženú pevnosť betónu a jeho modul pružnosti, čo má za následok väčšie deformácie takejto konštrukcie.

A3

PodĎakovanie

Táto práca bola podporená Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe Zmluvy č. APVV-23-0193 a za podpory Vedeckej Grantovej Agentúry Ministerstva školstva, vedy a športu Slovenskej republiky a Slovenskej akadémie vied číslo VEGA č. 1/0310/22.

This work is part of the transnational access project “ERIES – RecycleSlab” (Structural Behaviour of Recycled Aggregate Reinforced Concrete Flat Slabs with Drop Panels under Seismic and Cyclic Actions), supported by the Engineering Research Infrastructures for European Synergies (ERIES) project (www.eries.eu).

Financované EÚ NextGenerationEU prostredníctvom Plánu obnovy a odolnosti SR v rámci projektu č. 09I03-03-V05-00005.

Autori tiež ďakujú firme A-Z Stav s r. o. za poskytnuté recyklované kamenivo, firme Danucem Slovensko a.s. za poskytnutý cement a firme Strabag, Pozemné a inžinierske stavitel'stvo s.r.o. za výrobu vzoriek.

Literatúra

- [1] OZBAKKALOGLU, T. – GHOLAMPOUR, A. – XIE, T.: *Mechanical and Durability Properties of Recycled Aggregate Concrete: Effect of Recycled Aggregate Properties and Content*. Journal of Materials in Civil Engineering. 2017.
- [2] GODÁNY, J.: *Současný stav disponibilních zásob u využívaných ložisek stavebního kamene a štěrkopísku v ČR*. Beton - technologie, konstrukce, sanace. pp. 15-21. 2021.
- [3] VESELÝ, V.: *Současnost a perspektivy použití recyklovaného kameniva do betonu - poznámky a komentáře z pohledu legislativy*. Beton - technologie, konstrukce, sanace. pp. 38-40. 2021.
- [4] FECKO, T. – HALVONIK, J.: *Analysis of the punching shear resistance of reinforced recycled aggregate concrete slabs according to various standards*. Juniorstav 2024. 2024.

VPLYV MNOŽSTVA RECYKLOVANÝCH OCEĽOVÝCH VLÁKIEN NA PRIEBEH KARBONATÁCIE BETÓNU

Jaroslav Prokop¹ – Ivan Holly² – Asad Zia³

ABSTRAKT

Hromadenie odpadových pneumatík na skládkach odpadu, ako aj vytváranie čiernych skládok, patrí medzi celosvetové problémy. Odpadové pneumatiky pritom ponúkajú možnosť materiálového zhodnotenia, pri ktorom sú základné zložky pneumatiky oddelené a ďalej využívané. Medzi tieto zložky patrí aj oceľový kord, ktorý po spracovaní vytvára materiál s vysokým potenciálom - recyklované oceľové vlákna (angl. recycled steel fibers, skr. RSF). Príspevok skúma vplyv množstva pridaných recyklovaných oceľových vlákien (RSFRC) s dávkou 0 kg/m³, 30 kg/m³, 45 kg/m³ a 60 kg/m³ na vybrané parametre čerstvého a zatvrdnutého betónu.

A3

1 ÚVOD

Produkcia pneumatík v štátoch EÚ presahovala v roku 2021 podľa JATMA [1] 2,76 milióna ton. Tieto vyprodukované pneumatiky predstavujú problém najmä po skončení ich životnosti. V súčasnosti je skládkovanie odpadových pneumatík v štátoch EÚ zakázané, pretože skládkované pneumatiky predstavujú ekologickú, bezpečnostnú a zdravotnú hrozbu pre životné prostredie. Jednou z možností, ako sa vysporiadať s týmto druhom odpadu je jeho materiálové zhodnocovanie. Najmenej ekonomicky náročná a pritom efektívna metóda je drvenie pneumatík pomocou magnetickej separácie, ktorá umožňuje oddeliť oceľový kord od nekovových častí pneumatík. Nasekaný oceľový kord vo forme recyklovaných oceľových vlákien (RSF) predstavuje sekundárnu zložku druhej suroviny, ktorú je možné používať v betónových konštrukciách v kombinácii s betonárskou výstužou alebo bez nej.

Všeobecne známym faktom je, že zvyšujúca sa dávka vlákien v betóne zvyšuje objem vzduch a tým aj jeho pórovitosť. To znamená že pri miešaní a spracovaní čerstvého betónu s pridanými vláknami vznikajú v betónovej matrici póry a kavery, ktoré zvyšujú priepustnosť CO₂ do betónu, čím zvyšujú rýchlosť karbonatácie. To môže viesť k ohrozeniu spoľahlivosti a trvanlivosti konštrukcie. Obavy v prípade použitia RSFRC v nosných konštrukciách sú väčšie z dôvodu nedostatku skúseností a vedeckých publikácií, ktoré informujú o tejto problematike.

Príspevok opisuje metodiku výskumu, ktoré zahŕňalo meranie objemovej hmotnosti čerstvého a zatvrdnutého betónu, pevnosti betónu v tlaku a hĺbky karbonatácie. Okrem toho príspevok obsahuje regresnú analýzu, ktorá rieši závislosť karbonatácie od objemovej hmotnosti

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: jaroslav.prokop@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 0259274385, e-mail: ivan.holly@stuba.sk

³ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: asad.zia@stuba.sk

RSFRC, resp. s pevnosťou RSFRC v jednoosovom tlaku. Výsledkom regresnej analýzy sú empirické vzťahy pre rýchly odhad odolnosti betónu proti karbonatácii.

2 METODIKA

2.1 Výroba vzoriek

Na výrobu vzoriek z RSFRC boli použité zložky, ktoré sú uvedené v Tab. 1. V procese prípravy čerstvého betónu bola vykonaná skúška sadnutia čerstvého betónu podľa STN EN 12350-2 (731312) [2]. Objemová hmotnosť a pevnosť v jednoosovom tlaku po 28. dňoch bola skúmaná na kockách s dĺžkou hrany 150 mm podľa STN EN 12390-3 (731302) [3]. Vzorky na skúmanie hĺbky karbonatácie boli vyrobené vo forme tvaru hranola s rozmermi 100 mm x 100 mm x 400 mm. Po zhotovení (Obr. 1a) boli vzorky uložené ošetrovacej miestnosti s normovými parametrami vlhkosti a teploty (Obr. 1b)

Tab. 1: Receptúra RSFRC

Betónová zmes	Cement CEM II/B-S 42,5N [kg/m ³]	Voda [l/m ³]	Kamenivo [kg/m ³]			Popolček [kg/m ³]	Plast. [l/m ³]	RSF [kg/m ³]
			0 – 4	4 – 8	8 – 16			
0RSFRC	290	170	720	360	720	50	1,9	0
30RSFRC	290	170	720	360	720	50	1,9	30
45RSFRC	290	170	720	360	720	50	1,9	45
60RSFRC	290	170	720	360	720	50	1,9	60

a)



b)



Obr. 1a: Výroba vzoriek, 1b: uloženie vzoriek v ošetrovacej miestnosti

2.2 Experimentálne skúšanie vzoriek

Betónové kocky na stanovenie objemovej hmotnosti a pevnosti RSFRC v tlaku boli vážené pomocou digitálnej laboratórnej váhy s rozsahom merania 30 kg a s presnosťou 1g. Po odvážení a pomeraní boli vzorky uložené do hydraulického lisu následne boli zaťažované s prírastkom napätia 0,5 MPa/s až do porušenia. Skúšobné telesá pre určenie hĺbky

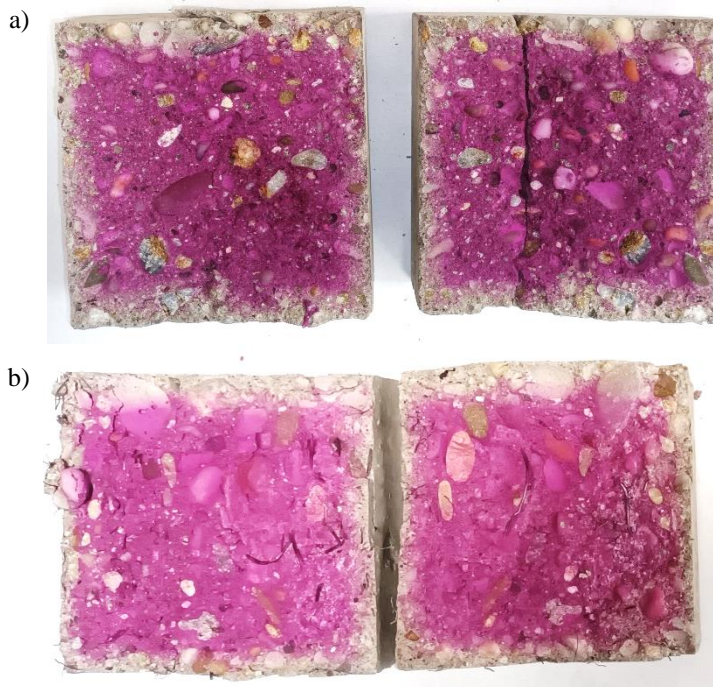
karbonatácie betónu (hranoly) boli pomocou kotúčovej píly na betón s vodným chladením narezané na telesá výšky 70mm. Následne boli vzorky vložené do CO₂ komory (Obr. 2) s prednastavenými podmienkami podľa normy STN EN 12390-12 [4]. Vzorky boli uložené v CO₂ komore po dobu 7 dní tak, aby boli vzorky položené rezanej ploche.



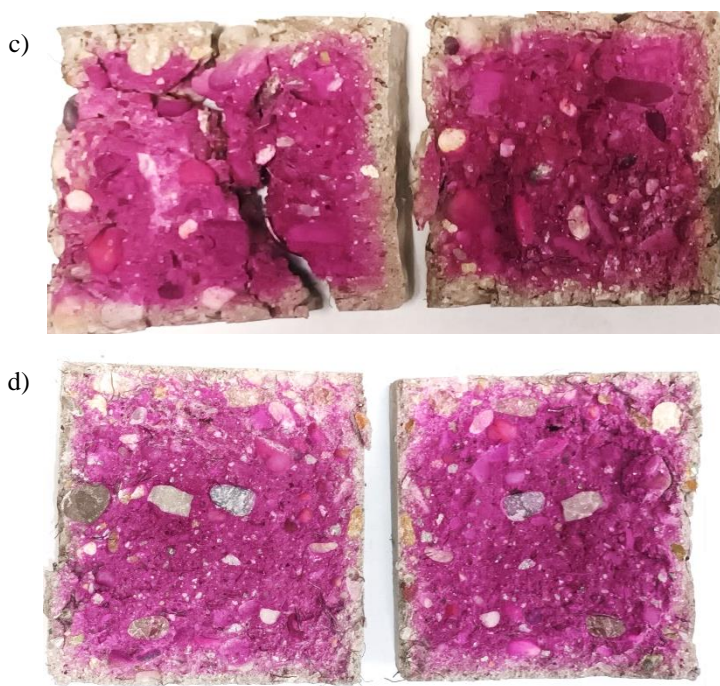
A3

Obr. 2: Vzorky uložené v CO₂ komore

Vzorky RSFRC pre určovanie hĺbky karbonatácie boli po 7 dňoch v CO₂ komore umiestnené do skúšobného lisu a zaťažené tak, aby sa porušili priečnym ťahom v približne v strede výšky skúšobného telesa. Čerstvá lomová plocha vzorky bola zbavená prachových častíc. Následne sa na takto pripravenú lomovú plochu aplikoval 2% roztok fenolftaleínu, ktorý vo všeobecnosti indikuje purpurovou farbou prostredie s pH > 9,5. Hĺbka karbonatácie bola meraná troch miestach na každej strane vzorky (Obr. 3).



Obr.3: Hĺbka karbonatácie a) RSF – 0, b) RSF -30



Obr.3 - pokračovanie: Hĺbka karbonatácie c) RSF – 45, c) RSF -60

3 VÝSLEDKY EXPERIMENTÁLNEHO VÝSKUMU

3.1 Objemová hmotnosť, konzistencia čerstvého betónu a pevnosť v tlaku

V Tab. 2 sú uvedené výsledky získane zo skúšky sadnutia čerstvého betónu, z určovania objemovej hmotnosti zatvrdnutého betónu a výsledné hodnoty pevnosti betónu v tlaku. Z uvedených výsledkov je možné pozorovať očakávaný jav, pri ktorom hodnota sadnutia čerstvého betónu klesá s rastúcou dávkou RSF. To je zapríčinené prídavným trením ktoré vytvárajú RSF s ostatnými zložkami čerstvého betónu, ako aj spotrebovaním časti zámesovej vody samotnými RSF. V prípade objemovej hmotnosti bol pozorovaný nárast objemovej hmotnosti vplyvom pridaných oceľových vlákien. Výnimkou boli vzorky z betónovej zmesi 45RSFRC, pri ktorých došlo pravdepodobne vplyvom zhoršenej spracovateľnosti k nedokonalému zhutneniu skúšobných telies. Tento predpoklad potvrdzujú aj hodnoty priemerných pevnosti betónu v tlaku, ktoré pri uvedených vzorkách 45RSFRS vykazujú nižšie hodnoty ako pri vzorkách s menším/väčším množstvom pridaných RSF.

Tab. 2: Výsledky sadnutia čerstvého betónu, objemovej hmotnosti a pevnosti betónu v tlaku

Betónová zmes	Sadnutie	Objemová hmotnosť	Pevnosť v tlaku
	[mm]	[kg/m ³]	[MPa]
0RSFRC	215	2348	44,6
30RSFRC	165	2358	45,4
45RSFRC	70	2338	43,6
60RSFRC	70	2365	46,3

3.2 Hĺbka karbonatácie betónu

Hĺbky karbonatácie po 7-dňovej urýchlenej skúške karbonatácie sú uvedené v Tab. 3. Z výsledkov je možné pozorovať, že u betónových zmesí 0RSFRC, 30RSFRC a 45RSFRC hĺbka karbonatácie postupne narastala so zvyšujúcou dávkou RSFRC. V prípade 60RSFRC bola nameraná najmenšia karbonatácia z pomedzi všetkých skúmaných betónových zmesí. Môže to byť zapríčinené premostovaním mikrotrhlín RSF, ktoré sú rozptýlené v betóne. Tak tiež RSF vyplňajú póry a kaverny, ktoré by zvyšovali karbonatáciu. Z uvedeného výsledkov možné konštatovať, že betónová zmes 60RSFRC je mimoriadne odolná proti pôsobeniu CO₂ na betónové konštrukcie.

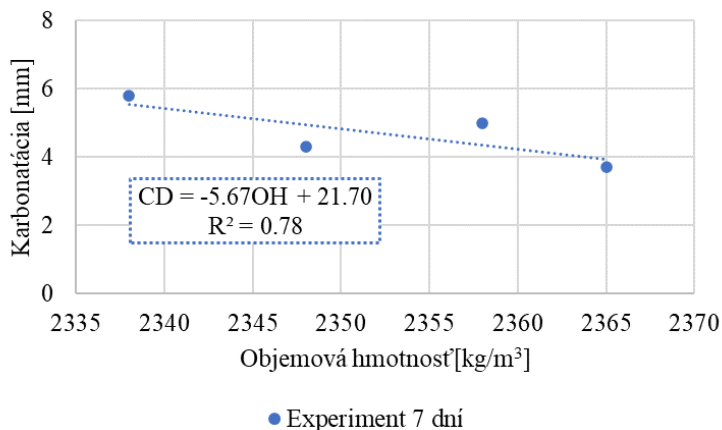
Tab. 3: Výsledky z urýchlenej skúšky karbonatácie betónu po 7. dňoch

	0RSFRC	30RSFRC	45RSFRC	60RSFRC
Hĺbka karbonatácia [mm]	4,3	5,0	5,8	3,7
St.Dev [mm]	1,4	1,6	1,8	0,9
Porovnanie [%]	100,0	116,3	134,9	86,0

A3

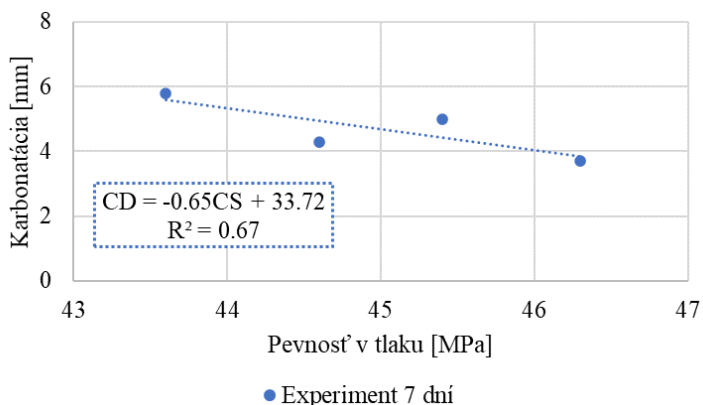
4 VYHODNOTENIE

Na základe získaných hodnôt bola urobená regresná analýza závislosti hĺbky karbonatácie betónu od objemovej hmotnosti zatvrdnutého betónu (Obr. 4), resp. pevnosti betónu v tlaku (Obr. 5). Z grafu na obrázku 4 možno pozorovať, že nárastom objemovej hmotnosti betónu dochádza ak poklesu hĺbky karbonatácie betónu. Súvisí to jednak s množstvom pridaných RSF, ale aj s pórovitosťou betónu. Pre kvantifikovanie váhy týchto parametrov na výslednú hĺbku karbonatácie betónu by bolo nutné urobiť ďalšie merania. Z tejto regresnej analýzy bolo vyvedené R² s hodnotou 0,78, čo predstavuje dobrú zhodu trendovej čiary s výsledkami získanými z experimentálneho skúmania. V tomto obrázku boli použité tieto skratky: CD – hĺbka karbonatácia (angl. carbonation depth) [mm], OH – objemová hmotnosť [kg/m³].



Obr. 4: Vplyv objemovej hmotnosti na hĺbku karbonatácie

Podobné výsledky vidíme aj na obrázku 5, kde s nárastom pevnosti betónu v tlaku dochádza k poklesu hĺbky karbonatácie betónu. V tomto obrázku boli použité tieto skratky: CD – hĺbka karbonatácia (angl. carbonation depth) [mm], CS – pevnosť betónu v tlaku (angl. compression strength) [MPa]. Na základe R² je možné konštatovať, že zhoda trendovej čiary s výsledkami z experimentálneho skúmania je o niečo horšia ako v prípade závislosti objemová hmotnosť – karbonatácia. Napriek tomu je možné klasifikovať túto zhodu za dostatočnú.



Obr. 5: Vplyv pevnosti betónu v tlaku na hĺbku karbonatácie

A3

5 Záver

Tento príspevok sa zaoberal vplyvom objemovej hmotnosti a pevnosti betónu v tlaku na hĺbku karbonatácie. Z uvedených výsledkov vyplývajú nasledujúce závery:

- So zvyšujúcou dávkou RSF nastáva pokles spracovateľnosti.
- Objemová hmotnosť RSFRC betónových zmesí 0RSFRC, 30RSFRC, 45RSFRC a 60RSFRC bola 2348 kg/m³, 2358 kg/m³, 2338 kg/m³ a 2365 kg/m³ čo koreluje s výsledkami pevnosti RSFRC v tlaku s hodnotami 44,6 MPa, 45,4 MPa, 43,6 MPa a 46,3 MPa.
- V prípade menších dávok RSF hĺbka karbonatácie narastá. Pri použití dávky RSF 60 kg/m³ bola zaznamenaná najmenšia hĺbka karbonatácie.

Vzhľadom k tomu, že problematike karbonatácie RSFRC sa v svetovej odbornej literatúre nevenuje dostatočná pozornosť, je potreba tento výskum a databázu výsledkov ďalej rozširovať. V budúcnosti bude potrebné rozšíriť výskum karbonatácie o výsledky z viacerých druhov betónových zmesí, ktoré budú mať v sebe rôzne dávky RSF.

PodĎakovanie

Tento článok vznikol s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie", Programu na podporu mladých výskumníkov „Šmyková odolnosť doskových nosníkov z betónu s dávkou recyklovaných oceľových vlákien“, APVV-23-0193, APVV-23-0383 a Interreg CENTRAL EUROPE 2021-2027 CE0100390 – ReBuilt.

Literatúra

[1] JATMA: *Tyre industry of Japan*. In: [Internet]. 2022. pp. 1-21. Dostupné z: https://www.jatma.or.jp/docs/publications/tyre_industry_2022.pdf

[2] STN EN 12350-2 (731312) *Testing fresh concrete*. Part 2: Slump test, (2020).

[3] STN EN 12390-3 (731302) *Testing hardened concrete*. Part 3: Compressive strength of test specimens, (2020).

[4] STN EN 12390-12 *Testing hardened concrete*. Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete - Accelerated carbonation method, (2020).

VPLYV RECYKLOVANÝCH OCEĽOVÝCH VLÁKIEN NA MECHANICKE VLASTNOSTI VLÁKNOBETÓNU

Asad Zia¹ – Ivan Holly² – Jaroslav Prokop³

ABSTRAKT

Odozva betónových konštrukcií pri extrémnych udalostiach, ako sú zemetrasenia, záplavy a pod., vyvoláva rastúce obavy, najmä pokiaľ ide o jeho vlastnosti po vzniku trhliny. Prostý betón sa vyznačuje krehkým spôsobom porušenia a obmedzenou absorpciou energie. Priemyselné oceľové vlákna (Industrial fibers - skr. IF) sa bežne používajú na zlepšenie mechanických a deformačných vlastností betónu. Vzhľadom na ich cenu a vplyv na životné prostredie však predstavujú výzvu z hľadiska trvalej udržateľnosti. Príspevok sa zaoberá výsledkami experimentu, pri ktorom boli použité oceľové vlákna z odpadových pneumatík (tire fibers – skr. TF) ako alternatíva k priemyselne vyrábaným oceľovým vláknám. Na výrobu bol použitý betón triedy C20/25 v kombinácii s recyklovanými vláknami, hybridnými (30 % IS + 70 % TF) aj nehybridnými vláknami (100 % TF). Štyri betónové zmesi, vrátane prostého betónu boli testované na pevnosť v ťahu za ohybu a priečnom ťahu.

A3

1 ÚVOD

Zvyšujúca sa frekvencia zemetrasení a záplav predstavuje významné výzvy pre udržateľnosť a použiteľnosť betónových konštrukcií. Najmä krehkosť prostého betónu znižuje jeho schopnosť udržať si dlhodobú životnosť a výkonnosť. V reakcii na to sa moderné stavebné postupy zameriavajú na vývoj odolných, udržateľných betónových konštrukcií schopných odolať drsným podmienkam prostredia a zabezpečiť dlhú životnosť konštrukcie [1]. Okrem toho rastúci objem odpadu zdôrazňuje potrebu efektívnych postupov recyklácie, najmä v stavebnom sektore, kde materiály ako odpadový betón a pneumatiky ponúkajú sľubný potenciál opätovného využitia [2]. Nedávny výskum sa čoraz viac zameriava na použitie oceľových vlákien získaných z odpadových pneumatík na zlepšenie vlastností betónu [3].

Štatistiky ukazujú, že len 3,03 % (3 148 900 ton) odpadových pneumatík sa používa v stavebných aplikáciách, zatiaľ čo niektoré krajiny ako Slovensko, Bulharsko, Dánsko a Poľsko uvádzajú, že sa v stavebníctve nepoužívajú žiadne pneumatiky na konci životnosti (End-of-Life Tires, skr. ELT) [4]. Na Slovensku, kde sa v roku 2018 nepoužívali žiadne ELT, je teda potrebné preskúmať potenciál oceľových vlákien z odpadových pneumatík (TF) pri zlepšovaní mechanických vlastností betónu. Tieto recyklované vlákna, či už v surovej alebo spracovanej forme, preukázali sľubné výsledky pri zvyšovaní výkonu betónu. Komerčne dostupné recyklované oceľové vlákna z pneumatík zvyčajne obsahujú rôzne veľkosti oceľových vlákien zmiešaných s malým množstvom gummy a nečistôt (Obr. 1).

¹ MSc., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: asad.zia@stuba.sk

² doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: 0259274385, e-mail: ivan.holly@stuba.sk

³ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: jaroslav.prokop@stuba.sk



Obr. 1 Recyklované oceľové vlákna z odpadových pneumatík

A3

Niekoľko štúdií hodnotilo účinky oceľových vlákien z odpadových pneumatík (TF) na vlastnosti betónu. Niektoré skúmali čiastočné nahradenie jemného kameniva vopred upravenou gumovou drvinou a oceľovými vláknami na zlepšenie mechanických vlastností [5]. Avšak variabilita veľkosti a typu vlákna v rámci štúdií bránila stanoveniu optimálneho obsahu TF pre zvýšenú pevnosť v ťahu. Výskum zaznamenal zlepšenie vlastností betónu v rozmedzí od 3 % do 29 % s pridaním 0,13 % až 1 % objemu TF v závislosti od dĺžky vlákna [6].

Tento príspevok sa zaoberá vplyvom oceľových vlákien (priemyselných aj odpadových pneumatík) na vybrané vlastnosti betónu. Odpadové vlákna od lokálneho dodávateľa z Bratislavy sú kombinované s priemyselnými oceľovými vláknami, pričom hybridné zmesi pozostávajú z 30 % ISF a 70 % TF. Objemový podiel pre každý typ vlákna – ISF, hybridné vlákna a TF – je nastavený na 0,50 %.

2 EXPERIMENTÁLNY PROGRAM

Na výrobu skúsených vzoriek bol použitý suchý betón C20/25. Medzi hlavné zložky patrilo obyčajný portlandský cement, piesok, superplastifikátor redukujúci vodu a prírodné kamenivo s maximálnou veľkosťou častíc 4 mm. Ďalšie podrobnosti o vlastnostiach týchto zložiek betónu možno nájsť v predchádzajúcej štúdií [7]. Ako výstužné vlákna boli použité vlákna z odpadových pneumatík (TF), ktoré sú v súlade s normou EN 14889-1:2006. Použité TF mali dĺžky v rozsahu od 0,066 mm do 1,88 mm, pomer strán 2,99 až 233,92 a priemery medzi 1,55 mm a 59,3 mm. Podrobné charakteristiky TF sú uvedené v inej štúdií [8]. Tieto vlákna sa používali v surovej forme s menej ako 1 % nečistôt z gumeného a polyesteru. Použili sa aj priemyselné oceľové vlákna (ISF), kód produktu DE 30/0,80 N [9], spĺňajúce normu DIN EN 14889-1. ISF mali nominálnu dĺžku 30 mm ($\pm 10\%$) a priemer 0,80 mm ($\pm 10\%$). Ďalšie podrobnosti týkajúce sa vlastností ISF možno nájsť v samostatnom zdroji [10].

Návrh zmesi pre prostý betón a zmesi vystužené vláknami zostal konzistentný s rovnakým obsahom vody vo všetkých zmesiach. Na miešanie sa použila gravitačná miešačka betónu podľa postupu opísaného Zia et al. [8] na výrobu prostého a vláknobetónu. Pre každú zmes bola vykonaná skúška konzistencie sadnutím kužela. Pri zhutňovaní betónu pomocou vibrátora sa použila štandardná metóda ASTM. Po odliatí boli všetky vzorky ošetrované vo vodných nádržkách počas 28 dní a potom testované v súlade s normami ASTM. Spracovateľnosť čerstvých betónových zmesí bola hodnotená v súlade s postupom uvedeným v ASTM C143/C143M-20 [11]. Skúšky pevnosti v priečnom ťahu a pevnosti v ťahu za ohybu boli vykonané podľa ASTM C496/C496M-17 [12] a ASTM C78/C78M-16 [13].

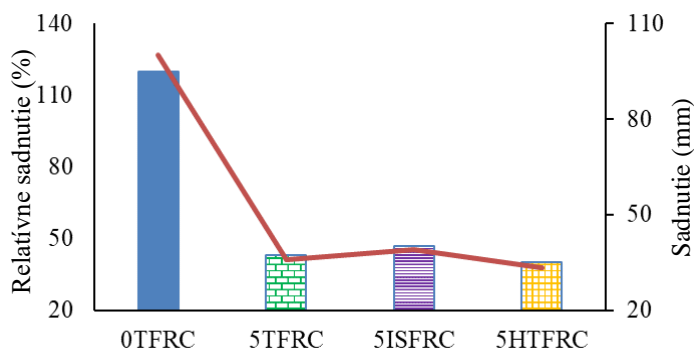
3 VÝSLEDKY A DISKUSIA

Zložky a pomery sú rovnaké pre každú zmes s výnimkou prídania vlákien do vláknotbetónu. Ako referencie sa používajú charakteristiky betónu s nulovými vláknami. Pre uvažované pevnostné vlastnosti sú uvedené percentuálne porovnania.

3.1 Spracovateľnosť zmesí

Výsledky skúšky sadnutia kužeľa sú znázornené na obrázku 2. Betónová zmes bez vlákien (kontrolná) vykazovala najvyššiu hodnotu spadnutia, čo naznačuje dobrú spracovateľnosť v porovnaní so zmesami vystuženými vláknami. Tento trend sa očakáva, pretože prídanie vlákien vo všeobecnosti znižuje tekutosť betónu v dôsledku zvýšeného vnútorného trenia medzi vláknami a časticami kameniva.

Spomedzi zmesí vystužených vláknami vykazovali vzorky s priemyselnými oceľovými vláknami (ISFRC) menšie sadnutie kužeľa ako betón bez vlákien, ale väčšie ako betón vystužený s hybridnými vláknami (HTFRC). Z výsledkov skúšok konzistencie vyplýva jasný kompromis medzi spracovateľnosťou a obsahom/typom vlákien, pričom pri prostom betóne ponúka vynikajúcu spracovateľnosť a betóny vystužené vláknami vykazujú zníženú spracovateľnosť v dôsledku odporu vyvolaného vláknami. Tento jav treba zohľadniť pri praktických realizáciách betónov vystužených rozptýlenou výstužou.



Obr. 2 Spracovateľnosť čerstvého betónu

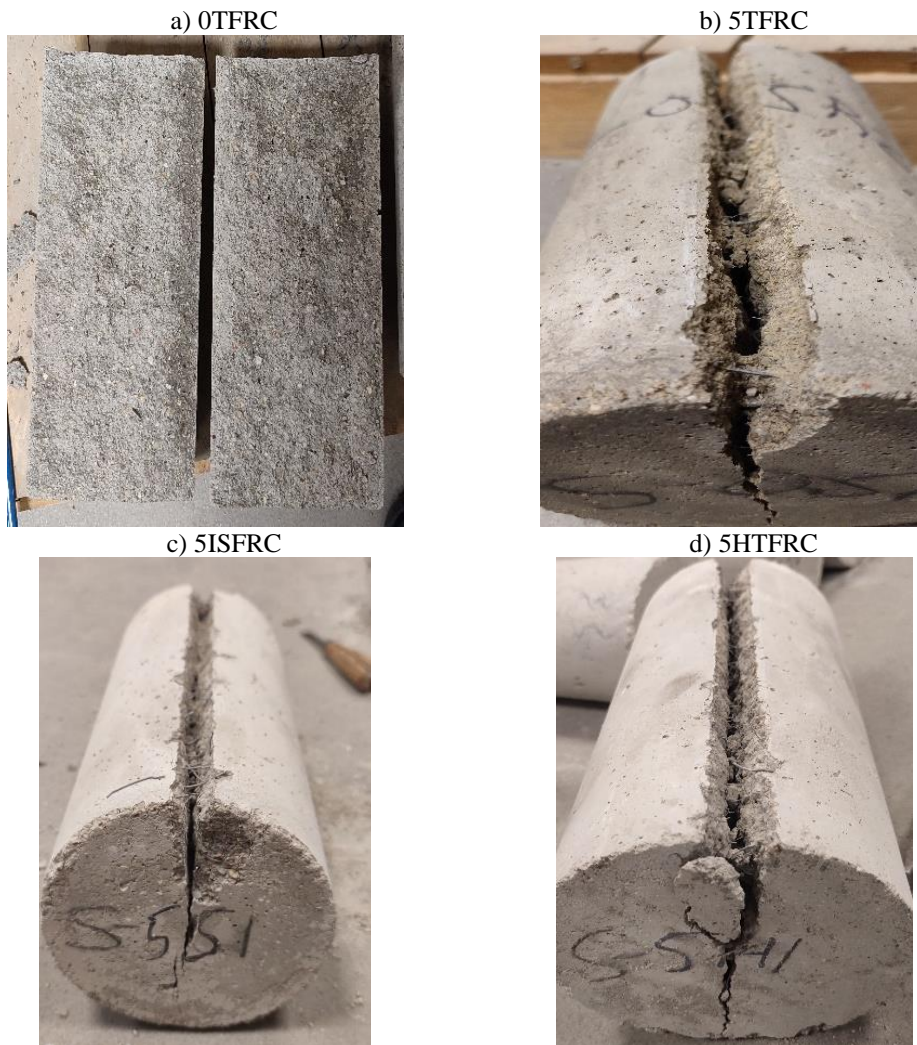
3.2 Mechanické vlastnosti

Tvaru porušenia skúšobných vzoriek priečnym ťahom sú na obrázku 3. Výsledky skúšok sú spracované na obrázku 4 ilustrujú porovnanie pevnosti v priečnom ťahu (SS) a pevnosti v ťahu za ohybu ohybe (FS) pre štyri rôzne betónové zmesi, vyjadrené v percentách vzhľadom na základné hodnoty. Zmesi zahŕňajú prostý betón (0TF), betón s 0,5 % vláknami pneumatík (5TF), betón s 0,5 % priemyselných oceľových vlákien (5ISF) a hybridnú zmes obsahujúcu oba typy vlákien (5HTF).

Pevnosť v priečnom ťahu (SS) pre 0TF – referenčnú zmes bez vlákien, sa berie ako 100 %. Prídanie recyklovaných vlákien z pneumatík (5TF) bolo pozorované sa mierne zlepšenie, pričom SS mierne prekračuje základnú líniu. To naznačuje, že recyklované vlákna z odpadových pneumatík poskytujú určité zlepšenie ťahových vlastností, hoci účinok je relatívne nízky. Betón vystužený priemyselnými oceľovými vláknami (5ISF) vykazuje najvyššiu SS, výrazne prekračuje základnú líniu s viac ako 140 %, čo demonštruje vynikajúcu pevnosť v priečnom ťahu, ktorú tieto vlákna poskytujú. V hybridnej zmesi (5HTF), ktorá kombinuje 30 % priemyselných oceľových vlákien a 70 % vlákien z odpadových pneumatík, je SS o niečo nižšia ako zmes 5ISF, aj keď zostáva značne vyššia ako v prípade obyčajného

betónu a zmesi vystuženej vláknami z pneumatík, čo zdôrazňuje možný potenciál kombinácie oboch typov vlákien zlepšenie pevnosti v priečnom ťahu.

A3

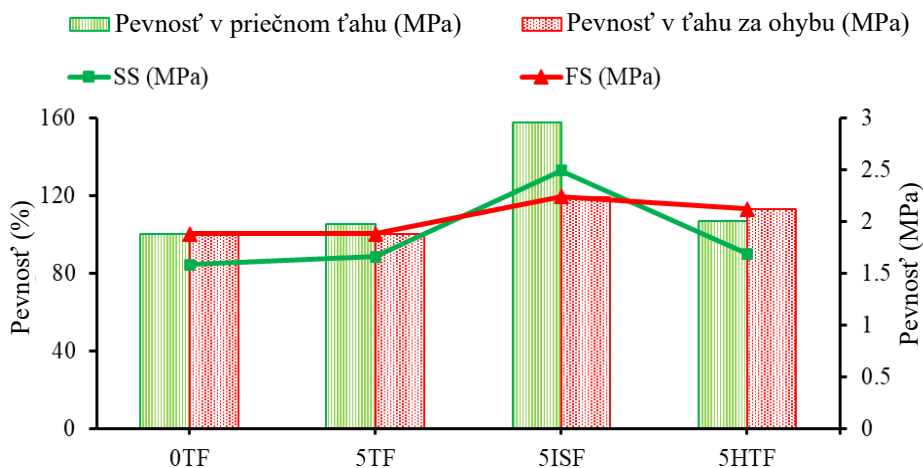


Obr. 3 Charakter porušenie skúšobných vzoriek priečnym ťahom

Podobný trend sa pozoruje pri pevnosti v ťahu za ohybu (FS). Prostý betón bez vlákien (0TF) vykazuje najnižšiu FS. Pridaním recyklovaných vlákien do zmesi 5TF prináša určité zlepšenie, je však relatívne nízke. Použitie priemyselných oceľových vlákien v zmesi 5ISF má za následok najvyššiu pevnosť v ťahu za ohybu s vrcholom približne 130 %, čo naznačuje ich významný príspevok k zvýšeniu odolnosti betónu v ohybe. Hybridná zmes (5HTF) dosahuje pevnosť v ťahu za ohybu o niečo nižšiu ako v prípade betónu len s priemyselnými vláknami, ale stále vykazuje výrazné zlepšenie oproti 0TF a 5TF. To naznačuje, že zatiaľ čo hybridné vlákna môžu zlepšiť pevnosť v ohybe, ich výkonnosť nie je taká vysoká, ako keď sa priemyselné vlákna používajú samostatne.

Celkovo výsledky ukazujú, že priemyselné oceľové vlákna poskytujú najpodstatnejšie zlepšenie pevnosti v ťahu aj v ohybe. Zmes hybridných vlákien však ponúka vyváženú,

nákladovo efektívnu možnosť s výrazným zvýšením pevnosti, najmä v porovnaní s obyčajným betónom alebo betónom vystuženým vláknami z pneumatík.



Obr. 4 Pevnosť v tlaku a v priečnom ťahu

4 Závěry a odporúčania

Na základe experimentálnych výsledkov možno konštatovať, že pridaním ocelových vlákien z odpadových pneumatík (TF) a priemyselných ocelových vlákien (ISF) sa výrazne zlepšujú mechanické vlastnosti a húževnatosť betónových zmesí. Pridanie ISF demonštrovalo najvyššie zlepšenia pevnosti v ťahu za ohybe, čo naznačuje ich aplikáciu pri kontrole trhlin a absorpcii energie. Hybridné vlákna, pozostávajúce zo zmesi TF a ISF, vykazovali mierne vylepšenia, poskytujúce vyvážené zlepšenie tak mechanických pevností, ako aj indexov húževnatosti. To naznačuje, že hybridný betón vystužený vláknami (HFRC) môže byť alternatívnou možnosťou na dosiahnutie nákladovo efektívnych riešení pri využití odpadových materiálov, ako sú vyradené pneumatiky.

Experimentálne zistenia tiež naznačujú, že zatiaľ čo samotné vlákna z odpadových pneumatík prispievajú k zlepšeniu mechanickej pevnosti a húževnatosti, ich účinnosť je v porovnaní s vláknami priemyselnej ocele obmedzená. Ich kombinácia s ISF v hybridných zmesiach však ponúka sľubný potenciál na zlepšenie vlastností betónu pri podpore trvalej udržateľnosti betónových konštrukcií prostredníctvom použitia recyklovaných materiálov.

Na základe týchto výsledkov sa navrhujú tieto odporúčania:

- Mali by sa vykonať ďalšie skúmania s cieľom optimalizovať podiel hybridných vlákien, aby sa dosiahla efektívnejšia rovnováha medzi nákladmi a výkonnosťou.
- Používanie TF by sa malo podporovať v stavebných aplikáciách s cieľom podporiť udržateľné postupy a znížiť množstvo odpadu z vyradených pneumatík.

Pod'akovanie

Tento článok vznikol s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie", Programu na podporu mladých výskumníkov „Šmyková odolnosť doskových nosníkov z betónu s dávkou recyklovaných ocelových vlákien“, APVV-23-0193, APVV-23-0383 a Interreg CENTRAL EUROPE 2021-2027 CE0100390 – ReBuilt.

Literatúra

- [1] M. Tumba, O. Ofuyatan, O. Uwadiale, J. Oluwafemi, S. Oyebisi, Effect of Sulphate and Acid on Self-Compacting Concrete Containing Corn Cob Ash, *IOP Conf Ser Mater Sci Eng* 413 (2018) 012040. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/413/1/012040>.
- [2] X. Qin, S. Kaewunruen, Environment-friendly recycled steel fibre reinforced concrete, *Constr Build Mater* 327 (2022) 126967. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126967>.
- [3] ETRMA, European Tyre and Rubber Industry Statistics 2021, 2021. <https://www.etrma.org/wp-content/uploads/2021/12/20211215-Statistics-booklet-2021VF.pdf> (accessed April 19, 2022).
- [4] ETRMA, ELT-Management-Figures-2017-vf, 2019. <https://www.etrma.org/wp-content/uploads/2019/11/ELT-Management-Figures-2017-vf.xlsx.pdf> (accessed December 19, 2023).
- [5] IG Shaaban, J.P. Rizzuto, A. El-Nemr, L. Bohan, H. Ahmed, H. Tindyebwa, Mechanical Properties and Air Permeability of Concrete Containing Waste Tires Extracts, *Journal of Materials in Civil Engineering* 33 (2021). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0003588](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003588).
- [6] M.A. Aiello, F. Leuzzi, G. Centonze, A. Maffezzoli, Use of steel fibres recovered from waste tyres as reinforcement in concrete: Pull-out behaviour, compressive and flexural strength, *Waste Management* 29 (2009). <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.12.002>.
- [7] Cemix, TECHNICKÝ LIST: Cemix Concrete Basic 25 kg, Beton 25-C20/25, 2022.
- [8] A. Zia, P. Zhang, I. Holly, Experimental investigation of raw steel fibers derived from waste tires for sustainable concrete, *Constr Build Mater* 368 (2023) 130410. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130410>.
- [9] KrampeHarex, PDB_KrampeHarex-wire-fibre-DE_30_0.80_N, 2021. https://www.krampeharex.com/typo3temp/pdf/PDB_KrampeHarex-wire-fibre-DE_30_0.80_N.pdf?1640157638 (accessed February 3, 2023).
- [10] KrampeHarex GmbH & Co. KG Pferdekamp 6-8 | 59075 Hamm | Germany, (2022). <https://www.krampeharex.com/en/fibres> (accessed January 23, 2023).
- [11] ASTM, C143/C143M - 20 - Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete, ASTM International (2020).
- [12] ASTM, C496/C496M-17: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA, 2017.
- [13] ASTM, C78: Standard test method for flexural strength of concrete, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA, 2016.

VPLYV ZAŤAŽENIA OD NÁRAZU DO ZVODIDIEL NA KOTVENIE MOSTNÝCH RÍMS NOVOU TECHNOLOGIOU

Jozef Kšiňan¹, Adam Petrik², Štefan Choma³

ABSTRAKT

Súčasným trendom v mostnom staviteľstve sa pri návrhu kotvenia mostných ríms čoraz viac uplatňuje nový progresívny typ nerezového riešenia kotvenia uvedený vo vzorových listoch č. VL4 401.14. Častým kritériom pre návrh kotvenia ríms býva všeobecne najčastejšie stanovená úroveň zachytenia zvodidla H2 alebo H3. Príspevok prezentuje porovnávaciu štúdiu statických účinkov od nárazu do zvodidiel a ich vplyv na návrh kotvenia ríms od viacerých výrobcov v rovnakej skupine úrovne zachytenia. Cieľom štúdie je tak poukázať veľmi široký rozsah zaťažovacích účinkov v rámci jednej kategórie úrovne zachytenia, čo sa prejavuje vo veľkých rozdieloch technického riešenia kotvenia, ako aj v jeho ekonomickom aspekte.

A3

1 ÚVOD

Mostná rímsa je konštrukčný prvok na okraji mostovky, fyzicky oddeľujúci vozovku a priechodný prierez pre cestné vozidlá od ostatných súčastí mostu. Slúži predovšetkým na ukotvenie záchytných bezpečnostných zariadení (zvodidiel a zábradlí) a prevedenie chodníkov cez mostný objekt. Zároveň plní aj estetickú funkciu ukončenia nosnej konštrukcie po stranách.

Mostné rímsy patria medzi najviac namáhané časti mostnej konštrukcie, ktoré sú vystavené extrémnym podmienkam prostredia a zaťaženiu v prípade nárazu vozidla do zvodidiel. S nosnou konštrukciou mosta sú spojené pomocou dodatočne inštalovaných kotiev. Funkciou kotiev ríms je predovšetkým zabezpečiť spoľahlivý prenos zaťaženia z mostnej rímsy do nosnej konštrukcie. Základným kritériom pre návrh kotvenia mostných ríms je vplyv od nárazu do zvodidiel podľa STN EN 1991-2, časť 4.7.3.3, ktoré je definované v tzv. Technickom predpise výrobcu zvodidla TPV. Zaťaženie môže byť v dokumente TPV definované:

- a) hodnotami silových účinkov na stĺpik zvodidla,
- b) hodnotami konkrétnych síl na kotvu vo vzdialenosti stĺpikov,
- c) hodnotami silových účinkov na bm rímsy na dĺžke 6m.

Tieto zaťaženia sú zaťažením mimoriadnym. Výrobca hodnoty získava z meraní počas nárazových skúšok a z výpočtu únosnosti na medzi deštrukcie zvodidla (pri oceľových mostných

¹ Ing. PhD., Hilti Slovakia spol. s r.o. Galvaniho 7, 821 04 Bratislava, e-mail: jozef.ksinan@hilti.com

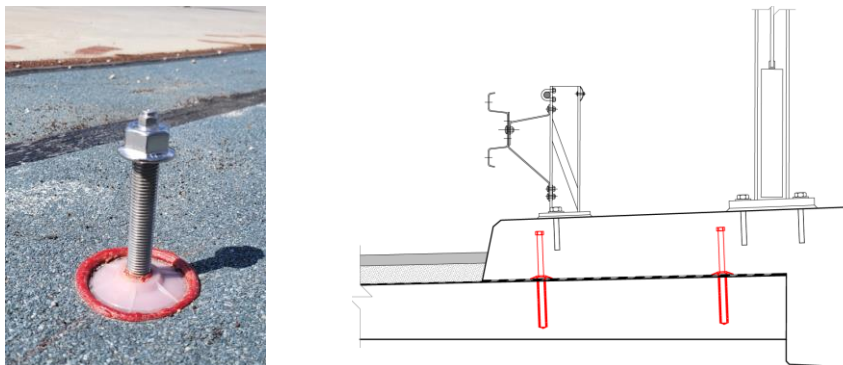
² Ing. PhD., Hilti Slovakia spol. s r.o. Galvaniho 7, 821 04 Bratislava, e-mail: adam.petrik@hilti.com

³ Ing., CEMOS, spol. s r.o., Mlynské nivy 70, 821 05 Bratislava, e-mail: choma@ceмос.sk

zvodidlách s kotvenými stĺpkami je to moment na medzi plasticity pätného prierezu stĺpika - s využitím charakteristickej medze prietlačnosti materiálu).

V súčasnosti sa viac než 80% projektov – novostavieb ako aj rekonštrukcií mostov s kotvením mostných ríms realizuje už pomocou nového progresívneho riešenia dodatočného kotvenia, pozri Obr. 1. Detail tejto technológie je v Slovenskej republike schválený aj vo vzorových listoch VL4 – Mosty pod listom č. VL4 401.14 [1, 3]. Kotvenie je charakterizované jednoduchou realizáciou lepených nerezových kotiev do otvorov vyvrtaných cez položenú hydroizoláciu prostredníctvom certifikovaných lepiacich hmôt, ktoré zároveň zabezpečujú dokonalé utesnenie porušenej izolácie.

Pri návrhu kotvenia ríms touto technológiou sa vychádza z individuálneho návrhu zo silových účinkov definovaných v TPV výrobcu zvodidla. Z pohľadu návrhu kotiev ríms rozlišujeme viaceré kategórie zvodidiel ktoré sú definované pomocou tzv. *úroveň zachytenia* zvodidla. Úroveň zachytenia zvodidla možno definovať ako overenú veľkosť bočného nárazu vozidla, ktorému je schopné zvodidlo vzdorovať bez toho, aby bolo prekonané vozidlom, pri zabezpečení požadovanej hodnoty prudkosti nárazu a prijateľnosti správania sa zvodidla [2].



Obr. 1: Pohľad na detail a usporiadanie novej technológie kotvenia mostných ríms.

2 ÚROVEŇ ZACHYTENIA ZVODIDLA AKO KRITÉRIUM PRE NÁVRH KOTVENIA RÍMS

Pri návrhu kotvenia ríms na mostoch uvažujeme s tromi základnými kategóriami zvodidiel: úroveň zachytenia H2, úroveň zachytenia H3 a úroveň zachytenia H4. V praxi sa za posledné 3 roky u novostavieb, ale aj u rekonštrukcií najčastejšie stretávame s požiadavkou návrhu kotvenia ríms na úroveň zachytenia zvodidla H2 alebo H3. V jednotlivých skupinách úrovni zachytenia je viacero výrobcov zvodidiel, ktoré aj v rámci kategórie udávajú rozličné hodnoty sil zaťaženia, ktoré následne vstupujú do návrhu kotvenia. Miera rozptylu týchto hodnôt zaťaženia je však tak významná, že účinky zaťaženia v rámci jednej kategórie môžu byť pri niektorých výrobcoch až niekoľkonásobne vyššie v porovnaní s inými výrobcami.

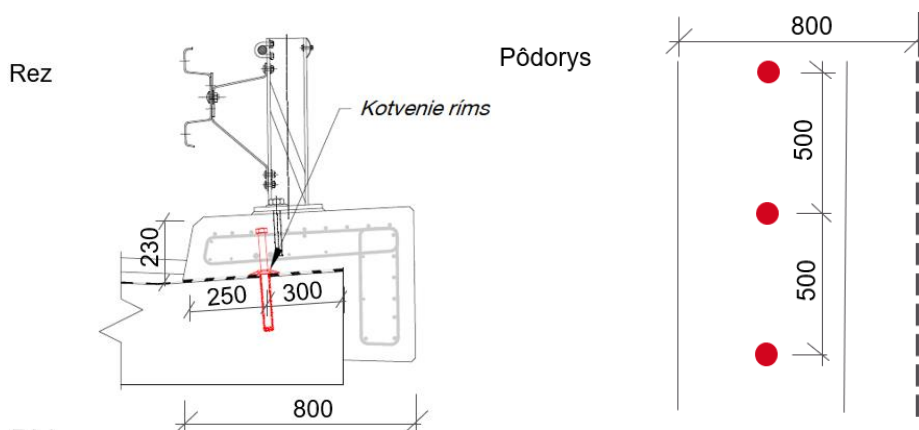
V praxi sa pri novostavbách alebo rekonštrukciách mostoch často stáva, že pri zadaní návrhu kotvenia ríms v štádiu tendra – verejného obstarávania je zadaná iba úroveň zachytenia zvodidla vo všeobecnej forme. Práve už spomínaný široký rozptyl zaťažovacích účinkov v rámci rovnakej úrovne zachytenia podmieňuje otázku správneho určenia typu zvodidla, ktoré má byť rozhodujúce pre takýto návrh. Navyše pre každú geometriu rímsy, napr. úzku rímsu šírky 800

mm a širokú rímsu šírky 1500 mm, môže byť rozhodujúcim iný typ zvodidla resp. výrobca. Úroveň zaťažovacích účinkov má priamy vplyv na detailnú špecifikáciu kotvenia, ako je priemer a dĺžka kotiev, ich osová vzdialenosť a hĺbka osadenia (vrtania). Ďalším nemenej dôležitým aspektom takéhoto zadania je aj ekonomický dopad riešenia, nakoľko počet kotiev ich priemer a dĺžka má zásadný vplyv na ekonomické porovnanie. Práve posledné skúsenosti viedli k spracovaniu štúdie porovnania účinkov v rámci celej skupiny úrovne zachytenia H2 a H3.

3 PARAMETRICKÁ ANALÝZA

3.1 Porovnanie silových účinkov na kotvenie pre úroveň zachytenia H2, H3

Pre vybranú geometriu mostnej rímsy bola uskutočnená parametrická štúdia porovnania účinkov zaťaženia na kotvenie od výrobcov zvodidiel s úrovňou zachytenia H2 a H3. Celkovo bolo porovnaných spolu 43 typov zvodidiel, ktoré sú schválené Slovenskou správou ciest pre použitie na Slovensku. Z tohto počtu bolo analyzovaných 31 typov zvodidiel zo skupiny zachytenia H2 a 12 typov zvodidiel zo skupiny zachytenia H3. Ako prvé bolo uskutočnené porovnanie silových účinkov pre všetky typy zvodidiel na kotevný bod pre jednotný typ geometrie rímsy kotvy uvedenej na Obr.2. Pre účely štúdie bola vybraná tzv. úzka rímsa šírky 800 mm s jedným radom kotiev vo vzdialenosti od okraja nosnej konštrukcie 300 mm. Osová vzdialenosť kotiev pozdĺž rímsy bola uvažovaná 500mm.



Obr. 2: Schéma geometrie rímsy pre porovnanie silových účinkov na kotvu.

Z analýzy vyplývajú výrazné rozptyly silových účinkov na kotevný bod pre jednotlivé typy zvodidiel zo skupín zachytenia H2 a úrovne zachytenia H3, pozri Obr. 3.

Interval návrhových silových účinkov na kotvu pre úroveň zachytenia H2:

$N_{H2, min}=24 \text{ kN}$ a $V_{H2, min}=6,3 \text{ kN}$; $N^*_{H2, max}=73,5 \text{ kN}$ a $V_{H2, max}=16,5 \text{ kN}$, $N_{H2, max}=19,7 \text{ kN}$ a $V^*_{H2, max}=41,3 \text{ kN}$,

Interval návrhových silových účinkov na kotvu pre úroveň zachytenia H3:

$N_{H3, min}=40,3 \text{ kN}$ a $V^*_{H3, min}=9,1 \text{ kN}$; $N^*_{H3, min}=37,5 \text{ kN}$ a $V_{H3, min}=10,2 \text{ kN}$; $N^*_{H3, max}=109,8 \text{ kN}$ a

$$V_{H3, max}=35,4 \text{ kN}; N_{H2, max}=49,2 \text{ kN} \text{ a } V_{H2, max}^*=70,8 \text{ kN}.$$

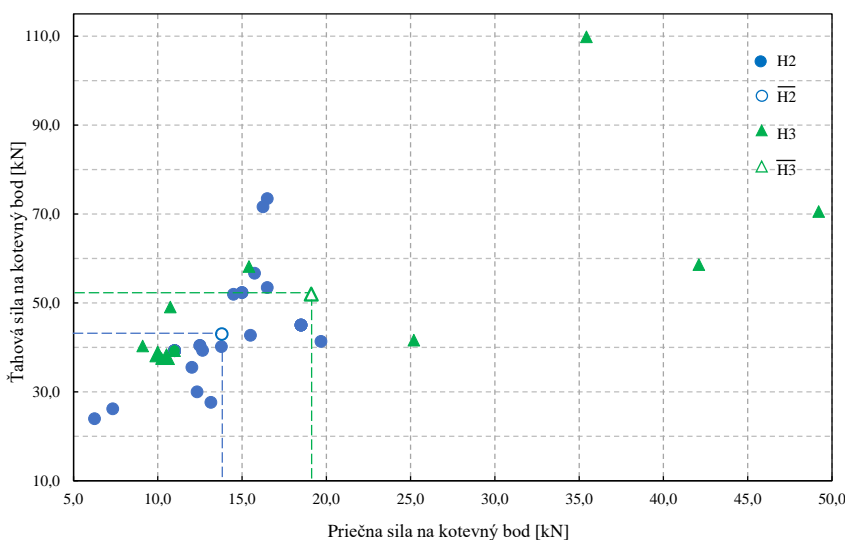
Hodnoty s * označujú min. a max. hodnotu na kotvu podľa ťahového alebo šmykové namáhania. Cieľom bolo tak poukázať na široký a navzájom prekrývajúci sa interval zaťažovacích účinkov na kotevný bod pre jednotlivé úrovne zachytenia zvodidiel, ako aj fakt, že pre niektoré typy zvodidiel z úrovne zachytenia H2 vykazujú vyššie účinky, ako niektoré typy zvodidiel z úrovne zachytenia H3. Pre účely návrhu kotvenia v procese verejného obstarávania by bolo v praxi vhodné používať stanovené priemerné hodnoty účinkov na kotvu pre jednotlivé úrovne zachytenia.

V analýze sa uvádzajú stanovené hodnoty priemerných účinkov na kotvu pre jednotlivé skupiny:

Pre úroveň zachytenia H2: $N_{\overline{H2}} = 43 \text{ kN}$, $V_{\overline{H2}} = 13,8 \text{ kN}$,

Pre úroveň zachytenia H3: $N_{\overline{H3}} = 52 \text{ kN}$, $V_{\overline{H3}} = 19,1 \text{ kN}$.

A3



Obr. 3: Porovnanie účinkov zaťaženia na kotevný bod pre úrovne zachytenia H2 a H3.

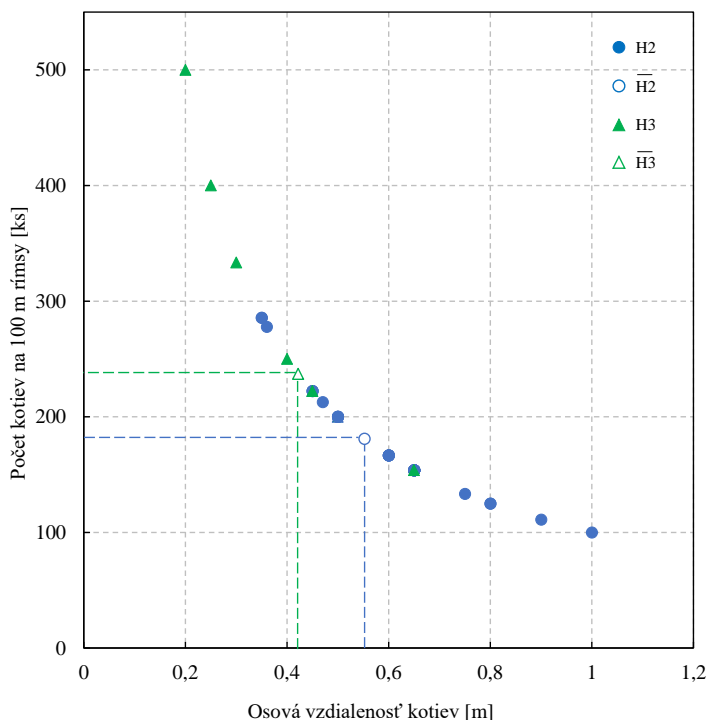
3.2 Porovnanie spotreby kotiev na 100m rímsy pre úrovne zachytenia H2 a H3

Druhá časť analýzy je venovaná porovnaniu spotreby kotiev na referenčnej dĺžke mostnej rímsy 100 m, pre úzku rímsu definovanú v prvej časti analýzy pre úrovne zachytenia H2 a H3, pozri Obr. 4. Analýza bola vykonaná v softvéri Profis Engineering [4]. Bol použitý typ kotvy: nerezová kotva tr. A4 M16 x 300mm, s chemickou epoxidovou hmotou na kotevnú hĺbku $h_{ef} = 150 \text{ mm}$. Ako porovnávacie kritérium pre výpočet bolo stanovené posúdenie: využitie Ocele $\beta_s = 86 \%$ a pre betón $\beta_c = 68\%$. Za takto stanoveného kritéria využitia bolo možné spoľahlivo určiť osové vzdialenosti kotiev pre jednotlivé typy zvodidiel. V tejto analýze sa rovnako ako v prvej časti porovnávalo spolu 43 typov zvodidiel. Z toho bolo porovnaných 31 typov zvodidiel zo skupiny zachytenia H2 a 12 typov zo skupiny zachytenia H3. Aj táto druhá analýza zistila prekryv výsledných hodnôt jednotlivých typov zvodidiel pre obe úrovne zachytenia H2 a H3 pri rovnakom využití kotevného bodu. Pre geometriu rímsy pre typy zvodidiel platí, že pri vyššom zaťažení na meter bežný je potrebné navrhnuť hustejšie kotvenie t.j. s menšími osovými

vzdialenosťami pri zachovaní kritéria rovnakého využitia ocele a betónu. Pre úroveň zachytenia H2 sú výsledky nasledujúce: max osová vzdialenosť: 1 m (100ks / mb rímasy) a min. osová vzdialenosť 0,35 m, čo zodpovedá (286 ks kotiev / mb rímasy). Pre úroveň zachytenia H3 je max. osová vzdialenosť 0,6 m (154 ks / mb rímasy) a min. 0,2 m, čo zodpovedá (500 ks kotiev / mb rímasy). Štúdia zobrazuje rovnako aj priemerné hodnoty počtu kotiev pre geometriu úzkej rímasy. Pre úroveň zachytenia H2 ide o priemernú hodnotu počtu kotiev na 100 m rímasy: $n_{H2} = 181$ ks a priemernú osovú vzdialenosť 0,55 m.

Pre úroveň zachytenia H3 ide o priemernú hodnotu počtu kotiev na 100 m rímasy:

$n_{H3} = 237$ ks a priemernú osovú vzdialenosť 0,42 m.



Obr. 4: Porovnanie spotreby kotevných bodov na 100 m rímasy pre zvodidlá úrovne zachytenia H2 a H3 pri rovnakom namáhaní kotiev.

4 Záver

Nové riešenie kotvenia rímasy sa v súčasnej dobe aplikuje v praxi v čoraz väčšej miere na projektoch novostavieb, ako aj rekonštrukcií mostov. Neodmysliteľnou súčasťou tohto riešenia je individuálny návrh kotvenia rímasy, ktorý podľa presného typu zvodidla definuje návrhovú odolnosť kotvenia na účinky zaťaženia od nárazu do zvodidla. V priebehu výstavby projektu sa pomerne často aplikuje aj zmena zvodidlového systému na vyššiu úroveň, prípadne v priebehu verejného obstarávania presný typ zvodidla nie je známy, je známa len úroveň jeho zachytenia. Práve preto hlbšia znalosť rozdielov zaťažovacích účinkov v závislosti na type zvodidla je kľúčová pre bezpečný a optimálny návrh kotvenia rímasy tohto často používaného riešenia. V príspevku bol odprezentovaný široký rozptyl zaťažovacích účinkov na kotevný bod pre jednotlivé úrovne zachytenia zvodidiel H2 a H3. Jednotlivé intervaly zaťažovacích účinkov

navzájom presahujú intervaly kategórie oboch úrovní zachytenia. Taktiež je dôležitý aj fakt, že pre niektoré typy zvodidiel z úrovne zachytenia H2 výsledky vykazujú vyššie účinky na kotvy, ako na niektoré typy zvodidiel z úrovne zachytenia H3. Práve stanovenie priemerných hodnôt zaťaženia na meter bežný rímsy pre úrovne zachytenia zvodidiel H2 a H3 môže pomôcť pri efektívnom dimenzovaní návrhu kotvenia. Analýza zaťažovacích účinkov a vhodné porovnanie kľúčových parametrov zaťaženia prispievajú v procese návrhu kotvenia k výberu optimálnemu finálnemu zvodidlového systému stavby.

Literatúra

[1] MINISTERSTVO DOPRAVY A VÝSTAVBY SR, SEKCIA CESTNEJ DOPRAVY A POZEMNÝCH KOMUNKÁCIÍ: *Vzorové listy stavieb pozemných komunikácií VL 4 – Mosty*. Bratislava, 2021.

[2] STN EN 1317-2 : *Záchytné bezpečnostné zariadenia na pozemných komunikáciách.. Časť 2.: Výkonnostné triedy, preberacie kritériá na nárazové skúšky a skúšobné metódy pre zvodidlá vrátane zábradľových zvodidiel*. Bratislava, 2011.

[3] KŠIŇAN, J. – BRLIŤ, F. – KROČKA, J.: *Dodatočné zosilnenie kotvenia mostných ríms cez hydroizoláciu. HYDROIZOLÁCIE MOSTOV, TUNELOV a iných objektov inženýrských stavieb.*: 2023.

[4] Profis Engineering [softvér]. Dostupný na <https://profisengineering.hilti.com>

NUMERICKÁ ANALÝZA ZOSILNENIA ŠTÍHLÝCH STĽPOV POUŽITÍM UHPFRC

Ján Pecka¹, Katarína Gajdošová²

ABSTRAKT

Medzi časté požiadavky na existujúce konštrukcie patrí zvýšenie ich odolnosti. Pri stĺpoch ako subtílnych nosných prvkoch je táto požiadavka pomerne častá. Existuje viacero metód zosilnenia stĺpov, pričom voľba metódy závisí, jednak na namáhaní stĺpa, ale aj na štihlosti a tvare stĺpa či iných obmedzeniach. Najtradičnejšia metóda je obetónovanie existujúceho stĺpa novou vrstvou betónu s pridaním betonárskej výstuže. Dochádza však k značnému zväčšeniu prierezu stĺpa a pôvodná idea subtílného nosného prvku sa môže vytrácať. Zaujímavým sa s ohľadom na jeho vlastnosti javí použitie ultra-vysokohodnotného vláknobetónu (UHPFRC). Príspevok sa venuje numerickej analýze zosilnenia štíhlych stĺpov obetónovaním vrstvou UHPFRC. Okrem mechanických vlastností UHPFRC má vplyv na výsledné zosilnenie najmä spriahnutie s pôvodným betónom, ale aj spôsob vnášania zaťaženia do vrstvy obetónovania. Tieto vplyvy sú zohľadnené v jednotlivých numerických modeloch a výsledky vzájomne porovnané. Výsledný efekt zosilnenia je závislý od úrovne zvládnutia výziev spojených so samotnou realizáciou.

A3

1 ÚVOD

UHPFRC alebo UHPC (Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete) je kompozitný materiál s cementovou maticou, najčastejšie len s jemnozrnným plnivom a všetkými smermi rozptýlenou výstužou vo forme vlákien. Používajú sa kovové ako aj nekovové mikrovlákná. Podľa technického predpisu Českej betonárskej spoločnosti TP07 sú ako UHPC definované betóny s charakteristickou valcovou pevnosťou v tlaku ≥ 110 MPa [1]. Tú je možné dosiahnuť aj vďaka nízkemu vodnému súčiniteľu, ktorý sa pohybuje pod hranicou 0,25. Pre zabezpečenie požadovanej spracovateľnosti je nevyhnutné použitie superpastifikátora. Ako najjemnejšie zložky plniva sa používajú popolček, vysokopecná troska a drvený kremeň. Vďaka tomu materiál dosahuje vysokú hustotu a nízku permeabilitu a teda výbornú odolnosťou voči vplyvom okolitého prostredia [2]. Vďaka rozptýleným vláknám má UHPC nezanedbateľné pôsobenie aj pri ťahovom namáhaní po vzniku trhliny v cementovej matici. Ťahové správanie je závislé od typu použitých vlákien a od ich objemu.

Pri zosilnení stĺpa obetónovaním vrstvou UHPC je možné využiť dobré mechanické vlastnosti materiálu, ako aj dobrú odolnosť voči vplyvom okolitého prostredia. Pri absencii betonárskej výstuže by minimálna hrúbka UHPC prvku mala byť 1,5 násobok dĺžky vlákna minimálne však 30 mm [1]. Pri použití minimálnej hodnoty nedôjde k tak výraznému nárastu rozmerov stĺpa ako

¹ Ing., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)32888-386, e-mail: jan.pecka@stuba.sk

² prof. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, tel.: (02)32888-382, e-mail: katarina.gajdosova@stuba.sk

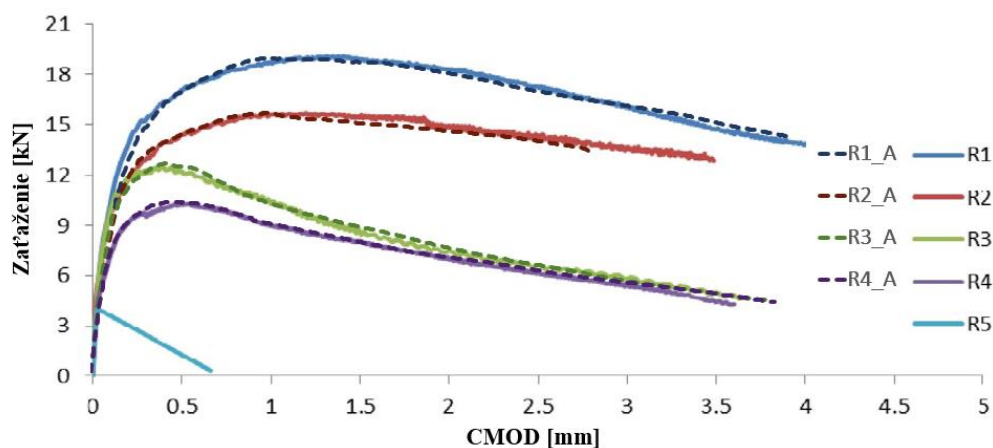
je tomu pri obetónovaním betónom s pridaním betonárskej výstuže a dodržaním minimálnej hrúbky krycej vrstvy.

Samotné zosilnenie spočíva v dvojici efektov. Prvým je efekt ovinutia pôvodného stĺpa. Druhým je prenos zaťaženia vrstvou obetónovania. Tento prenos je závislý od spôsobu, akým je zrealizované napojenie na stĺpom podopieranú konštrukciu ako aj od spriahnutia pôvodného betónu s novou vrstvou obetónovania z UHPC. Spriahnutie ako aj napojenie na stropnú konštrukciu sú vo veľkej miere závislé od správneho technologického postupu.

Pre analýzu možnosti zosilnenia štíhleho stĺpa vrstvou UHPC bol použitý program na báze konečných prvkov ATENA, ktorý je určený na nelineárnu analýzu betónových prvkov a konštrukcií. Jednotlivé parametre výpočtu sú podrobnejšie opísané v nasledujúcich kapitolách.

2 MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI POUŽITÉHO TYPU UHPC

Pre účely numerickej analýzy boli použité materiálové vlastnosti UHPC experimentálne získané Premom a kol.[3]. Vplyv vlákien sa prejavuje pri ťahových vlastnostiach po vzniku trhliny v cementovej matrici. Jednou z metód určenia vlastností v ťahu je CMOD analýza podľa Rilem TC 162-TDF [4], jedná sa o skúšku nosníka so zárezom v trojbodovom ohybe. Pri tejto metóde sa nosník so zárezom zaťažuje riadenou deformáciou v strede rozpätia, pričom sa zaznamenáva otvorenie trhliny na konci zárezu (CMOD). Pomocou numerickeho programu je možné vytvoriť numerickej model tejto skúšky a následne sa iteratívne dopracovať k pracovnému diagramu materiálu pri ťahovom namáhaní, pre ktorý výsledky numerickeho modelu dostatočne zodpovedajú výsledkom experimentálneho merania. V článku [3] sú uvedené výsledky CMOD analýzy pre nosníky s rozmermi 70 x 70 x 350 mm so zárezom siahajúcim do 0,3-násobku výšky nosníka. Vzďialenosť podpier pri skúške bola 300 mm. Výsledky sú uvedené pre 4 materiály R1 až R4, vzájomne sa líšiacie použitým typom a objemom vlákien. Podstatné vlastnosti materiálov sú uvedené v Tab. 1. Porovnanie výsledkov CMOD z experimentov (plná čiara, R_i) a numerickej modelov (čiarkovaná čiara R_{i_A}) sú na Obr. 1.



Obr. 1: Porovnanie experimentálnych výsledkov CMOD analýzy s výsledkami numerickej modelov.

Tab. 1: Vlastnosti UHPC materiálov prevzaté z literatúry [3]

	R1	R2	R3	R4
Oceľové vlákna, typ a množstvo	S1 – 2.5%	S1 – 2.0%	S2 – 2.5%	S2 – 2.0%
Modul pružnosti [GPa]	40	39	44	40
Max. pevnosť v tlaku [MPa]	171.3	162.0	163.0	149.0
Pevnosť v priečnom ťahu [MPa]	23.8	22.6	20.2	18.0

Vlákna S1-13 mm dlhé, priemer 0.16 mm. S2 – 6 mm dlhé a priemer 0.16 mm.

3 SPRIAHNUTIE BETÓNU A VRSTVY UHPC

Spriahnutie vrstvy UHPC s pôvodným betónom ovplyvňuje spolupôsobenie týchto materiálov a prenos síl medzi nimi. Kvalita spriahnutia je závislá okrem vlastností samotných materiálov od úpravy kontaktnej škáry. V prípade, keď je kontaktná škára dostatočne zdrsená a zbavená uvoľnených častí (napr. opieskovaním) dosahuje sa kvalitnejšie spriahnutie než v prípade hladkého povrchu, očisteného, ale nie zdrseného.

Pre simulovanie kontaktu medzi dvojicou materiálov sa v ATENA používa „Interface materiál model“ [5]. Ten umožňuje simulovať kontakt medzi betónmi rôznych vlastností a vekov. Pre jeho zadefinovanie je potrebné zadať nasledovné parametre: normálová tuhosť K_{nn} , tangenciálna (šmyková) tuhosť K_{tt} , súdržnosť C , koeficient trenia μ , ťahová pevnosť spojenia f_t . Parametre spriahnutia boli pre prezentovanú numerickú analýzu prevzaté z výsledkov výskumu venujúceho sa problematike spriahnutia UHPC s betónom normálnej pevnosti (Valikhani a kol.) [6]. V článku sú uvedené parametre pre dva rôzne typy úprav kontaktnej škáry, a síce pre opieskovaný povrch a pre hladký povrch. Pri určení koeficientov normálovej a tangenciálnej tuhosti boli použité vzťahy (1) [5], ktoré vychádzajú z modulu pružnosti slabšieho z materiálov. Vlastnosti modelov „interface“ používaných v analýze sú uvedené v Tab. 2. Minimálne hodnoty koeficientov tuhostí boli stanovené v súlade s odporúčaním [5].

$$K_{mm} = \frac{E}{t}; K_{tt} = \frac{G}{t} \quad (1)$$

E je modul pružnosti v ťahu, G je modul pružnosti v šmyku a t je hrúbka kontaktnej zóny.

Tab. 2: Vlastnosti „interface“ použité pri numerickej analýze v ATENA

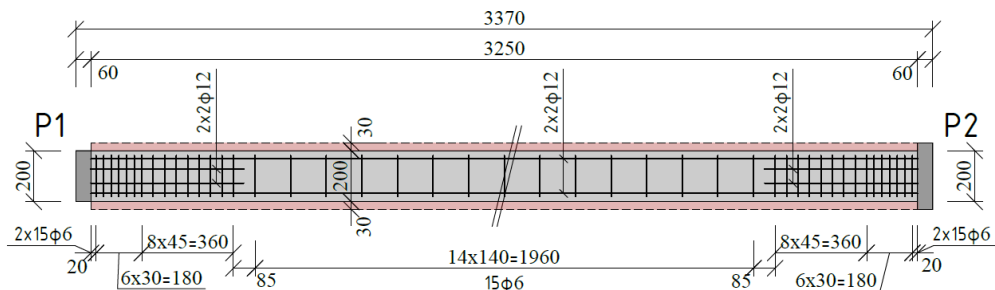
	C [MPa]	f_t [MPa]	koef. trenia	K_{nn} [MN/m ³]	K_{tt} [MN/m ³]	$K_{nn(\min)}$ [MN/m ³]	$K_{tt(\min)}$ [MN/m ³]
Opieskovaný p.	6.28	2.0	1.0	2.98 E7	1.24 E7	2.98 E4	1.24 E4
Hladký p.	2.80	0.5	0.5	1.00 E6	0.41 E6	1.00 E4	0.41 E4

4 NUMERICKÁ ANALÝZA

4.1 Geometria a vlastnosti zosilňovaného stĺpa

Pre analýzu bola zvolená geometria a vlastnosti stĺpa odskúšaného v rámci výskumnej činnosti autorov. Jedná sa o štíhly stĺp dĺžky 3250 mm s obdĺžnikovým prierezom 150 x 200 mm vyrobený z betónu so strednou hodnotou valcovej pevnosti v tlaku 25.6 MPa a modulom pružnosti 29,8 GPa vystužený 4 prútmi priemeru \varnothing 12 mm. Tie sú pri koncoch doplnené o 4 prúty priemeru \varnothing 12 mm dĺžky 600 mm a privarené ku koncovej oceľovej platni hrúbky 60 mm. Strmene majú priemer \varnothing 6 mm. V strednej časti stĺpa sa nachádzajú dvoj-strižné strmene osovo

po 140 mm, v oblasti prídavnej pozdĺžnej výstuže sú štvor-strižné strmene osovo po 45 mm so zahustením na 30 mm v blízkosti koncových platní. Použitá bola výstuž triedy B500B.



Obr. 2: Schéma stĺpa s naznač. obetónovaním a dvoma typmi uvažovaných koncových platní.

A3

4.2 Spôsob zosilnenia

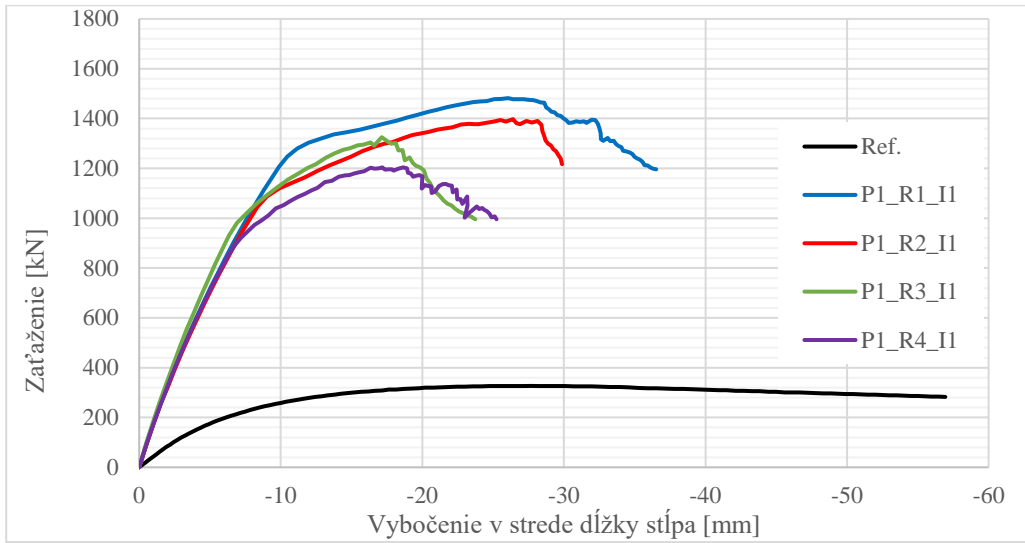
Vo všetkých prípadoch je realizované zosilnenie obetónovaním vrstvou UHPC hrúbky 30 mm. Plocha prierezu pôvodného stĺpa je $A_1 = 300 \text{ cm}^2$, plocha UHPC v priereze je $A_2 = 246 \text{ cm}^2$. V nasledujúcej parametrickej štúdiu označenie jednotlivých stĺpov pozostáva z trojice písmen a čísel pri nich $P_x\text{-}R_y\text{-}I_z$. Písmeno P označuje koncovú platňu, P1 má rozmery 150 x 200 mm, zaťaženie z nej sa vnáša len priamo do pôvodného stĺpa. P2 má rozmery 210 x 260 mm, zaťaženie je tak prenášané aj priamo do vrstvy obetónovania. Označenia R1 až R4 zodpovedajú materiálom uvedených v kapitole 2, ktoré sú priradené vrstve obetónovania. Písmeno I označuje použitý model spriahnutia, I1 priradzuje vlastnosti pre opieskovaný povrch, I2 pre hladký povrch a I3 predstavuje dokonalé spriahnutie obetónovania s pôvodným stĺpom.

4.3 Výsledky numerickej analýzy

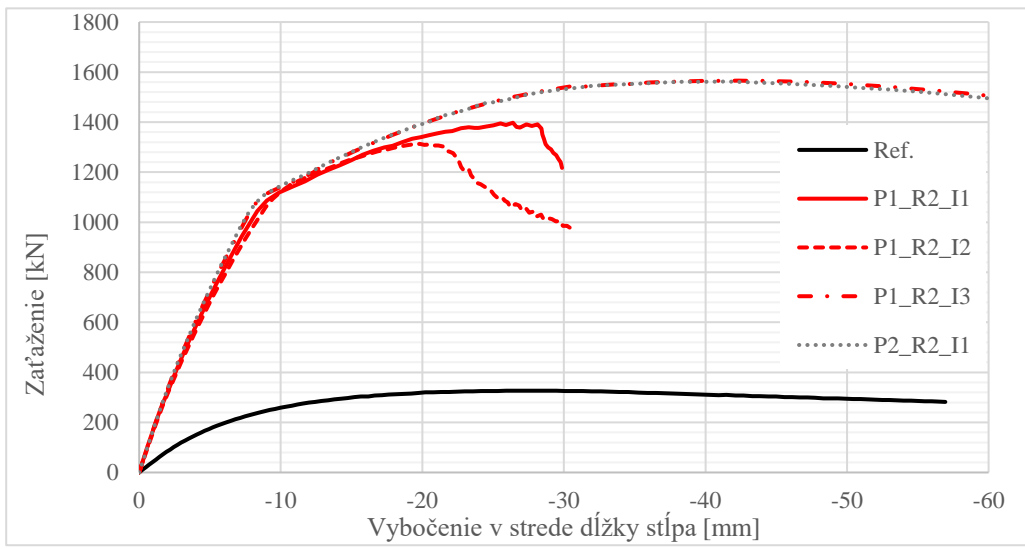
Vo všetkých prípadoch sú stĺpy obojstranne kĺbovo podopreté, zaťažované deformáciou, pôsobiacou na počiatkovej excentricite 30 mm. Modelovaná bola polovica dĺžky stĺpa a využila sa symetria modelu. Použité boli konečné prvky typu „brick“, pre pôvodný stĺp veľkosti cca 25x25x25 mm pre vrstvu obetónovania cca 15x15x15 mm. Výsledky numerickej analýzy sú uvedené v súhrnnej tabuľke 3. A graficky zobrazené na Obr. 3 a Obr. 4.

Tab. 3: Výsledky numerickej analýzy stĺpov z programu ATENA

Stĺp	Max. osová sila N [kN]	Prislúch. moment M [kN*m]	Deformácia e_2 [mm]	Predpokladaný spôsob zlyhania	Nárast odolnosti [%]
Referenčný	326.7	18.8	27.7	Strata stability	-
P1_R1_I1	1482.1	83.1	26.1	Porušenie v prieč.ťahu	357,7
P1_R2_I1	1394.7	77.4	25.5	Porušenie v prieč.ťahu	326,9
P1_R3_I1	1325.2	62.5	17.1	Porušenie v prieč.ťahu	305,6
P1_R4_I1	1203.2	55.8	16.3	Porušenie v prieč.ťahu	268,3
P1_R2_I2	1312.4	64.8	19.4	Porušenie v prieč.ťahu	301,7
P1_R2_I3	1565.8	113.2	42.3	Zlyhanie krit. prierezu	379,3
P2_R2_I2	1562.4	111.7	41.5	Zlyhanie krit. prierezu	378,2



Obr. 3: Porovnanie výsledkov zosilnenia s UHPC s rôznymi mechanickými vlastnosťami.



Obr. 4: Porovnanie výsledkov zosilnenia pre rôzne úrovne spriahnutia a rôzne vnášanie zaťaženia v koncovej oblasti stĺpa.

5 Závěry

Vo všetkých analyzovaných prípadoch došlo k výraznému zvýšeniu maximálnej odolnosti stĺpa v rozsahu od 270 do 380 % oproti referenčnému stĺpu. Aj keď bola uvažovaná minimálna hrúbka obetónovania, s ohľadom na subtilné rozmery stĺpa dosahuje plocha UHPC v priereze takmer 5/6 plochy pôvodného stĺpa. S ohľadom na výrazne lepšie materiálové vlastnosti UHPC, tento nárast odolnosti preto nie je prekvapivý.

Referenčný stĺp zlyhal v dôsledku straty stability. Pri zosilnených stĺpoch sa možno stretnúť s dvoma predpokladanými spôsobmi zlyhania. Menej častým, je materiálové zlyhanie

v kritickom priereze v strede stĺpa. Nastalo pri stĺpe s uvažovaným tuhým spojením obetónovania s pôvodným stĺpom, rovnako tak aj pri stĺpe s väčšou koncovou platňou, kde dochádzalo k vnášaniu zaťaženia priamo do vrstvy obetónovania. Pri tomto stĺpe bolo uvažované spriahnutie zodpovedajúce opieskovanému povrchu. Maximálna odolnosť ako aj celkový priebeh krivky zaťaženie – deformácia v strede stĺpa je takmer zhodný s výsledkami pre stĺp s tuhým spojením obetónovania s pôvodným stĺpom. Pri ostatných stĺpoch, kde je uvažované s menšou koncovou platňou a spriahnutím pomocou „interface“ modelu, či už pre opieskovaný alebo hladký povrch je predpokladaný spôsob zlyhania stĺpa v dôsledku porušenia vrstvy obetónovania v priečnom ťahu. Toto porušenie nastalo v koncovej oblasti stĺpa na jeho tlačenej strane.

Z porovnania výsledkov pre jednotlivé typy spriahnutia sa potvrdilo, že čím je spriahnutie dokonalejšie, tým je dosiahnutá vyššia odolnosť. Pri porovnaní odolnosti stĺpov obetónovaných UHPC s rôznymi vlastnosťami je najvyššia odolnosť pre materiál R1, ktorý má najlepšie parametre v tlaku aj v ťahu. Zaujímavým môže byť porovnanie stĺpov s R2 a R3. Materiály UHPC R2 a R3 majú podobné vlastnosti v tlaku, R3 má však horšie ťahové vlastnosti. Zosilnený stĺp s R3 dosahuje menšiu odolnosť ako ten s R2, z dôvodu, že k porušeniu vrstvy obetónovania v priečnom ťahu dôjde skôr.

Z analýzy vyplýva, že vlastnosti použitého UHPC majú vplyv na dosiahnutú odolnosť zosilňovaného stĺpa. Zároveň výslednú odolnosť vo výraznej miere ovplyvňuje kvalita samotnej realizácie zosilnenia. Jednak príprava a zdrsnenie povrchu pôvodného stĺpa, ktoré ovplyvňujú spriahnutie s vrstvou obetónovania. Ale aj realizácia napojenia na konštrukciu, z ktorej stĺp preberá zaťaženie. Pričom zabezpečiť, aby sa zaťaženie vnášalo priamo do vrstvy obetónovania môže byť v praxi problematické.

PodĎakovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA č. VEGA 1/0358/23 "Navrhovanie a zosilňovanie betónových konštrukcií s ohľadom na životné prostredie".

Literatúra

- [1] TECHNICKÁ PRAVIDLA ČSB 07: Ultravysokohodnotný betón (UHPC). Česká betonářská společnost ČSSI, 2022. 58 s. ISBN 9788090761179.
- [2] ABBAS, S. et al.: Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Implementation Challenges. In *International Journal of Concrete Structures and Materials* . 2016. Vol. 10, no. 3, s. 271–295.
- [3] PREM, P. R. et al.: Mechanical properties of Ultra High Performance Concrete (UHPC). In *American Concrete Institute, ACI Special Publication* . 2012. Vol. 6, no. 289 SP, s. 331–346.
- [4] RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. In *Materials and Structures*. 2000. Vol. 33, no. February, s. 3–5.
- [5] ČERVENKA, V. et al.: ATENA Program Documentation Part 1 - Theory. [online], Prague, March 31st, 2021, Dostupné na: https://www.cervenka.cz/assets/files/atena-pdf/ATENA_Theory.pdf.
- [6] VALIKHANI, A. et al.: Numerical modelling of concrete-to-UHPC bond strength. In *Materials* . 2020. Vol. 13, no. 6.

Sekcia A4

**NAVRHOVANIE A MODELOVANIE
BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ**

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD.

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.

A4

POKROČILÉ MODELOVANIE A ANALÝZY POMOCOU FEM SOFTVÉRU V BETÓNOVÝCH A MUROVANÝCH KONŠTRUKCIÁCH

Kamil Laco¹

ABSTRAKT

Tento článok predstavuje inovatívne metódy modelovania a analýzy betónových konštrukcií pomocou softvéru na báze metódy konečných prvkov (FEM). Účelom je pomôcť stavebným inžinierom pri osvojovaní si najnovších techník. Článok zdôrazňuje použitie vizuálnych programovacích jazykov, ako je Grasshopper, na multiparametrickú optimalizáciu a rýchle modelovanie a následne návrh a analýza prvkov. Ďalej sa venuje aj dynamickej analýze pomocou step (krokovej) analýzy na simuláciu reálnych situácií v reálnom čase. Rôzne prípadové štúdie demonštrujú tieto pokročilé metódy, pričom ukazujú praktické aplikácie a jeho výhody v efektívnosti pri projekčných prácach. Tento komplexný prístup umožňuje inžinierom dosiahnuť presnejšie, efektívnejšie a environmentálne priaznivejšie návrhy.

A4

1 ÚVOD

Moderné stavebné inžinierstvo čelí rastúcim požiadavkám na efektívnosť, presnosť a rýchlosť návrhu betónových konštrukcií. V tomto kontexte zohrávajú metódy konečných prvkov (MKP) kľúčovú úlohu pri analýze komplexného správania sa konštrukcií pod rôznymi zaťažzeniami. Nelineárna analýza v rámci MKP umožňuje zohľadniť reálne materiálové vlastnosti betónu a jeho nelineárne správanie, čo vedie k presnejším výsledkom a bezpečnejším návrhom.

Time-history analýza a analýza nárazov v MKP sú dôležitými nástrojmi pre dynamickú analýzu, ktoré umožňujú sledovať odozvu konštrukcie na časovo premenlivé zaťaženia a simulovať interakciu medzi pohybujúcimi sa objektmi a konštrukciou. Parametrické modelovanie s využitím vizuálneho programovacieho prostredia, akým je napríklad Grasshopper alebo Dynamo, prináša inovatívny prístup k tvorbe a úprave modelov, umožňujúc rýchlu modifikáciu geometrie a vlastností na základe vstupných parametrov. To výrazne urýchľuje proces návrhu a umožňuje efektívnejšie hľadanie optimálnych riešení. Multiparametrická optimalizácia, využívajúca evolučné algoritmy, je efektívnym nástrojom na zlepšenie návrhu konštrukcií prostredníctvom súčasnej optimalizácie viacerých kritérií, ako sú náklady, hmotnosť, odolnosť či environmentálne dopady.

Cieľom tohto článku je predstaviť tieto moderné metódy a ich praktické aplikácie v návrhu a analýze betónových konštrukcií. Poskytneme prehľad o ich využití v rôznych prípadoch a ukážeme, ako môžu stavebným inžinierom pomôcť pri riešení komplexných úloh v súčasnej praxi.

¹ Ing. PhD., ConIS, s.r.o., Jurská 13770/25, 831 02 Bratislava, tel.: 0907900746, e-mail: kamil.laco@conis.sk

2 Parametrické modelovanie murovaného komína

2.1 Využité programy a metódy

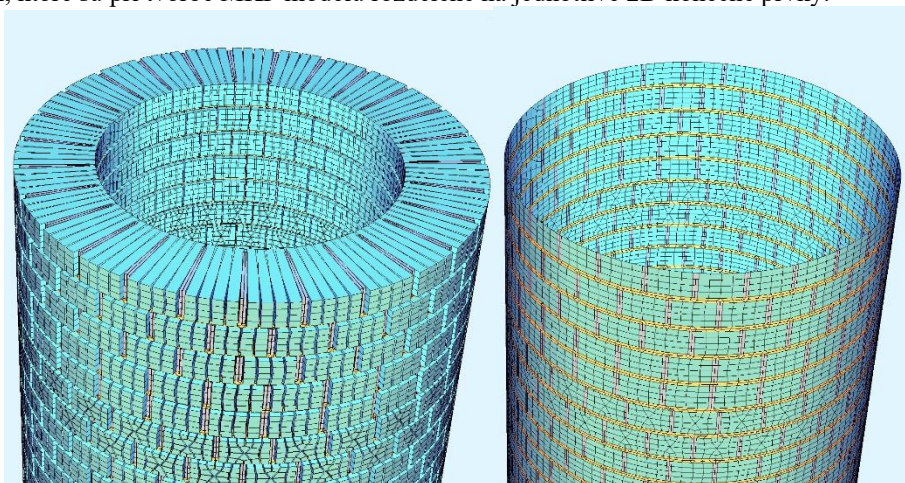
V tejto úlohe sme sa zamerali na parametrické modelovanie murovaného komína s využitím vizuálneho programovacieho prostredia Grasshopper, ktoré je rozšírením softvéru Rhinoceros 3D. Grasshopper umožňuje tvorbu generatívnych algoritmov pre 3D modelovanie, čo je ideálne pre parametrické návrhy. Na základe vstupných parametrov sa automaticky generuje 3D MKP model komína.

Pre statickú a nelineárnu analýzu sme použili softvér SOFiSTiK, ktorý implementuje metódu konečných prvkov (MKP). SOFiSTiK umožňuje zohľadnenie materiálových a geometrických nelinearit, ako aj efekt druhého rádu (P- Δ efekt).

2.2 Vstupné parametre a generovanie modelu

Vstupné parametre geometrie komína zahŕňajú: horný a dolný polomer komína, celkovú výšku komína, rozmery tehál: dĺžka, výška a šírka, maximálne hrúbky škár: vertikálnych a horizontálnych, materiálové vlastnosti ako sú pevnosti tehál a malty (pre náš prípad určené na základe laboratórnych skúšok)

Grasshopper na základe týchto parametrov generuje detailný 3D model komína vrátane rozloženia tehál a škár. Model je následne exportovaný do SOFiSTiK-u vo forme analytických plôch, ktoré sú pri tvorbe MKP modelu rozdelené na jednotlivé 2D konečné prvky.



Obr. 1: Numerický model komína – horná časť
(analytické zobrazenie (vpravo) a render (vľavo))

2.3 Zaťaženie a analýza

Zaťaženie od vlastnej tiaže je automaticky generované na základe geometrie a materiálových vlastností modelu. Zaťaženie vetrom bolo aplikované variabilne po výške komína, pričom sa rozdelilo na náveternú stranu, vystavenú tlaku vetra a záveternú stranu, kde pôsobí sanie.

Výpočet zaťaženia vetrom bol vykonaný v súlade s normou STN EN 1991-1-4 a realizovaný v externom programe Microsoft Excel. Vypočítané hodnoty boli následne importované do modelu cez zadanie v Grasshoppery.

Nelineárna analýza sa vykonala s ohľadom na materiálové charakteristiky pre príslušné návrhové nelineárne kombinácie pre posúdenie únosnosti a nelineárne kombinácie pre posúdenie priehybov z charakteristickej kombinácie. Analýza zohľadňovala materiálové a geometrické nelinearity vrátane P- Δ efektu.

2.4 Uplatnenie v praxi

Táto metodika umožňuje rýchle a efektívne vytváranie presných modelov murovaných komínov s rôznymi geometrickými a materiálovými parametrami. V praxi to znamená, že pri zmene vstupných parametrov (napríklad geometrie alebo materiálových vlastností) je možné získať nový výpočtový model v priebehu sekúnd a následne výsledky v priebehu niekoľkých hodín. To výrazne urýchľuje proces návrhu, umožňuje rýchle posúdenie rôznych variantov a optimalizáciu návrhu podľa konkrétnych požiadaviek.

2.5 Zložitosť úlohy a náročnosť na výpočtovú techniku

- Generovanie konečných prvkov: Tento proces bol časovo najnáročnejší, trval približne 2,5 hodiny. Dôvodom je komplexnosť geometrie a detailnosť modelu, ktorý obsahuje veľké množstvo 2D prvkov reprezentujúcich tehly a škáry.
- Nelineárna analýza: Samotný výpočet trval približne 15 minút na počítači s 32-jadrovým procesorom. Tento čas je prijateľný vzhľadom na rozsah a komplexnosť úlohy.

2.6 Výhody použitého prístupu

- Rýchla reakcia na zmeny: Pri zmene vstupných parametrov je možné rýchlo vygenerovať nový model a vykonať analýzu.
- Detailná presnosť: Modelovanie jednotlivých tehál a škár umožňuje presnejšiu analýzu napätí a deformácií.
- Efektivita: Automatizácia procesu modelovania a analýzy šetrí čas a minimalizuje možnosť vzniku chýb pri manuálnom zadávaní.

Táto úloha demonštruje potenciál parametrického modelovania a pokročilých výpočtových metód pri návrhu a posudzovaní murovaných konštrukcií s detailným zohľadnením jednotlivých murovacích prvkov aj maltových škár.

3 Simulácia nárazu vozidla do betónového zvodidla

3.1 Numerický model

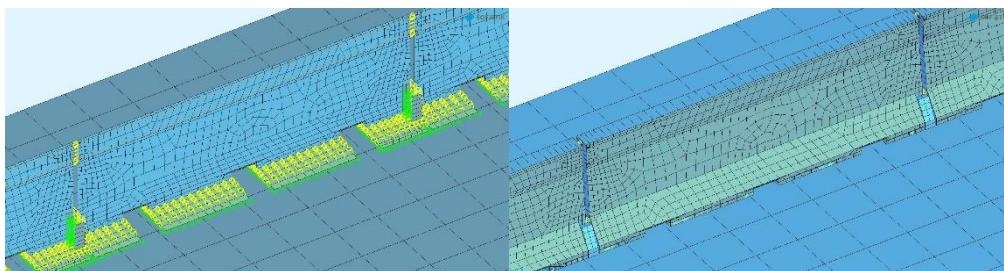
Variety zvodidiel:

- Klasické zvodidlo s tiahlom v hornej časti, spojené oceľovým zámkom v tvare háku s výškou 200 mm.
- Zvodidlo so šmykovou zarážkou, ktoré obsahuje dodatočnú šmykovú zarážku v dolnej časti pre lepší prenos nárazových síl medzi susednými segmentmi.

Modelovanie:

- Zvodidlá: 2D prvky s variabilnou hrúbkou pre správne rozloženie hmoty a tuhosti.
- Tiahla: 1D prvky reprezentujúce priebežné výstužné prúty, priamo spojené so zvodidlom.
- Zámok: Tuhá väzba prenášajúca iba ťahové sily v horizontálnom smere.
- Podopretie: Nelineárne pružinové elementy prenášajúce tlak a priečne sily so zohľadnením trenia, simulujúce interakciu so základom.

- Vozidlo: 1D prvky so štvorcovým prierezom pre dosiahnutie požadovanej hmotnosti a rozloženia, podopreté pružinami pre simuláciu interakcie s vozovkou.
- Náraz: Kontaktné pružiny na koncoch náprav vozidla pre simuláciu interakcie so zvodidlom vrátane nelineárneho správania a trenia.



Obr. 2: Detailný pohľad na zvodidlo numerického modelu nárazovej skúšky – zvodidlo s konzolami (analytické zobrazenie (vľavo) a render (vpravo))

3.2 Zaťaženie a analýza

Analýza nárazu bola vykonaná ako nelineárna dynamická analýza so zohľadnením geometrických a materiálových nelinearit. Kľúčové nastavenia zahŕňali:

- Časový krok: 0,01 sekundy
- Počet krokov: 120 pre celý časový priebeh
- Theta parameter: 0,70 pre numerické tlmenie a stabilizáciu riešenia
- Konvergenčné tolerancie: Dynamicky nastavené pre zabezpečenie presnosti výsledkov

Materiálové vlastnosti:

- Betón zvodidiel: Trieda C35/45 podľa normy
- Výstuž: Oceľ B500B pre zvodidlá a tiahla
- Oceľ zámkov: Konštrukčná oceľ S355

3.3 Výsledky a uplatnenie v praxi

Porovnanie variantov zvodidiel ukázalo, že zvodidlo so šmykovou zarážkou má nižšie napätia vo výstuži na koncoch zvodidla, menšie šírky trhlin v betóne, znížené sily v tiahloch a zámkoch a lepší prenos nárazových síl medzi segmentmi zvodidiel. Klasické zvodidlo má vyššie napätia a väčšie deformácie, čo môže viesť k nižšej odolnosti pri náraze.

Metodika umožňuje inžinierom optimalizovať návrh zvodidiel ešte pred realizáciou. Výsledky prispievajú k zlepšeniu bezpečnosti cestnej infraštruktúry.

3.4 Zložitosť úlohy a náročnosť na výpočtovú techniku

- Vytvorenie numerického modelu: Pre túto úlohu je potrebné vždy vytvárať geometriu pre konkrétne zvodidlo samostatne. Pre vystihnúť čo najlepšieho správania konštrukcie pri time-history analýze je potrebné správne modelovanie a nastavenie okrajových podmienok ako aj materiálových charakteristík
- Nelineárna analýza: Samotná analýza pozostáva zo 120 krokov s časovým krokom 0,01 s. Vzhľadom na tento fakt a počet konečných prvkov analýza nárazu trvá 1,6 hod na 32 jadrovom procesore.
- Správnosť riešenia: Pre zabezpečenie konvergenzie a spoľahlivosti výsledkov musia byť nastavenia tlmenia a pružín kalibrované podľa predchádzajúcich nárazových skúšok.

Táto kapitola ilustruje, ako pokročilé metódy nelineárnej dynamickej analýzy môžu byť efektívne využité pri hodnotení a optimalizácii bezpečnostných prvkov v stavebnom inžinierstve, čím prispievajú k zvýšeniu bezpečnosti a spoľahlivosti konštrukcií v reálnych podmienkach.

4 Dynamická analýza indukovaného zaťaženia na stropnej doske pre výpočet medzných zrýchlení pozorovanej dosky

4.1 Využitie programy a metódy

V tejto úlohe sme sa zaoberali dynamickou analýzou kmitania nosnej konštrukcie podzemných podlaží parkovacieho státia administratívnej budovy. Cieľom bolo určiť, či pri frézovaní hornej hrany stropnej dosky nad 3. podzemným podlažím (3.PP) nedôjde k prekročeniu medzného zrýchlenia 0,25 g na stropnej doske nad 2.PP, kde sa nachádza serverovňa.

Na analýzu sme použili softvér SOFiSTiK. Steny a dosky boli modelované pomocou 2D konečných prvkov, stĺpy pomocou 1D prvkov. Okrajové podmienky boli nastavené ako votknutie pre spodné steny a stĺpy, a votknutie s uvoľneným zvislým posunom pre horné steny a stĺpy.

4.2 Vstupné parametre a vytváranie modelu

Pred začiatkom analýzy sme vykonali nulté meranie zrýchlenia fréz, ktoré mali byť použité pri prácach. Merali sme priemerné hodnoty zrýchlenia, maximálne lokálne výchylky na strojoch a kontrolné merania na stropnej doske v blízkosti stroja. Najvýraznejší zdroj kmitania bol brúsny stroju s frekvenciou 11 Hz, hmotnosťou 175 kg a zrýchlením 20 m/s².

Na analýzu bol vytvorený numerický model dotknutých podlaží a tak boli modelované len stropy nad 3.PP a 2.PP a steny od 3.PP po 1.PP. Materiálové charakteristiky betónu triedy C25/30 a výstuže boli definované podľa normy STN EN 1992-1-1. Výstuž stropných dosiek bola upravená podľa reálne použitých tried ocele, s korekciou plochy výstuže na základe pomeru medzi kľuz.

4.3 Zaťaženie a analýza

Použili sme krokovú/time-history analýzu, kde sa výsledky zaznamenávali v každej štvrt' perióde, pričom výpočet prebiehal v osminách periódy. Každý zaťažovací stav nadväzoval na predchádzajúci, čo umožnilo sledovať postupné kumulovanie účinkov zaťaženia. Pre každú polohu sme vytvorili 32 nadväzujúcich zaťažovacích stavov, reprezentujúcich 8 plných periód (pri 11 Hz približne 0,727 s). Vzhľadom na veľkosť dynamického zaťaženia bola dynamická analýza prevedená pomocou lineárneho výpočtu na MKP modeli s redukovanými tuhosťami.

Harmonické kmitanie bolo aplikované v bodoch na stropnú dosku nad 3.PP podľa údajov z merania. Zaťaženie od vlastnej tiaže bolo automaticky zahrnuté; počas prác sa v danom mieste nepredpokladalo úžitkové zaťaženie.

Testovali sme rôzne prístupy vrátane nelineárnych charakteristík a zmenšovania tuhosti stropov. Skúmali sme vplyv kmitania v jednom a dvoch bodoch, vrátane rôznych fázových posunov medzi zdrojmi kmitania.

4.4 Výsledky a uplatnenie v praxi

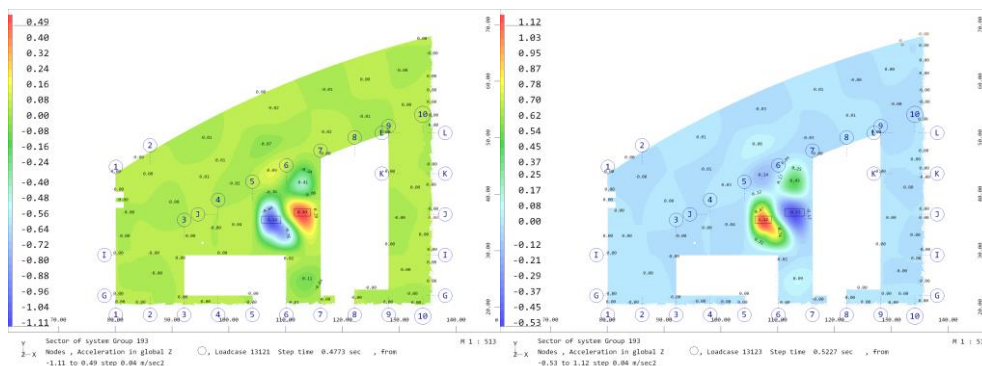
Hlavné zistenia:

- Maximálne zrýchlenie na stropnej doske nad 2.PP (pod serverovňou) dosiahlo hodnotu iba 0,152 m/s², čo je výrazne pod medznou hodnotou 2,5 m/s² (0,25 g).
- Ani na stropnej doske nad 3.PP, kde pôsobilo zaťaženie od fréz, neboli zaznamenané vysoké hodnoty zrýchlenia.

- Kombinácia dvoch miest pôsobenia zaťaženia bez fázového posunu spôsobila najvyššie zrýchlenia, avšak stále nedosiahla kritické hodnoty.

Praktické implikácie:

- Výsledky analýzy potvrdili, že použitie ťažkých mechanizmov pri úpravách stropnej dosky nad 3.PP neovplyvní negatívne serverovňu na 2.PP.
- Umožnili bezpečné plánovanie prác bez potreby dodatočných opatrení na zníženie vibrácií.
- Počas realizácie prác bol nainštalovaný monitoring zrýchlení, ktorý potvrdil výsledky numerickej analýzy.



Obr. 3: Vybrané výsledky z kmitania v polohe 1

4.5 Zložitosť úlohy a náročnosť na výpočtovú techniku

- Vytvorenie numerického modelu: Pre túto úlohu bol vytvorený numerický model podľa reálnej konštrukcie. Vzhľadom na to že sa na tejto doske realizovali aj diagnostické práce a merania materiálových charakteristík, ale aj zameranie trhlín, bolo možné numerický model odladiť tak aby vystihoval skutočné pôsobenie konštrukcie.
- Nelineárna analýza: Samotná analýza jednej polohy pozostávala z 32 krokov reprezentujúcich 8 plných periód a teda v našom prípade 11 Hz to predstavuje časový úsek 0,727 s. Počet možných polôh umiestnenia fréz bolo 188. Celková analýza všetkých polôh a kombinácií trvala 28 hod na 32 jadrovom procesore.
- Správnosť riešenia: Nastavenie časových krokov a postupné nadväzovanie zaťažovacích stavov zabezpečilo stabilné a spoľahlivé výsledky.
- Validácia: Porovnanie s reálnymi meraniami potvrdilo správnosť a presnosť použitej metodiky.

Táto kapitola demonštruje efektívne využitie dynamickej analýzy pri posudzovaní vplyvu indukovaného zaťaženia na existujúce konštrukcie. Pokročilé výpočtové metódy umožňujú presnú predikciu správania sa konštrukcie pod dynamickým zaťažením, čo je kľúčové pre bezpečné a ekonomické plánovanie stavebných prác v citlivých oblastiach.

5 Nástroj pre optimalizáciu prefabrikovaného rámu halovej konštrukcie

5.1 Využitie programy a metódy

V tejto kapitole predstavujeme nástroj na optimalizáciu prefabrikovaného rámu halovej konštrukcie, pracujúcim na báze vizuálneho programovacieho prostredia Grasshopper v kombinácii so softvérom SOFiSTiK. Grasshopper slúži na generovanie parametrickeho modelu

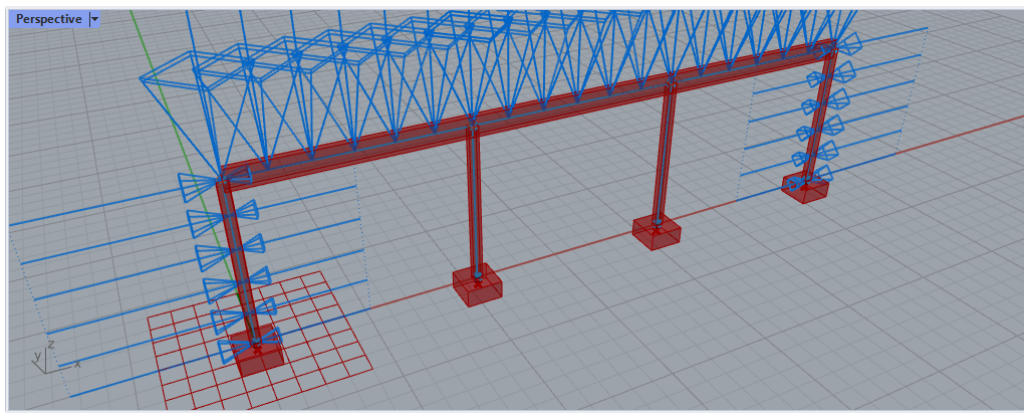
rámu a tiež na riadenie procesu optimalizácie. Na optimalizáciu sme použili doplnok Octopus, ktorý implementuje evolučný algoritmus HypE (Hypervolume Estimation Algorithm) vyvinutý na ETH Zürich.

5.2 Vstupné parametre a vytváranie modelu

Parametrický model rámu je zostavený na základe týchto parametrov:

- Geometrické parametre - výška a šírka rámu, počet polí rámu, rozstup rámov, šírka a výška stĺpov a nosníkov
- Statická schéma - nosníky sú klbovo uložené na stĺpoch, stĺpy sú votknuté do základov.
- Zaťaženia – zadané ako plošné zaťaženia, prepočítané na líniové prostredníctvom parametra vzájomnej vzdialenosti rámov. Uvažované sú zaťaženie vetrom v priečnom, stále zaťaženie na streche a zaťaženie snehom na streche

Grasshopper generuje MKP model rámu na základe zadaných parametrov. Následne sú v SOFiSTiK-u naskriptované jednotlivé kroky výpočtu.



A4

Obr. 4: Parametrický model v perspektívnom zobrazení v programe Rhinoceros

5.3 Numerická analýza a optimalizácia

Súčasťou parametrického zadania v programe Grasshopper sú naprogramované kroky pre MKP výpočet. Nastavené sú nasledujúce kroky:

1. Lineárna analýza zaťažovacích stavov
2. Superpozícia zaťažovacích stavov pre normové kombinácie:
 - Medzné stavy únosnosti (MSÚ)
 - Medzné stavy použiteľnosti (MSP)
3. Posúdenie prvkov na základe MSÚ a MSP
4. Výpočet hmotností betónu a výstuže podľa výsledkov posúdenia
5. Export výsledkov z databázy SOFiSTiK späť do Grasshopperu

Pre takto nastavený parametrický výpočet rámu môže byť implementovaná multiparametrická optimalizácia. Pre tento účel bol použitý doplnok Octopus. Ako premenné parametre (gény) boli nastavené: šírka a výška stĺpov a nosníkov, počet polí a trieda betónu (s parametrom CO₂ emisií a ceny). Ako kritériá optimalizácie boli vybrané výstupné parametre: cena (náklady na materiál),

priehyb nosníkov a emisie CO₂. Výpočet ceny bol na základe jednotkových cien ocele a betónu a hmotností získaných z numerického výpočtu.

5.4 Výsledky a uplatnenie v praxi

Efektivita nástroja:

- Na 64-jadrovom procesore trvá jeden výpočtový krok (výpočet rámu) približne 2,6 sekundy.
- Za 30 minút optimalizácie je možné vyhodnotiť približne 692 kombinácií.
- Po ukončení optimalizácie môže užívateľ v 3D grafe (s osami cena, CO₂ a priehyb) vybrať najvhodnejšie riešenie podľa svojich preferencií.

Praktické prínosy:

- Rýchla generácia rôznych návrhových variantov.
- Optimalizácia konštrukcie z hľadiska nákladov, použiteľnosti a environmentálneho vplyvu.
- Flexibilita pri zmene vstupných parametrov a okamžitá aktualizácia modelu a výsledkov.
- Podpora rozhodovania pri návrhu prefabrikovaných rámov pre halové konštrukcie.

Zložitosť úlohy a náročnosť na výpočtovú techniku:

- Výpočtová náročnosť: Vysoký počet variantov vyžaduje značný výpočtový výkon; použitie 64-jadrového procesora umožňuje efektívnu optimalizáciu v rozumnom čase.
- Automatizácia procesu: Skriptovanie výpočtových krokov v SOFiSTiK-u a ich integrácia s Grasshopperom znižuje manuálnu prácu a riziko chýb.
- Evolučné algoritmy: Použitie HypE redukcie umožňuje efektívne prehľadávanie veľkého množstva možných riešení a hľadanie optimálnych variantov podľa viacerých kritérií.

Táto kapitola ukazuje, ako moderné nástroje pre parametrické modelovanie a multiparametrickú optimalizáciu môžu výrazne zefektívniť návrh prefabrikovaných rámov. Kombinácia Grasshopperu, SOFiSTiK-u a evolučných algoritmov umožňuje inžinierom rýchlo a efektívne nájsť optimálne riešenia z hľadiska nákladov, funkčnosti a environmentálnych aspektov, čo je kľúčové v súčasnej stavebnej praxi.

6 Multiparametrická optimalizácia rotačnej tuhosti styku prefabrikovanej obdĺžnikovej steny

6.1 Využitie programy a metódy

V tejto kapitole sa zaoberáme multiparametrickou optimalizáciou rotačnej tuhosti styku prefabrikovanej obdĺžnikovej steny. Podobne ako v predchádzajúcej úlohe sme využili vizuálne programovacie prostredie Grasshopper v kombinácii so softvérom SOFiSTiK. Grasshopper slúžil ako hlavné rozhranie pre výmenu dát a parametrické modelovanie steny. Na optimalizáciu sme opäť použili doplnok Octopus, ktorý implementuje evolučný algoritmus HypE.

6.2 Vstupné parametre a vytváranie modelu

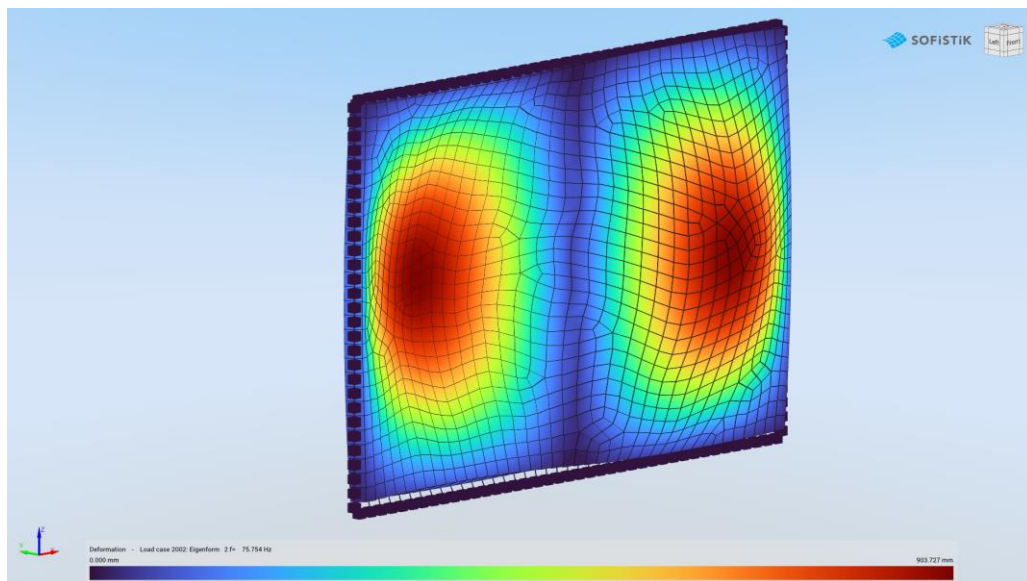
Parametrický model rámu je zostavený na základe týchto parametrov:

- Geometrické parametre - šírka a výška steny, hrúbka steny
- Okrajové podmienky - tuhé podopretie pre posuny po celom obvode steny a rotačné pružiny po obvode s nastaviteľnou rotačnou tuhosťou v smere okraja.

- Materiálové charakteristiky – v našom prípade určené pomocou nedeštruktívnej metódy merania pomocou Schmidtovho kladivka, no je možné zadať aj normové hodnoty

Stena je modelovaná pomocou 2D konečných prvkov a vo výpočtovom programe je nastavenie pre výpočet prvých piatich vlastných tvarov (vlastné frekvencie) a samozrejme export týchto výsledkov z databázy späť.

Grasshopper generuje parametrický model steny na základe uvedených vstupných parametrov, pričom umožňuje meniť rotačnú tuhosť pružín po obvode steny.



Obr. 4: Druhý vlastný tvar kmitania steny pri zvolených rotačne tuhostných parametroch

6.3 Zaťaženie a analýza

Pred samotnou analýzou bolo realizované meranie vlastných tvarov steny. Vykonané bolo pomocou série akcelerometrov umiestnených na povrchu steny. Na určenie vlastných frekvencií z nameraných dát bola použitá Fourierova transformácia.

Cieľom analýzy bolo nastaviť rotačné tuhosti pružín tak, aby sa vypočítané vlastné frekvencie čo najviac zhodovali s nameranými hodnotami pre prvých päť vlastných tvarov.

Obdobne ako v predchádzajúcej kapitole bol pre optimalizáciu použitý doplnok Octopus. Ako premenné parametre (gény) boli nastavené: Štyri rotačné tuhosti pružín po obvode steny (každá strana steny môže mať odlišnú tuhosť). Jediné kritérium optimalizácie bolo minimalizácia rozdielu medzi vypočítanými a nameranými vlastnými frekvenciami pre každý z piatich vlastných tvarov (celkovo tak 5 kritérií). Evolučný algoritmus iteratívne mení hodnoty rotačných tuhostí pružín. Cieľom je nájsť kombináciu tuhostí, ktorá poskytuje najlepšiu zhodu s nameranými dátami..

6.4 Výsledky a uplatnenie v praxi

Hlavné zistenia:

- Optimalizované rotačné tuhosti pružín umožnili dosiahnuť vysokú zhodu medzi vypočítanými a nameranými vlastnými frekvenciami.

- Presné určenie okrajových podmienok (rotačných tuhostí) je kľúčové pre správnu dynamickú analýzu prefabrikovaných stien.
- Výsledky poskytujú reálnejší model správania sa steny, čo je dôležité pre návrh a posúdenie konštrukcie z hľadiska dynamických účinkov.

Praktické prínosy:

- Kalibrácia modelu: Umožňuje nastaviť numerický model tak, aby čo najlepšie odrážal skutočné správanie konštrukcie.
- Zlepšenie návrhu: Presnejší model umožňuje optimalizovať návrh stykov a detailov prefabrikovaných prvkov.
- Úspora nákladov: Lepšie porozumenie dynamického správania môže viesť k efektívnejšiemu využitiu materiálov a zníženiu nadmerných bezpečnostných rezerv.

Zložitosť úlohy a náročnosť na výpočtovú techniku:

- Výpočtová náročnosť: Optimalizácia rotačných tuhostí pre viacero vlastných tvarov je komplexná úloha, ktorá vyžaduje značný výpočtový výkon, no pri čase 3,1 s pre 1 kombináciu tuhostných parametrov je potrebný čas optimalizácie možný do hodiny
- Automatizácia procesu: Integrácia Grasshopperu s SOFiSTiK-om a použitie evolučných algoritmov v Octopuse umožnila automatizovať proces optimalizácie a znížiť časovú náročnosť.
- Validácia modelu: Porovnanie s reálnymi meraniami je nevyhnutné pre overenie presnosti numerického modelu.

Táto kapitola demonštruje, ako môže multiparametrická optimalizácia a pokročilé výpočtové metódy prispieť k lepšiemu pochopeniu a modelovaniu dynamického správania prefabrikovaných konštrukcií. Využitie nedeštruktívnych meracích metód v kombinácii s parametrickým modelovaním a optimalizáciou umožňuje inžinierom vytvárať presnejšie a efektívnejšie návrhy, čo je kľúčové pre bezpečnosť a ekonomiku stavebných projektov.

7 ZÁVERY

V tomto článku sme predstavili moderné metódy modelovania a analýzy betónových konštrukcií s využitím metódy konečných prvkov a parametrického modelovania v prostredí vizuálneho programovacieho prostredia. Prostredníctvom praktických príkladov, ako sú modelovanie murovaného komína, optimalizácia prefabrikovaného rámu a rotačnej tuhosti styku steny, sme ukázali, ako tieto nástroje umožňujú efektívne generovať komplexné modely, vykonávať multiparametrickú optimalizáciu a dosiahnuť presnejšie a ekonomickejšie návrhy.

Dynamické analýzy, vrátane simulácie nárazu vozidla do zvodidla a analýzy indukovaného zaťaženia na stropných doskách, zdôraznili význam pokročilých výpočtových metód pri hodnotení bezpečnosti a spoľahlivosti konštrukcií pod dynamickým zaťažením. Využitie nelineárnych a časovo závislých analýz poskytuje hlbší pohľad do správania sa konštrukcií, čo umožňuje inžinierom prijímať informovanejšie rozhodnutia.

Celkovo prezentované metódy prispievajú k zvýšeniu efektivity pracovných procesov, úspore času a nákladov, ako aj k zlepšeniu kvality a udržateľnosti návrhov. Implementácia pokročilých výpočtových techník a parametrického modelovania do praxe stavebných inžinierov prináša konkurenčnú výhodu a podporuje inováciu v odvetví.

Literatúra

[1] STN EN 1992-1-1 : *Navrhovanie betónových konštrukcií*. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava, 2006.

DEFORMAČNÍ CHARAKTERISTIKY OHÝBANÉHO BETONOVÉHO NOSNÍKU VYZTUŽENÉHO FRP VÝZTUŽÍ

Kateřina Mrkvová¹ – David Vašátko² – František Girgle³ – Petr Štěpánek⁴

ABSTRAKT

Navrhování betonových konstrukcí vyztužených nekovovou kompozitní výztuží (Fiber Reinforced Polymer – FRP) se stává stále běžnější záležitostí. Možnost využití výztuže ze skleněných či uhlíkových vláken při návrhu nových betonových konstrukcí je zahrnuto i v nové generaci Eurokódů. Zatímco chování staticky určitých betonových konstrukcí s touto odolnou výztuží je již dobře známé a z velké míry prozkoumané, je třeba vzít v úvahu, že v praxi se vyskytují především staticky neurčité konstrukce, jako jsou spojité nosníky nebo desky. V případě tradiční ocelové výztuže lze u těchto prvků předpokládat přerozdělení ohybových momentů a při ekonomickém návrhu použít princip lineárně pružného chování s omezenou redistribucí. Tento přístup však nová generace Eurokódu nebo např. ACI 440.1R-15 v případě použití FRP výztuže v konstrukci nedoporučuje, a to s ohledem na nižší tuhost materiálu a jeho lineárně-pružné chování až do porušení.

Na základě omezeného množství studií a experimentů provedených celosvětově na téma redistribuce ohybových momentů však existuje předpoklad, že přerozdělení ohybových momentů může nastat i u staticky neurčitých konstrukcí vyztužených FRP výztuží. Cílem článku je proto představit výsledky analytické studie chování ohýbaného betonového průřezu vyztuženého FRP výztuží a ukázat potenciál pro přerozdělení vnitřních sil. Článek prezentuje obdržené výsledky, deformační charakteristiky definovaného průřezu a možnou aplikaci získaných výsledků na spojitý betonový nosník o dvou polích. Hlavní důraz je kladen na pracovní diagram betonu a jeho vliv na deformační charakteristiky, zejména na vztah mezi ohybovým momentem a křivostí.

1 ÚVOD

Redistribuce ohybových momentů na staticky neurčité konstrukci, jako je i spojitý nosník, zvyšuje flexibilitu návrhu, umožňuje efektivnější využití materiálu a optimalizaci konstrukce bez výrazného navýšení nákladů. Spojitost konstrukce umožňuje přerozdělení vnitřních sil z míst koncentrovaného zatížení do sousedních částí konstrukce. Obvykle se aplikuje úprava průběhu ohybových momentů nad podporou, které jsou přerozděleny do oblasti ohybových momentů v poli dle principu zachování rovnováhy konstrukce. U konstrukcí s ocelovou výztuží je díky pružno-plastickému chování oceli možné předpokládat určitou redistribuci a při návrhu využít princip lineárně pružné analýzy s omezenou redistribucí [1].

¹ Ing., Fakulta stavební VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, 60200, Brno, tel.: +420 541147853, e-mail: Katerina.Mrkvova@vutbr.cz

² Ing., Fakulta stavební VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, 60200, Brno, tel.: +420 541147861, e-mail: David.Vasatko@vut.cz

³ doc. Ing. Ph.D., Fakulta stavební VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, 60200, Brno, tel.: +420 541147852, e-mail: Frantisek.Girgle@vut.cz

⁴ prof. RNDr. Ing. CSc., Fakulta stavební VUT v Brně, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, 60200, Brno, tel.: +420 541147848, e-mail: petr.stepanek@vut.cz

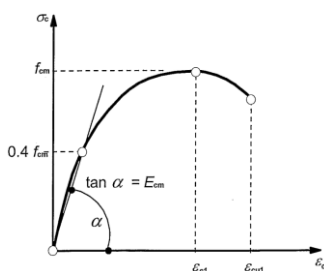
Kompozitní FRP výztuž však plastickou větev pracovního diagramu postrádá a má tendenci selhávat křehce, bez varování. Současné normy, jako ACI 440.1R-15 [2] a nová generace Eurokódu [11], s ohledem na nižší tuhost materiálu a lineárně pružné chování až do okamžiku porušení nedoporučují uvažovat redistribuci momentů při návrhu staticky neurčitých konstrukcí s FRP výztuží.

Existují však experimenty ([3]-[8]), které ukazují, že i u FRP vyztužených konstrukcí může dojít k redistribuci momentů, zejména při určité konfiguraci výztuže. Analytické studie spojitých nosníků s FRP výztuží ([9]-[10]) ověřovaly stávající výpočetní postupy ve srovnání s již existujícími experimenty. Přesto neexistuje jednotný předpis pro zohlednění redistribuce ohybových momentů u konstrukcí s FRP. První krok ke správnému předpovězení redistribuce ohybových momentů je správné stanovení deformačních charakteristik betonového průřezu s FRP výztuží. Tento článek se však zaměřuje pouze na vybranou část problematiky a nezahrnuje variabilitu materiálových charakteristik a geometrie.

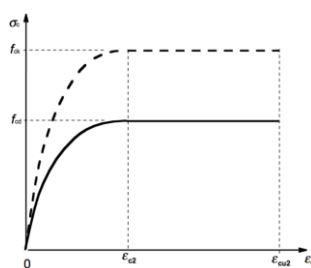
2 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONU A FRP VÝZTUŽE

K popisu chování jednotlivých materiálů slouží pracovní diagram, který udává závislost napětí na přetvoření. Pro beton v tlaku lze použít diagram definovaný vztahy v Eurokódu 1992-1-1 [1] (**Obr. 1a**) nebo idealizované pracovní diagramy (parabolicko-rektangulární **Obr. 1b** nebo bilineární **Obr. 1c**). Účinnost betonu v tahu plně zanedbáme.

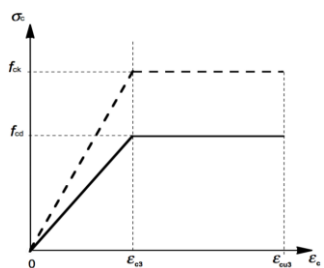
A4



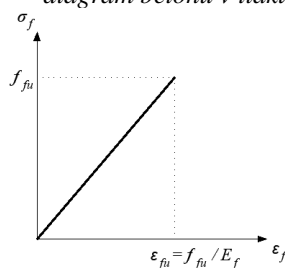
a) Obecný pracovní diagram betonu v tlaku



b) Parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu v tlaku



c) Bilineární pracovní diagram betonu v tlaku



d) Pracovní diagram FRP výztuže

Obr. 1: Pracovní diagramy betonu [1] a FRP výztuže

FRP výztuž je charakteristická lineárním nárůstem pevnosti s rostoucím přetvořením až do přetržení. V pracovním diagramu tak oproti klasické ocelové výztuži chybí plastická větev a Hookův zákon je platný v celém jeho rozsahu (**Obr. 1d**).

3 ANALYTICKÝ MODEL BETONOVÉHO PRŮŘEZU S FRP VÝZTUŽÍ

Chování betonového nosníku s FRP výztuží v ohybu lze popsat závislostí ohybového momentu na přetvoření (křivosti). Pro sestavení tohoto modelu je variabilně voleno přetvoření v tlacených vláknech betonu a určením odpovídající ohybové únosnosti.

Pro různé hodnoty přetvoření v tlacených vláknech průřezu ε_c lze vypočítat přetvoření všech částí průřezu, včetně výztuže, za předpokladu zachování rovinnosti průřezu.

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot |x - x_i|, \quad (1)$$

kde ε_i je přetvoření i -té vrstvy průřezu, x je poloha neutrálné osy a x_i je vzdálenost i -té vrstvy od tlacenoho líce průřezu. Při dokonalé soudržnosti mezi výztuží a betonem se obdobně dopočítá přetvoření ve vrstvě odpovídající poloze výztuže. Síly v průřezu jsou stanoveny pomocí pracovních diagramů materiálů. Tlacená část průřezu se rozdělí na n proužků, kdy pro těžiště každého proužku je spočítáno odpovídající napětí a tlaková síla betonu.

$$F_c = \sum_{i=1}^n f_{c,i} \cdot A_i = \sum_{i=1}^n f_{c,i} \cdot h_i \cdot b, \quad (2)$$

kde $f_{c,i}$ je napětí v i -té vrstvě betonu, h_i je výška i -té vrstvy ($h_i = x/n$) a b je šířka průřezu.

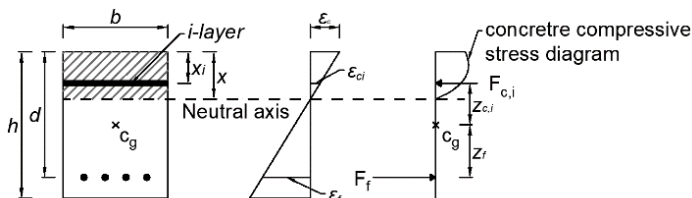
Obdobně, dle známého přetvoření, stanovíme také sílu v tažené výztuži:

$$F_f = A_f \cdot \varepsilon_f \cdot E_f, \quad (3)$$

kde f_f je tahové napětí ve výztuži, ε_f je přetvoření ve výztuži a E_f je modul pružnosti výztuže.

Polohu neutrálné osy stanovíme iteračním způsobem tak, aby byla zachována silová rovnováha. Momentová únosnost odpovídá stavu, kdy beton v tlaku selže nebo dojde k přetržení FRP výztuže. Moment na mezi únosnosti je stanoven pomocí podmínky k těžišti průřezu, kdy z_c a z_f představují vzdálenost od těžiště průřezu k těžišti tlacenoho betonu, resp. k těžišti výztuže.

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n F_{c,i} \cdot z_{c,i} + F_f \cdot z_f \quad (4)$$



Obr. 2: Betonový průřez s FRP výztuží – přetvoření, napětí and síly

Numerická analýza byla provedena v programu MATLAB pro tři různé pracovní diagramy betonu v tlaku, přičemž beton v tahu byl vyloučen. Byl zvolen obdélníkový průřez $0,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ podle experimentu [8]. Vyztužení zahrnovalo taženou výztuž $5\emptyset 16$ s účinnou výškou $0,442 \text{ m}$, což odpovídá stupni vyztužení $\rho = 1,06 \%$ (nižší než balanční stupeň $\rho_{fb} = 1,28 \%$). Materiálové charakteristiky byly převzaty z experimentu [8] a jsou shrnuty v **Tab. 1**.

Tab. 1: Materiálové vlastnosti vstupující do výpočtu

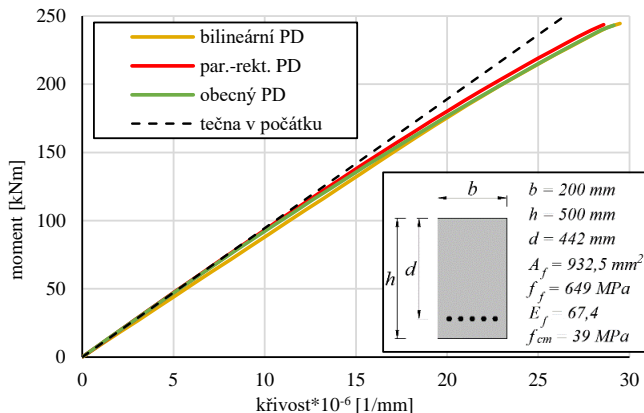
FRP			beton		
tahová pevnost	[MPa]	649	pevnost v tlaku	[MPa]	39
modul pružnosti	[GPa]	67,1	modul pružnosti	[GPa]	38
mezní přetvoření v tahu	[‰]	9,67			

4 ZÁVISLOST MOMENTU A KŘIVOSTI

Chování betonového průřezu s FRP výztuží lze popsat závislostí mezi ohybovým momentem a křivostí průřezu. Křivost, vyjádřená jako poměr přetvoření nejvíce tlacenoých vláken betonu a vzdáleností neutrálné osy od tlacenoho líce, ukazuje, jak se průřez deformuje pod zatížením.

Jedním z cílů této práce je zjistit, zda s rostoucím zatížením dochází ke změně tuhosti průřezu. Pokles tuhosti (změna náklonu křivky $M-\varphi$) naznačuje možnost redistribuce ohybových momentů na staticky neurčité konstrukci. Pokud se tuhost průřezu sníží, lze říci, že se vytvořil jakýsi plastický kloub a vnitřní síly budou přerozděleny do míst konstrukce s větší tuhostí.

Jak bylo uvedeno výše, byly zvažovány tři různé pracovní diagramy betonu v tlaku. Pro každý z nich byly získány mírně odlišné křivky. Srovnání všech tří křivek je znázorněno na **Obr. 3**.



Obr. 3: Srovnání křivek vyjadřujících vztah mezi momentem a křivostí

U nižších hodnot ohybového momentu se projevují různé sklony křivek, což značí o rozdílné teoretické tuhosti průřezů s ohledem na použitý pracovní diagram betonu v tlaku. Porovnání hodnot, včetně sklonů křivek, je shrnuto v **Tab. 2**. S rostoucím zatížením všechny křivky vykazují mírný pokles tuhosti, což se projevuje nižší směrnici křivek.

Tab. 2: Numerické srovnání křivek vyjadřující vztah mezi momentem a křivostí

M [kNm]	bilinéární diagram		par.-rekt. diagram		obecný diagram	
	φ [1/mm*10 ⁻⁶]	$k_{M-\varphi}$ [Nmm ²]	φ [1/mm*10 ⁻⁶]	$k_{M-\varphi}$ [Nmm ²]	φ [1/mm*10 ⁻⁶]	$k_{M-\varphi}$ [Nmm ²]
50	5,73	8,84	5,32	9,33	5,34	9,19
100	11,33	8,94	10,74	9,08	10,89	8,82
150	17,01	8,61	16,39	8,58	16,73	8,30
194,4 ⁵	22,36	7,92	21,78	7,88	22,27	7,69
243 ⁶	29,04	6,52	28,42	6,70	28,97	6,80

Křivky odpovídající různým pracovním diagramům nejsou totožné a závisí na rozložení tlakového napětí na průřezu. Pro nižší hodnoty zatížení (nižší ohybové momenty) se jeví jako nejtužší průřez s parabolicko-rektangulárním diagramem (má největší směrnici křivky $M-\varphi$). Následuje průřez s obecným pracovním diagramem a nejmenší tuhost vyazuje použití bilinéárního diagramu. Při vyšších zatíženích se rozdíl křivek podle bilinéárního a parabolicko-rektangulárního diagramu vyrovná a průřez vyazuje velmi podobné tuhosti. Odchylna směrnici křivek pro různé pracovní diagramy je ve všech bodech do 5 %.

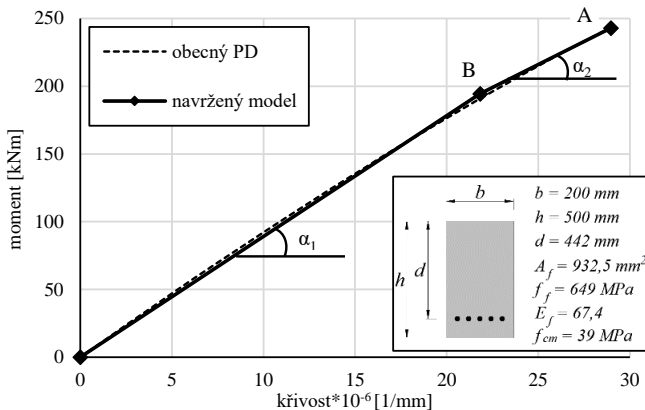
5 NÁVRH ZJEDNODUŠENÉHO MODELU

Pro praktické využití ve statickém návrhu konstrukcí je vhodné zjednodušit křivku na bilinéární model. Tento model vychází z obecného pracovního diagramu a skládá se ze dvou

⁵ $0,8 \cdot M_{Rd}$

⁶ M_{Rd}

lineárních částí s různými sklony. Sklon horní části odpovídá tečně křivky v bodě maximálního ohybového momentu (bod A). Bod B odpovídá 80 % maximálního ohybového momentu. Hodnota 80 % vychází ze studie [3]. Celý model je znázorněn na **Obr. 4**.



Obr. 4: Navržený bilineární model

$$k_1 = \tan \alpha_1, \quad (5)$$

$$k_2 = \tan \alpha_2 = k_{M-\varphi}(M_{Rd}), \quad (6)$$

kde $k_{M-\varphi}(M_{Rd})$ je směrnice křivky $M-\varphi$ v bodě maximálního ohybového momentu.

Poměr tuhostí k_1 a k_2 vyjadřuje pokles tuhosti průřezu, což je důležité pro redistribuci ohybových momentů. Při dosažení ohybového momentu M_B dojde k poklesu tuhosti průřezu, čímž se rozložení momentu změní a přestane odpovídat elastickému chování. V tomto konkrétním případě je hodnota tuhosti $k_1 = 8,9 \text{ Nmm}^2$ a $k_2 = 6,8 \text{ Nmm}^2$, což dává poměr $k_2/k_1 = 0,76$, tedy pokles tuhosti o 24 %. Platnost specifikovaných hodnot je vázána na dané charakteristiky, přičemž se uvažuje průřez s nižším stupněm vyztužení než balančním. Vyšší poměr vyztuže by vedl k většímu poklesu tuhosti. Zjednodušený model a jeho přesnost budou předmětem dalšího výzkumu a experimentálního ověření.

6 ZÁVĚR

Tento článek se zaměřuje na analýzu chování betonových průřezů vyztužených FRP výztuží, přičemž hlavním cílem je popsat vztah mezi ohybovým momentem a křivostí průřezu. Byly zkoumány tři pracovní diagramy betonu v tlaku: bilineární, parabolicko-rektangulární a obecný diagram. Numerická analýza ukázala, že různé diagramy vedou k mírně odlišným křivkám moment-křivost, a že s rostoucím zatížením dochází k poklesu tuhosti průřezu, což má vliv na redistribuci momentů ve staticky neurčitých konstrukcích.

Navržený bilineární model, založený na obecném diagramu, zjednodušuje křivku moment-křivost pro praktické použití. Tento model má dva lineární úseky s různým sklonem, přičemž bod zlomu odpovídá dle [3] 80 % maximálního ohybového momentu. První úsek vykazuje větší tuhost než úsek nad tímto bodem, což umožňuje lépe popsat změnu tuhosti při vysokých zatíženích a naznačuje možnost redistribuce vnitřních sil.

Budoucí výzkum by se měl zaměřit na podrobnější analýzu pracovních diagramů betonu, variabilitu materiálových charakteristik a vliv různého stupně vyztužení FRP. Důležité je také srovnání teoretického modelu s experimentálními daty, což by ověřilo přesnost bilineárního modelu a jeho použití v praxi. Navržený model by měl být dále testován na různých typech konstrukcí a zatížení, aby se zvýšila jeho robustnost.

7 PODĚKOVÁNÍ

Autoři by rádi vyjádřili vděčnost za finanční podporu poskytnutou standardním projektem FAST-S-24-8603 – Moderní betonové a kompozitní konstrukce, projektem TH82020005 - Novel bendable thermoplastic rebars for improved durability and sustainability of concrete structures, a projektem CK03000109 - Injektované kompozitní horninové kotvy. Tento výzkum byl umožněn díky jejich štědrému financování a podpoře.

Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [2] ACI 440.1R-15: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars*. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2015. ISBN 978-1-942727-10-1.
- [3] MOSTOFINEJAD, Davood. *Ductility and moment redistribution in continuous FRP reinforced concrete beams*. PhD thesis. Ottawa: Carleton University, 1997.
- [4] GRACE, N. F.; SOLIMAN, A. K.; ABDEL-SAYED, G. a SALEH, K. R. Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams. Online. In: *Journal of Composites for Construction*. 1998, s. 186-194. ISSN 1090-0268. Dostupné z: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1998\)2:4\(186\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:4(186)). [cit. 2024-01-29].
- [5] ASHOUR, A. F. a HABEEB, M. N. Continuous concrete beams reinforced with CFRP bars. Online. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2008, s. 349-357. ISSN 0965-0911. Dostupné z: <https://doi.org/10.1680/stbu.2008.161.6.349>. [cit. 2024-01-29].
- [6] HABEEB, M. N. a ASHOUR, A. F. Flexural Behavior of Continuous GFRP Reinforced Concrete Beams. Online. In: *Journal of Composites for Construction*. 2008, s. 115-124. ISSN 1090-0268. Dostupné z: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:2\(115\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:2(115)). [cit. 2024-01-29].
- [7] EL-MOGY, Mostafa; EL-RAGABY, Amr a EL-SALAKAWY, Ehab. Flexural Behavior of Continuous FRP-Reinforced Concrete Beams. Online. In: *Journal of Composites for Construction*. 2010, s. 669-680. ISSN 1090-0268. Dostupné z: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000140](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000140). [cit. 2024-01-29].
- [8] ŠTEFANOVIČOVÁ, Michaela. *The Effect of Bond of GFRP Reinforcement on Bending Behaviour of GFRP-reinforced Concrete Members*. Dissertation thesis. Bratislava: Slovak University of Technology in Bratislava, 2024. – v tisku
- [9] KARA, Ilker Fatih a ASHOUR, Ashraf F. Flexural performance of FRP reinforced concrete beams. Online. In: *Composite Structures*. 2012, s. 1616-1625. ISSN 02638223. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.12.012>. [cit. 2024-01-29].
- [10] KARA, Ilker Fatih a ASHOUR, Ashraf F. Moment redistribution in continuous FRP reinforced concrete beams. Online. In: *Construction and Building Materials*. 2013, s. 939-948. ISSN 09500618. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.094>. [cit. 2024-01-29].
- [11] FINAL DRAFRT FprEN 1992-1-1: *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. European Committee for Standardization, April 2023

ROZŠÍŘENÁ METODA PRO ŘEŠENÍ 3D OBLASTÍ DISKONTINUIT

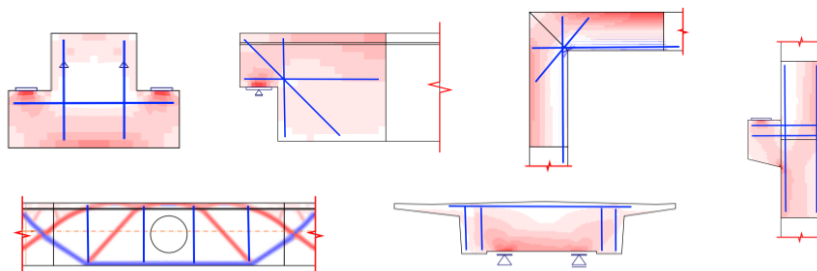
Pavlna Lakatosová¹ – Tomáš Oupic Svoboda² – Jaromír Kabeláč³

ABSTRAKT

Příspěvek představí výpočetní metodu CSFM (Compatible Stress Field Method), neboli metodu spojitých polí napjatosti, která se již nyní používá pro řešení 2D oblastí diskontinuit a která je nyní nově rozšířena do třetí dimenze pro řešení prostorových úloh. 3D CSFM popisuje chování betonu pomocí Mohr-Coulombovy teorie plasticity pro monotónní zatížení. Metoda zohledňuje hlavní napětí betonu v tlaku a tahové napětí ve výztuži v místě trhlin, přičemž se zanedbává pevnost betonu v tahu s výjimkou jeho ztužujícího účinku na výztuž (tzv. stress stiffening).

1 ÚVOD

Většina stavebních inženýrů, zabývajících se betonovými konstrukcemi, se během své projekční praxe setká s návrhem oblastí diskontinuit (D-oblastí), viz Obr. 1, tedy oblastí, kde neplatí Bernoulli-Navierova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu. Jedná se o oblasti, ve kterých působí soustředěné zatížení, dochází k náhlé změně průřezu, rámové rohy, krátké konzoly apod. V mostním stavitelství jsou to pak např. hlavy pilířů, nadpodporové příčníky, deviátory atd. Při návrhu má inženýr několik možností, jak tyto oblasti posoudit a navrhnout jejich dostatečné vyztužení. Jedním ze způsobů je řešení pomocí příhradové analogie (dále SaT), která je uvedena v aktuálně platných návrhových normách. Použití metody SaT však vyžaduje poměrně značné zkušenosti s tvorbou správného příhradového modelu. Dalším způsobem může být použití softwaru určeného pro řešení 2D/3D prostorových úloh, který usnadňuje návrh a pomáhá pochopit chování konstrukce v nespojitých oblastech.



Obr. 1: Příklady oblastí diskontinuit.

¹ Ing. Pavlna Lakatosová, Ph.D., IDEA StatiCa s.r.o., Šumavská 519/35, 602 00 Brno, Česká republika, tel.: +420 725 402 427, e-mail: pavlna.lakatosova@ideastatica.com

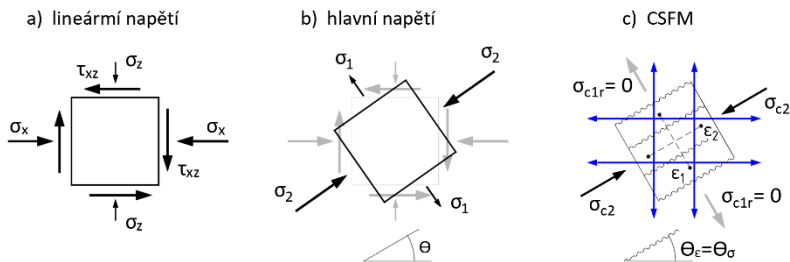
² Ing. Tomáš Oupic Svoboda, IDEA StatiCa s.r.o., Šumavská 519/35, 602 00 Brno, Česká republika, tel.: +420 727 912 807, e-mail: tomas.svoboda@ideastatica.com

³ Ing. Jaromír Kabeláč, Ph.D. IDEA StatiCa s.r.o., Šumavská 519/35, 602 00 Brno, Česká republika, e-mail: jaromir.kabelac@ideastatica.com

Jednou z takových aplikací je Detail společnosti IDEA StatiCa, jejíž výpočet rovinných úloh je založen na metodě kompatibilních polí napjatosti (CSFM), která byl vyvinuta ve spolupráci s univerzitou ETH v Zurichu a která je nyní nově 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 posouzení nejen D-oblastí.

2 COMPATIBLE STRESS FIELD METHOD (CSFM)

Princip CSFM lze vysvětlit na napjatosti základního rovinného elementu železobetonové konstrukce. Na obr. 2a je napjatost elementu, jak ji známe ze všech učebnic pružnosti a pevnosti, získaná například lineární, pružnou analýzou pomocí metody konečných prvků (MKP). Na element působí horizontální příčný tlak σ_x , vertikální příčný 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 hlavním tahovým napětím σ_1 a hlavním tlakovým napětím σ_2 , smykové napětí je nulové.



Obr. 2: Princip CSFM: a) lineární, pružné napětí rovinného elementu; b) hlavní napětí; c) napětí při řešení pomocí CSFM.

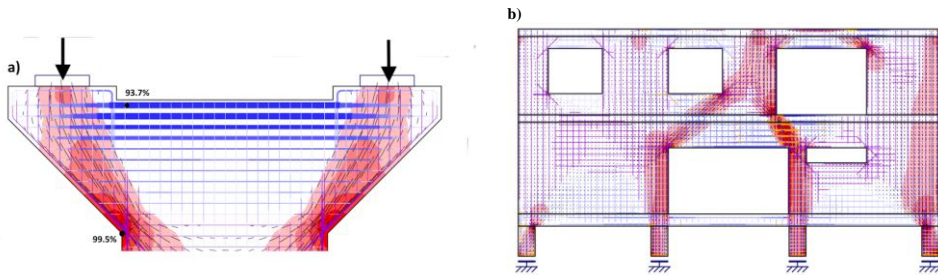
Na obr. 2c je pak zobrazena napjatost stejného elementu analyzovaného pomocí CSFM. Ve směru hlavních tlakových napětí σ_2 působí tlacený beton a vznikne tlakové pole s napětím σ_{c2} . V případě tahových napětí se vychází ze základního a bezpečného předpokladu norem, že **beton v tahu nepůsobí**, proto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

Analýza pomocí CSFM je založena na metodě konečných prvků. Beton je 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 trhliny (ϵ_l je průměrná hodnota) se „tvorí“ kolmo na směr hlavních tlaků, 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 spojitě tlakové pole a tlaková a tahová napětí ve výztuži. Zjednodušená grafická reprezentace CSFM napětíového pole např. pro stěnu s otvory nebo zhlaví pilíře je uvedena na Obr. 3.

CSFM používá běžné materiálové modely pro jednoosou napjatost (pracovní diagramy), které jsou definované v návrhových normách. Zohledňuje v nich jak tlakové změkčení betonu porušeného trhlinami od příčného tahu (tzv. compression softening), tak účinek taženého betonu mezi trhlinami na velikost napětí ve výztuži (tension stiffening).

Pro posouzení mezních stavů únosnosti se používá standardní normový formát spolehlivosti – metoda dílčích součinitelů spolehlivosti. A nespornou výhodou analýzy pomocí CSFM je rovněž schopnost posoudit mezní stavy použitelnosti: průhyby, omezení napětí a zejména šířku trhlin.



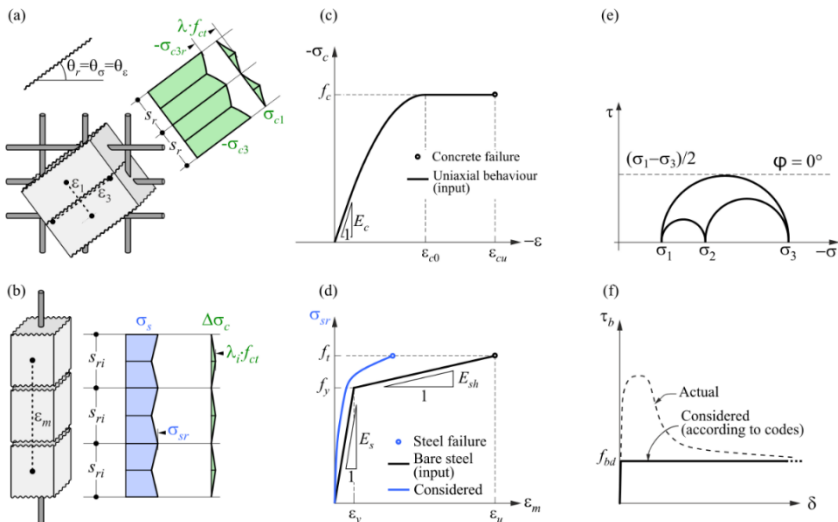
Obr. 3: Vykreslení napětového pole: a) zhlaví pilíře; b) stěna s otvory.

3 ROZŠÍŘENÍ DO TŘETÍ DIMENZE – 3D CSFM

3.1 Hlavní princip a základní předpoklady

V předchozí kapitole byl pro úplnost představen princip běžně používané metody CSFM. Cílem příspěvku je však představit její rozšíření do třetí dimenze – **3D CSFM**, která již pracuje s trojosou napjatostí v betonu.

Metoda nadále bere v úvahu hlavní napětí v tlaku v betonu a napětí ve výztuži v místě trhliny; zanedbává přitom tahovou pevnost betonu, s výjimkou jejího ztužujícího účinku na výztuž (tahové ztužení je zahrnuto v pracovním diagramu výztuže). Z toho důvodu je důležité říci, že uvedená metoda **není vhodná pro analýzu prostého nebo slabě vyztuženého betonu**. A to právě z důvodu vyloučení betonu v tahu a díky tomu vznikajících trhlin, které musí být zachyceny výztuží. Chybějící výztuž může vést k zavádějícím deformacím a divergenci modelu.



Obr. 4: Základní předpoklady 3D CSFM: (a) hlavní napětí v betonu, (b) napětí ve směrech výztuže, (c) pracovní diagram betonu ve smyslu maximálních napětí, (d) pracovní diagram výztuže ve smyslu napětí v trhlínách a průměrných poměrných přetvoření, (e) Mohrovy kružnice pro beton, (f) vztah napětí v soudržnosti a pokluzu pro posudky kotveních délek.

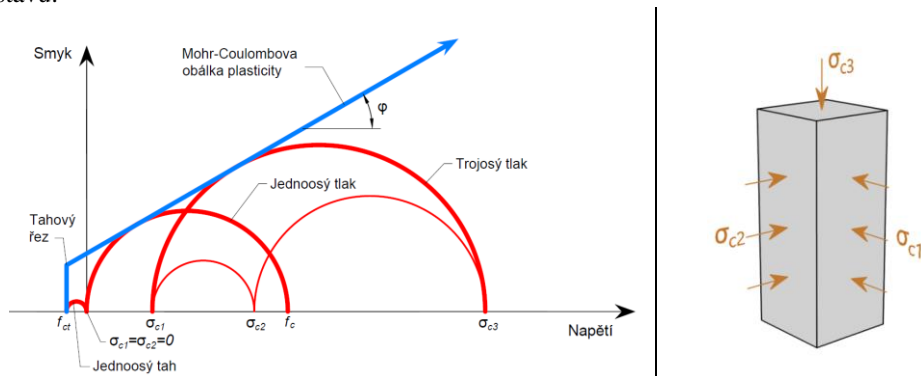
Na rozdíl od 2D CSFM, kde pro materiálový model betonu stačí standardní jednoosý parabolicko-rektangulární pracovní diagram, tak u prostorové úlohy je nutno zohlednit vliv 3D napjatosti betonu na jeho pevnost. Chování betonu při prostorové napjatosti je v 3D CSFM popsáno pomocí Mohr-Coulombovy teorie plasticity, která bude podrobněji rozebrána v následující kapitole. Betonářská výztuž je popsána bilineárním pracovním diagramem definovaným normou, viz Obr. 4d, se zohledněním již zmíněného tahového ztužení, viz Obr. 4b.

Soudržnost mezi výztuží a betonem je do modelu zavedena uvažováním zjednodušeného tuho-plastického vztahu dle Obr. 4f, přičemž f_{bd} je návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti specifikovaná normou pro dané podmínky soudržnosti. Zohledněny jsou i případné koncové úpravy výztuže (háky, apod.). Kotvy jsou modelovány obdobně jako betonářská výztuž. Přenos vodorovných sil z kotveného prvku do betonu je možné realizovat přímo kotvami, kontaktní plochou nebo smykovou zarážkou.

3.2 Mohr-Coulombova teorie plasticity v 3D CSFM

Nejvýznamnějším rozdílem 3D CSFM oproti stávající metodě CSFM je zavedení Mohr-Coulombovy teorie plasticity zohledňující trojosou napjatost v betonu. Mohr-Coulombova teorie 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, který se pohybuje kolem cca 35-40°.

V obecném tvaru lze pro daný úhel vnitřního tření betonu, vykreslit Mohrovy kružnice pro beton do známého obrázku (viz Obr. 5 vlevo). Modrá přímka představuje tzv. obálku plasticity a vymezuje oblast plasticity přípustných kombinací normálového a smykového napětí. Pokud leží celá Mohrova kružnice uvnitř přípustné oblasti, je materiál v pružném stavu.



Obr. 5: Vlevo Mohr-Coloumbovy kružnice pro beton, vpravo trojosá napjatost.

Lze si povšimnout, že s rostoucím hlavním napětím σ_{c3} roste i maximální možný rozdíl mezi hodnotami σ_{c3} a σ_{c1} , který definujeme jako ekvivalentní napětí $\sigma_{c,eq}$, tedy

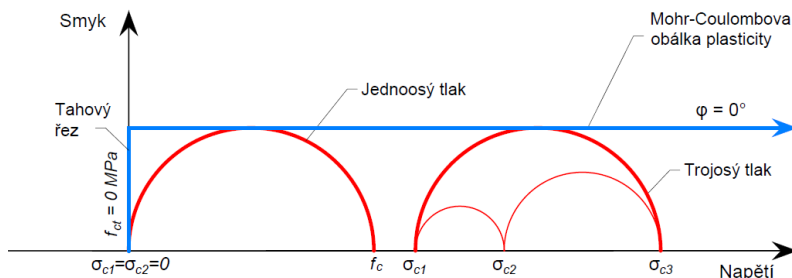
$$\sigma_{c,eq} = \sigma_{c3} - \sigma_{c1}$$

Tento rozdíl vyjadřuje průměr Mohrovy kružnice a nazývá se deviátorem napětí.

Ekvivalentní hlavní napětí $\sigma_{c,eq}$ vyjadřuje účinné jednoosé napětí pro obecný stav trojosé napjatosti.

V metodě 3D CSFM je pro popis chování betonu 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 Obr. 6) a hodnota $\sigma_{c,eq}$ může být tedy přímo porovnávána s jednoosou únosností betonu v tlaku definovanou normami, nezávisle na velikosti σ_{c3} .

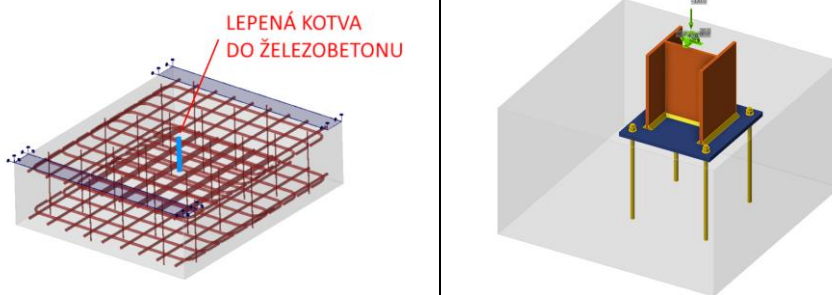


Obr. 6: Mohr-Coloumbovy kružnice pro beton použité v 3D CSFM.

4 PRAKTICKÉ APLIKACE

Jedná se o nově vyvinutou metodu a v současné době se nacházíme v procesu její postupné verifikace, která je prováděna ve spolupráci s týmem prof. Kaufmana pod hlavičkou univerzity ETH v Zurichu.

Jednou z pilotních verifikací metody 3D CSFM je výpočet kotev lepených v železobetonu, který je porovnáván s experimentem, s výpočtem v softwaru pro numerické simulace chování materiálů ABAQUS a také s posouzením podle návrhových norem, viz Obr. 7. Více se o výsledcích verifikace můžete dočíst zde [3]. Další provedenou verifikací je ověření trojosé napjatosti pro ovinutý a neovinutý beton, více např. zde [4], [5].

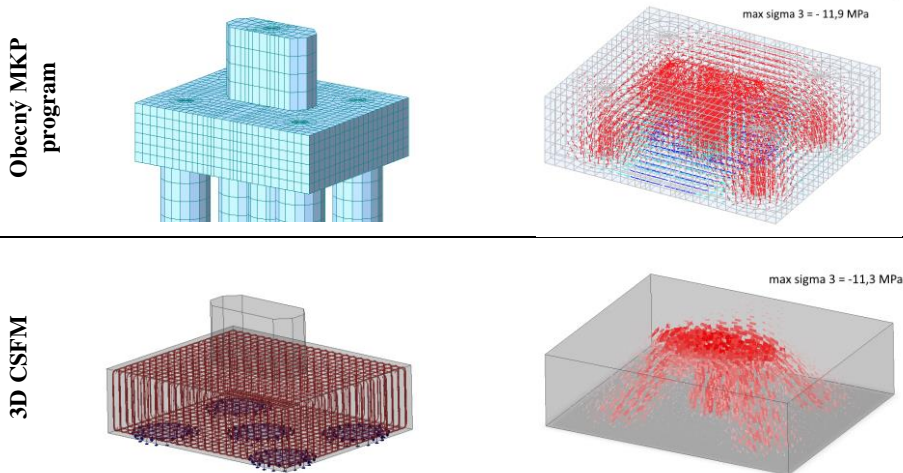


Obr. 7: Praktická aplikace 3D CSFM – kotvy lepené do betonu. Vlevo model experimentu, vpravo model kotvení blízko okraje.

Protože je metoda 3D CSFM obecná, není v principu nutné omezovat se pouze na návrh a posouzení kotvení. Lze například modelovat pilotové založení nebo zhlaví pilíře a další aplikace. Pro tento typ D-oblastí však zatím nebyla metoda plně verifikována.

Na následujících obrázcích je zobrazen tok hlavních napětí v základu pro pilotové založení stanovené na prostorovém modelu v obecném MKP softwaru (izotropní materiál betonu, bez výztuže, lineární výpočet) s napětím stanoveným pomocí metody 3D CSFM (beton v tahu nepůsobí, výztuž, MNA). Hlava pilíře zde zatížena pouze tlakovou silou. V případě obecné MKP jsou v průběhu hlavních napětí patrná tahová napětí v betonu, která v modelu při použití metody 3D CSFM chybí (beton v tahu nepůsobí) a jsou zachycena výztuží. Dosažené hodnoty max. hlavních tlaků jsou v obou modelech srovnatelné.

Obecně však nelze očekávat přesnou shodu těchto dvou modelů, které jsou založeny na zcela rozdílných předpokladech.



Obr. 8: Pilotové založení.

A4

5 ZÁVĚR

Cílem příspěvku bylo čtenáře seznámit s novou rozšířenou metodou 3D CSFM a ukázat možnosti jejího praktického využití v praxi. Každého inženýra, zabývajícího se betonovými konstrukcemi, snad zaujal potenciál, který metoda nabízí. Potenciál, který spočívá především v usnadnění návrhu a posouzení velmi často diskutovaných D-oblastí, jejichž analýza není vždy jednoznačná a použití metody 3D CSFM pomůže rozptýlit pochybnosti a nabídnout projektantovi klidnější spánek.

Literatura

[1] *IDEA StatiCa Detail – Structural Design of Concrete 3D Discontinuities* (BETA). IDEA StatiCa Support Center, 2024.

<https://www.ideastatica.com/support-center/idea-statica-detail-structural-design-of-concrete-3d-discontinuities-beta>

[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>

ZMENA PREMENNÉHO ZAŤAŽENIA NA CESTNÝCH MOSTOCH POĽA NORIEM A JEJ VPLYV NA TYČOVÉ PREFABRIKÁTY

Kludia Tutková¹ – Štefan Kušnir² – Viktória Bajzecerová³

ABSTRAKT

Mostné objekty patria medzi významné inžinierske stavby, ktorých návrh a výstavba sú pomerné zdĺhavé činnosti. Z tohto dôvodu sa do mostného inžinierstva zaviedla mostná prefabrikácia, ktorá urýchlila a zjednodušila návrh a výstavbu mostov. Mostné objekty musia odolávať veľkému zaťaženiu primárne spôsobovanému dopravou. Toto zaťaženie sa s časom vyvíja a mení, čo odzrkadľuje aj historický vývoj technických noriem. V článku je zhrnutý vývoj mostnej prefabrikácie a zaťaženi mostov, ktorý je porovnaný na modelovom mostnom objekte navrhnutom z prefabrikovaných nosníkov využívaných kedysi a dnes.

1 MOSTNÁ PREFABRIKÁCIA

V období po druhej svetovej vojne boli skoro všetky vtedy existujúce mosty na východnom a sčasti na strednom Slovensku zničené. Preto sa postupom času začalo s výstavbou nových mostov. Po roku 1947 stavebníctvo, ktoré bolo znárodnené, nestíhalo pokrývať nároky, ktoré boli spojené s výstavbou betónových mostov. V období 50. rokov 20. storočia sa problémy spojené s výstavbou inžinierskych sietí podarilo vyriešiť pomocou zavedenia prefabrikácie, predpätého betónu a postupného vybavenia stavebných podnikov. Predpätý betón dopomohol ku rozvoju prefabrikácie nosných konštrukcií mostných objektov [1]. Mosty, ktoré sú budované z prefabrikovaných nosníkov sú doposiaľ jedným z najpoužívanějších [2].



Obr. 1: Zrútenie mosta z prefabrikovaných nosníkov I-62 [3]

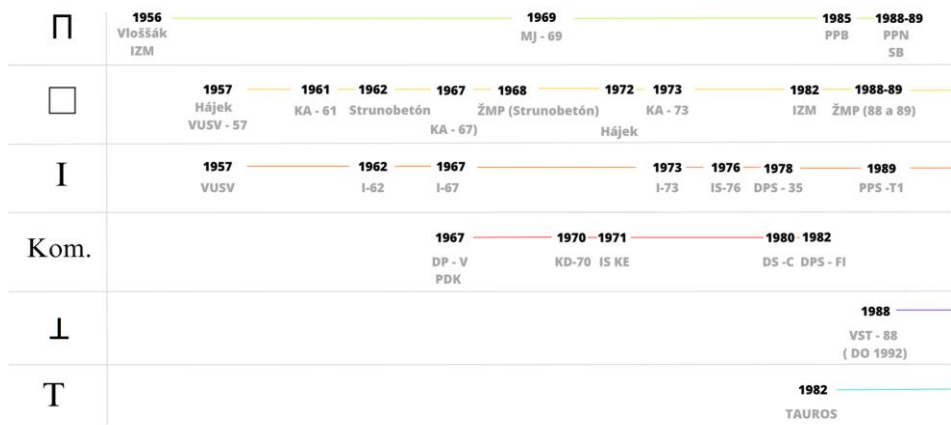
¹ Bc., Stavebná fakulta Technická univerzita v Košiciach, Ústav inžinierskych konštrukcií a dopravných stavieb, Vysokoškolská 4, 040 01 Košice, e-mail: kludia.tutkova@student.tuke.sk

² Ing. PhD., Stavebná fakulta Technická univerzita v Košiciach, Ústav inžinierskych konštrukcií a dopravných stavieb, Vysokoškolská 4, 040 01 Košice, tel.: (055)602 4318, e-mail: stefan.kusnir@tuke.sk

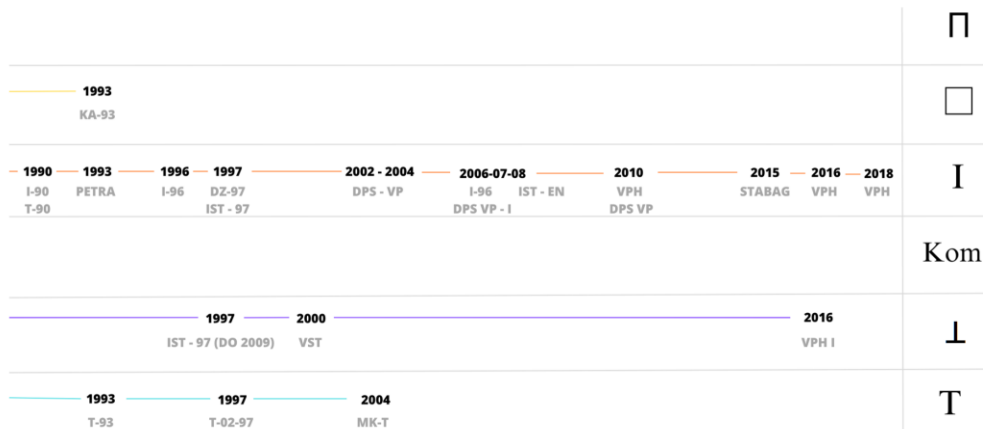
³ doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta Technická univerzita v Košiciach, Ústav inžinierskych konštrukcií a dopravných stavieb, Vysokoškolská 4, 040 01 Košice, tel.: (055)602 4289, e-mail: viktoria.bajzecerova@tuke.sk

Z dôvodu vysokého počtu mostov zhotovených z prefabrikovaných nosníkov sú v súčasnosti varovným signálom kolapsy mostov po celom svete ako aj na území Slovenska. Príčiny takýchto zlyhaní môžu byť rôzne, napríklad koncepčné chyby, silná degradácia predpätia, preťaženie konštrukcie alebo nedodržané pravidelné údržby [2]. Na Obr.1 je zobrazené takéto zrútenie mosta medzi obcami Kysak a Veľká Lodina v okrese Košice-okolie. Tento most má nosnú konštrukciu zhotovenú z prefabrikovaných nosníkov I-62 [3].

Nosné konštrukcie zhotovené z prefabrikovaných nosníkov je možné roztriediť podľa viacerých aspektov. Najväčšie odlišnosti medzi nosníkmi je možné spozorovať pri rozdelení nosníkov podľa ich tvaru v priečnom reze. Vývoj a typy prefabrikovaných nosníkov je znázornený na Obr. 2 a Obr.3.



Obr. 2: Vývoj a typy prefabrikovaných nosníkov po rok 1989



Obr. 3: Vývoj a typy prefabrikovaných nosníkov od roku 1989

2 TECHNICKÉ NORMY PRE STATICKÉ POSÚDENIE MOSTNÝCH OBJEKTŮV

Prefabrikované nosníky sa stávajú typizovanými po samotnom návrhu a posúdení ich tvaru a voľbe vhodných materiálových charakteristík. Tie sa odvíjajú od noriem platných v danom období. Tieto technické normy sa vyvíjali a menili v priebehu rokov, čo sa odrazilo na častom obnovení prierezových, dĺžkových a iných vlastností prefabrikovaných nosníkov. Základným vstupným parametrom pre proces navrhovania a overovania spoľahlivosti prvkov mostných objektov a ich prierezov je zaťaženie a jeho účinky. Premenné zaťaženie dopravou je podstatné pri návrhu mosta, nakoľko najviac ovplyvňuje návrhové parametre nosných prvkov [4]. Zvislé zaťaženie dopravou sa vyvíjalo na sieti pozemných komunikácií a mostov, a tento vývoj je viditeľný zo zaťažovacích schém príslušných noriem pre navrhovanie mostov pozemných komunikácií. Je možné povedať, že na pozemných komunikáciách sa nachádzajú mosty rôzneho veku, ktoré sú navrhnuté podľa rôznych, vtedy platných noriem, ktoré nezodpovedajú rozmerom a zaťaženiu vozidiel v súčasnosti [5]. Postupná obmena technických noriem zaoberajúcich sa zaťažením dopravou na mostoch pozemných komunikácií je uvedená v Tab. 1.

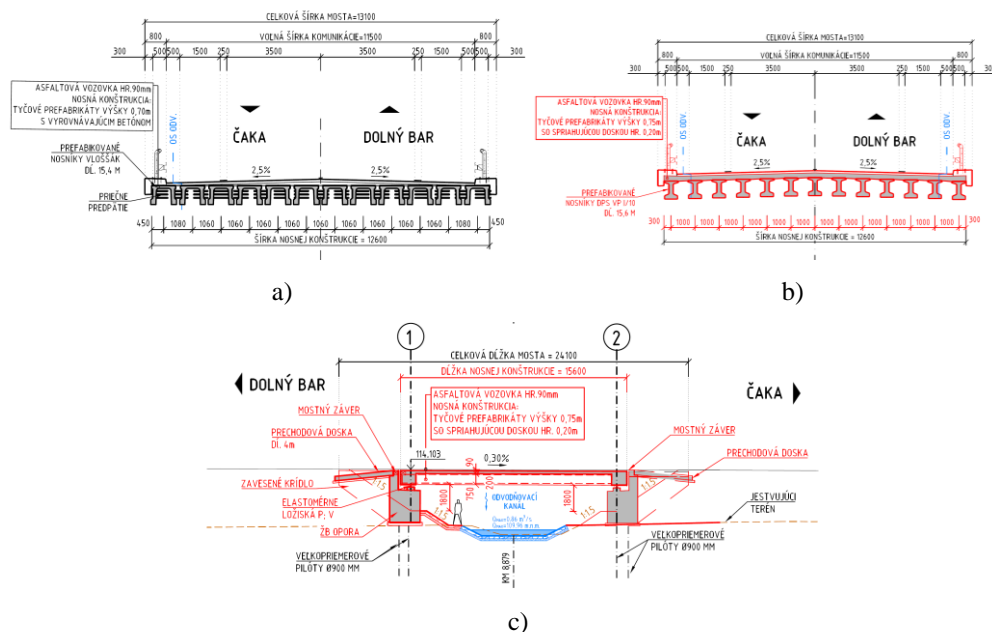
Tab. 1: Prehľad vývoja technických noriem zaoberajúcich sa premenným zaťažením

Rok zavedenia	Názov	Stav platnosti
1945	STN 1230 – 1937 „Jednotný mostný poriadok“ - Dočasná smernica pre stavby mostu z roku 1945	Neplatná
1951	Smernica pre navrhovanie mostov	Neplatná
1953	STN 73 6202 „Zaťaženie a statický výpočet mostov“	Neplatná
1968	STN 73 6203 „Zaťaženie mostov“	Neplatná
1976	Zmena a) STN 73 6203 „Zaťaženie mostov“	Neplatná
1986	STN 73 6203 „Zaťaženie mostov“	Neplatná
2010 - Súčasnosť	STN EN 1991-2, Eurokód 1: Zaťaženie konštrukcií. Časť 2: Zaťaženie mostov dopravou	Platná

3 POROVNANIE VPLYVU ZMENY ZAŤAŽENÍ NA MOSTNOM OBJEKTE

Mnohé mostné objekty na území Slovenskej republiky sú vytvorené z prefabrikátov, ktoré sa vyznačujú širokou variabilitou prvkovej zostavy priečného rezu mosta 0. Funkčnosť mostného objektu je ovplyvnená zaťažením, a to hlavne zaťažením od dopravy, ktoré sa vyvíjalo v priebehu rokov. Z tohto dôvodu sme porovnali vplyv zmien zaťaženia dopravou na mostnom objekte pozemnej komunikácie. Tieto zmeny a ich dôsledky boli analyzované pomocou statického posudku nosnej konštrukcie zvoleného modelového mosta (Obr. 4). Pôvodná nosná konštrukcia mosta je zhotovená z dodatočne predpätých nosníkov Vloššák. Pre porovnanie bola navrhnutá nová nosná konštrukcia mosta zhotovená z aktuálne vyrábaných prefabrikovaných vopred predpätých nosníkov s označením DPS VP I/10, ktoré sú rozmerovými vlastnosťami najbližšie k pôvodným nosníkom. Výsledky výpočtov pôvodnej konštrukcie mosta v závislosti od vplyvu zaťaženia, ktoré boli určené podľa noriem

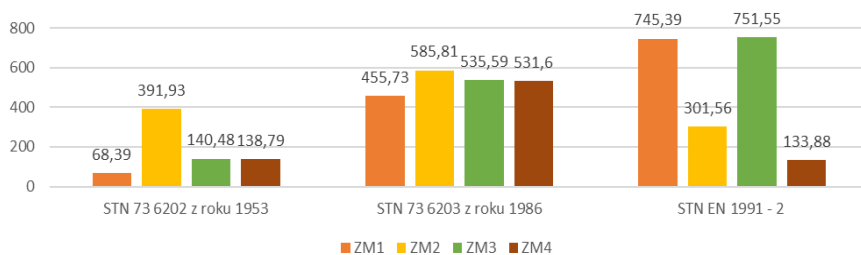
STN 73 6202 z roku 1953, STN 73 6203 z roku 1986 a súčasnej normy STN EN 1991-2, boli porovnané s výsledkami výpočtov novej konštrukcie mosta zaťaženej podľa v súčasnosti platnej normy STN EN 1991-2.



Obr. 4: Modelový most – priereň rez a) pôvodnej konštrukcie, b) novej konštrukcie, c) pozdĺžny rez

3.1 Hodnoty maximálnych ohybových momentov nosníkov Vloššák

Aby bolo možné výsledky vnútorných síl porovnať, bolo uvažované len s charakteristickými hodnotami zaťaženia dopravou podľa noriem z roku 1953, 1986 a súčasnej STN EN 1991-2. Pri využití rôznych metód a pravidiel pre vytvorenie kombinácií, ktoré sa vyvíjali v čase, by nebolo možné tieto výsledky relevantne porovnávať. V nasledujúcich grafoch sú zobrazené hodnoty maximálnych ohybových momentov, ktoré vznikli v najviac namáhanom mieste nosnej konštrukcie. Najnepriaznivejšie polohy zaťaženia boli určené pomocou vplyvových čiar.



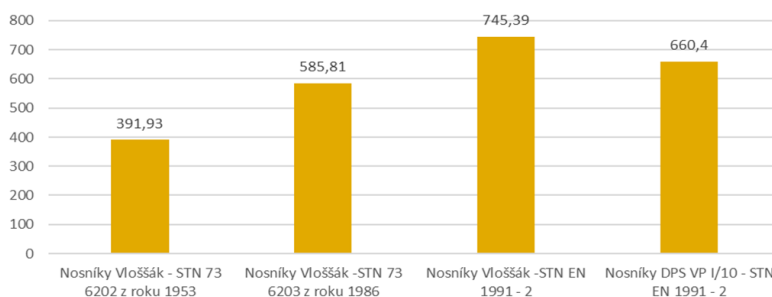
Obr. 5: Hodnoty maximálneho ohybového momentu (kNm) na najviac namáhanom nosníku mosta z prefabrikátov Vloššák; ZM – zaťažovací model

Z Obr. 5 vyplýva, že na nosníkoch Vloššák je hodnota maximálneho ohybového momentu od premenného zaťaženia podľa normy STN 73 6202 – 1953 pre zaťažovací model 2 (ZM2) rovná 391,93 kNm, pričom hodnota momentu podľa súčasnej normy STN EN 1991-2 je vyššia o 91,8% v prípade ZM3 a o 90,2% v prípade ZM1.

Pre posúdenie nosníkov mosta je potrebné poznať hodnotu ohybového momentu, na ktorý je daný nosník Vloššák navrhnutý. Podľa 0 je pre zvolený typ nosníka Vloššák dĺžky 15,4 m hodnota dimenzačného ohybového momentu rovná 639 kNm. Statickým posudkom bola určená suma maximálnych ohybových momentov od príslušných súčasne pôsobiacich zaťažení s hodnotou 555,06 kNm, teda môžeme povedať, že nosníky Vloššák vyhovujú na zaťaženie určené podľa STN 73 6202 z roku 1953. V prípade zaťaženia, ktoré sa na dnešných mostných objektoch nachádza, by bola suma maximálnych ohybových momentov od príslušných súčasne pôsobiacich zaťažení rovná 914,68 kNm, čo predstavuje prekročenie dimenzačného ohybového momentu stanoveného výrobcom nosníkov Vloššák (639 kNm) o 43,14%, v prípade ZM1 podľa STN EN 1991-2 prekročenie o 42,18%. Z porovnania vyplýva, že nosné konštrukcie zhotovené z nosníkov Vloššák sú v súčasnosti vystavené väčšiemu zaťaženiu, než na ktoré boli nadimenzované. Tieto nosníky môžu byť preťažené a spôsobiť poruchy mostných objektov.

3.2 Porovnanie pôvodných nosníkov Vloššák a nových nosníkov DPS VP I/10

Ako náhrada nosníkov v prípade rekonštrukcie zvoleného mosta boli navrhnuté nosníky s označením DPS VP I/10, ktoré boli najvhodnejšie z hľadiska rozmerov (Obr. 4). Hodnoty maximálnych ohybových momentov od premenného zaťaženia na moste s pôvodnými a novými nosníkmi sú porovnané na Obr. 6, a to v závislosti od vývoja noriem v čase.



Obr. 6: Porovnanie maximálnych ohybových momentov na nosníkoch Vloššák a DPS VP I/10 od premenného zaťaženia v závislosti od vývoja technických noriem

Hodnota maximálneho ohybového momentu sa v prípade posúdenia podľa normy z roku 1986 zvýšila o 49,47 % v porovnaní s maximálnym ohybovým momentom spôsobeným premenným zaťažením podľa normy STN 73 6202 z roku 1953. Následne sa hodnota ohybového momentu pri prechode z normy STN 73 6203 z roku 1986 na dnešné eurokódy zvýšila o 27,24 %. Je možné konštatovať, že najväčší nárast premenného zaťaženia od dopravy na mostoch nastal pri prechode z STN 73 6202 na STN 6203 v roku 1986. Z Obr. 6 je vidieť, že na mostoch z nosníkov DPS VP I/10 vnikli o 12,87 % menšie ohybové momenty ako na mostoch z nosníkov Vloššák, a to pri použití v súčasnosti platnej normy STN EN 1992-2. Príčinou je pravdepodobne lepší prenos zaťaženia medzi jednotlivými nosníkmi nadbetónávkou, čo je vidieť v priečnom reze mosta (Obr. 4).

4 ZÁVER

Statické výpočty preukázali, že pôvodné mostné objekty vybudované v období 50 rokov 20. storočia sú vystavené väčšiemu zaťaženiu, než na ktoré boli navrhnuté. Tento dôvod, ako jeden z mnohých, môže mať vplyv na zlý stav mostných objektov na území Slovenskej republiky. Zároveň celkovou sumarizáciou prefabrikovaných nosníkov je možné zhodnotiť náročnosť nahradenia prefabrikovaných nosníkov z obdobia 50. a 60. rokov 20. storočia súčasne používanými prefabrikovanými nosníkmi. Tieto rozdiely vznikajú z dôvodu netypickej prierezovej výšky nosníkov a dĺžky, ktorých náhrady nie sú v súčasnosti dostupné. Medzi takéto nosníky patrí aj jeden z najviac používaných nosníkov s označením Vloššák, ktorého nezvyčajná výška musí byť pokrytá atypickými prefabrikovanými nosníkmi, prípadne úpravou spodnej stavby mostného objektu. Tieto úpravy, ktoré vznikajú pri rekonštrukciách mostných objektov majú vplyv na efektívnosť výstavby a použitia prefabrikovaných nosníkov.

PodĎakovanie

Tento článok bol podporený z projektov VEGA 1/0363/21 a VEGA 1/0307/23

A4

Literatúra

- [1] LAKY, Arpád – RENGEVIČ, Alexander: Betónové mosty na Slovensku. Bratislava: ALFA, 1988. 288s. ISBN 80-05-00151-7
- [2] BUJŇÁKOVÁ, Petra – MORAVČÍK, Martin – BAHLEDA, František: Analýza stavu kotiev predpätých prefabrikovaných mostov v havarijnom stave. In: IS. Roč. 70, č. 2/2022, s. 140-144. ISSN 1335-0846
- [3] ČERNÁKOVÁ, Judita: Deň po páde. [online]. Kysak: kosice.korzar.sme.sk, 2020. [cit. 31.1.2023]. Dostupné na internete: <https://kosice.korzar.sme.sk/c/22523122/most-medzi-kysakom-a-velkou-lodinou-sa-zrutil.html#storm_gallery_171488>
- [4] KVOČÁK, Vincent a kol.: Navrhovanie oceľových mostov podľa európskych noriem. Košice: Technická univerzita v Košiciach, 2013. 356s. ISBN 978-80-553-1614-7
- [5] KUKAŇ, Vlastimil – DRAHORÁD, Michal – DVORSKÝ, Tomáš: Betónové mosty: Zatížiteľnosť. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. 72s. ISBN 978-80-01-03633-4
- [6] KLMP 1/2019: Katalógové listy mostných prefabrikátov.
- [7] SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST: Hodnotenie statických dôsledkov porúch mostov z prefabrikovaných nosníkov „Vloššák“ [online]. Bratislava: SSC, 2003. [cit. 31.1.2023]. Dostupné na internete: <https://www.ssc.sk/files/documents/technicke-predpisy/tp_006.pdf>

KOTVENIE BETONÁRSKEJ VÝSTUŽE PODĽA DRUHEJ GENERÁCIE EUROKÓDOV 2

Štefan Gavura¹ – Petra Bujňáková²

ABSTRAKT

V roku 2015 sa začala príprava novej generácie Eurokódov, ktoré by mali byť na Slovensku zavedené do roku 2028. Jednou z významných zmien v novej generácii Eurokódov 2 je úprava metodiky návrhu kotvenia betonárskej výstuže. Článok porovnáva návrhové postupy a dĺžku potrebného kotvenia výstuže medzi jednotlivými generáciami Eurokódov.

1 ÚVOD

Prvá generácia Eurokódov bola publikovaná v rokoch 2002 až 2007 Európskym výborom pre normalizáciu (CEN). Eurokódy priniesli predovšetkým zjednotenie noriem, štandardov a návrhových metód pre všetky členské štáty patriace pod organizáciu CEN. S neustálym vývojom nových technológií, materiálov a s úmyslom zlepšiť návrhové postupy sa od roku 2015 začali pripravovať Eurokódy novej generácie, ktoré by na Slovensku mali byť prijaté do sústavy STN do konca septembra 2027. Platnosť prvej generácie Eurokódov sa skončí do 30. 3. 2028, [1]. V novej „druhej“ generácii Eurokódov (EC) prešla úpravou časť o kotvení a stykovaní betonárskej výstuže, kde bola upravená metodika návrhu a pridané nové možnosti kotvenia betonárskej výstuže. Článok sa venuje návrhu kotvenia betonárskej výstuže podľa druhej generácie Eurokódov a porovnaniu dĺžky potrebného kotvenia medzi jednotlivými generáciami Eurokódov 2.

A4

2 PRAVIDLÁ KOTVENIA VÝSTUŽE PODĽA PRVEJ GENERÁCIE EUROKÓDOV 2

Pravidlá pre kotvenie a stykovanie betonárskej výstuže sú uvedené v EN 1992-1-1:Časť 8 Konštrukčné zásady vystužovania betonárskou a predpinacou výstužou [2]. Prvá generácia Eurokódov okrem priamej koncovej úpravy betonárskej výstuže pripúšťa tieto spôsoby kotvenia: ohyb, hák, slučka a privarený priečny prút (*Obr. 1*). Návrhová kotevná dĺžka betonárskej výstuže sa stanoví podľa (1), vzorec 8.4 v [2].

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} \quad (1)$$

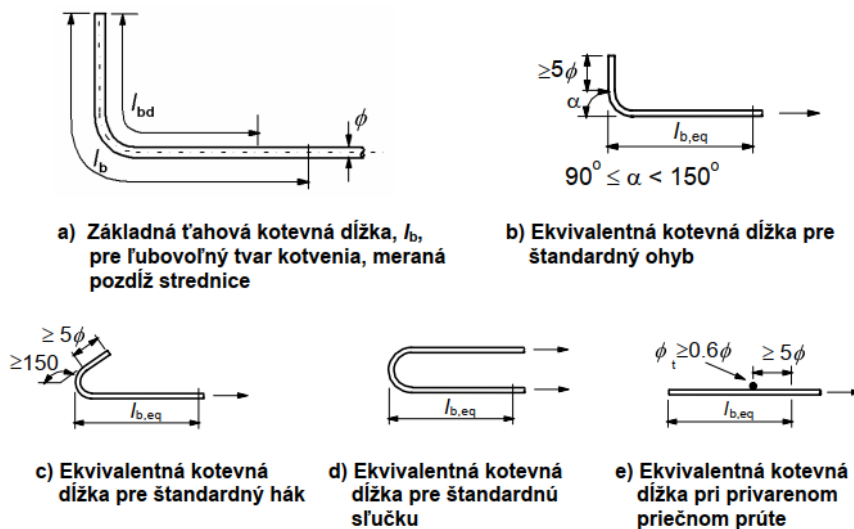
kde

$l_{b,req}$ je základná kotevná dĺžka potrebná na ukotvenie sily $A_s \sigma_{sd}$, určená výpočtom za predpokladu konštantného napätia súdržnosti f_{bd} , vzorec 8.3 v [2].

¹ Ing., Peikko Slovakia s.r.o., Kráľová nad Váhom 660, 925 91 Kráľová nad Váhom, tel.: +421911250080, e-mail: stefan.gavura@peikko.com

² doc. Ing. PhD., Žilinská univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stav. konštr.a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421 41 513 5674, e-mail: petra.bujnakova@uniza.sk

Súčinitele α_1 až α_5 zohľadňujú spôsob kotvenia a namáhania betonárskej výstuže, tvar a polohu betonárskej výstuže. Hodnoty súčiniteľov α_1 až α_5 sa berú s hodnotou 0,7 až 1,0. Presné hodnoty uvádza tabuľka 8.2 v [2].

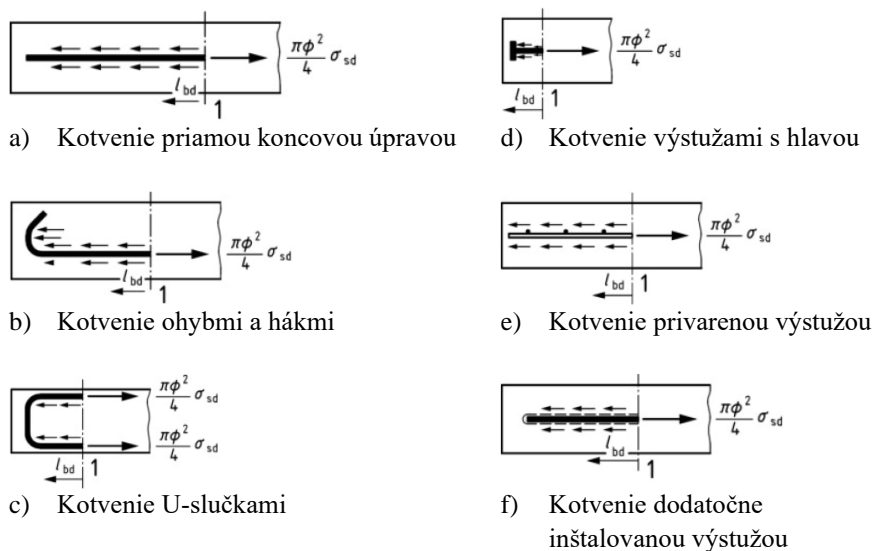


Obr. 1 Prípustné spôsoby kotvenia odlišné od priamej koncovej úpravy podľa EN 1992-1-1 [2]

A4

3 PRAVIDLÁ KOTVENIA A STYKOVANIA VÝSTUŽÍ PODĽA DRUHEJ GENERÁCIE EUROKÓDOV 2

Druhá generácia Eurokódov 2 (EN 1992-1-1:2023, časť 11.4 [3]) zavádza nové pravidlá pre kotvenie a stykovanie betonárskej výstuže. Zároveň zahŕňa nové možnosti kotvenia, konkrétne kotvenie výstužou s hlavou a dodatočne inštalované výstuže. Spôsoby kotvenia zahrnuté v novej generácii EC dokumentuje Obr. 2.



Obr. 2 Spôsoby kotvenia podľa EN 1992-1-1:2023 [3]

3.1 Kotevná dĺžka priamou koncovou úpravou

Kotevnú dĺžku l_{bd} pre priamou koncovú úpravu je možné stanoviť dvoma spôsobmi:

- 1.) odčítaním hodnôt priamo z *Tab. 1*, ak sú splnené predpísané kritériá v 11.4.2 (2) [3] a národné prílohy nestanovia iné hodnoty.

Tab. 1 Kotevná dĺžka s priamou koncovou úpravou

ϕ [mm]	Anchorage length l_{bd}/ϕ							
	f_{ck}							
	20	25	30	35	40	45	50	60
≤ 12	47	42	38	36	33	31	30	27
14	50	44	41	38	35	33	31	29
16	52	46	42	39	37	35	33	30
20	56	50	46	42	40	37	35	32
25	60	54	49	46	43	40	38	35
28	63	56	51	47	44	42	40	36
32	65	58	53	49	46	44	41	38

NOTE The values of Table 11.1 (NDP) are derived from Formula (11.3).

A4

- 2.) presným výpočtom podľa vzorca (2), alebo ak nie sú splnené kritériá v 11.4.2 (2) [3] je možné použiť vzorec (2).

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot \phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10 \cdot \phi \quad (2)$$

kde

ϕ je priemer kotvenej výstuže

f_{ck} charakteristická pevnosť betónu v tlaku

c_d zohľadňuje krytie a polohu výstuže

σ_{sd} návrhové napätie vo výstuži

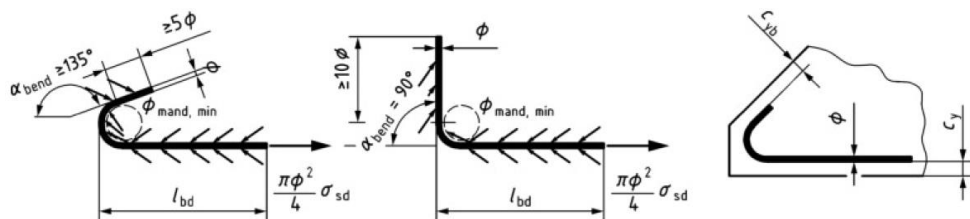
$n_c = 3/2$

k_{cp} je koeficient vplyvu betonáže na podmienky súdržnosti; $k_{cp} = 1$ koeficient pre dobré podmienky súdržnosti; $k_{cp} = 1,2$ koeficient pre zlé podmienky súdržnosti; $k_{cp} = 1,4$ v prípade, ak je použitý bentonit.

$k_{lp} = 50$ pre trvalé a dočasné návrhové situácie a $k_{lp} = 35$ pre mimoriadnu návrhovú situáciu

3.2 Kotvenie ohybmi a hákmi

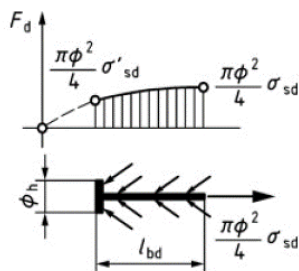
Nové pravidlá Eurokódov [3] umožňujú skrátenie návrhovej kotevnej dĺžky l_{bd} o 15ϕ pri ohyboch ak sú v súlade s *Obr. 3*, ale kotevná dĺžka $l_{bd} \geq 10\phi$.



Obr. 3 Kotvenie hákom a ohybom v ťahu

3.3 Kotvenie výstužami s hlavou

Kotvenie betonárskej výstuž hlavou je novozapracovaný spôsob kotvenia. Základný princíp spočíva v stanovení kotevnej kapacity hlavy. Dodatočná kotevná dĺžka sa vypočíta ako rozdiel medzi kotevnou kapacitou betonárskej výstuže a kotevnou kapacitou hlavy.



Obr. 4 Stanovenie kotevnej dĺžky pre výstuž s hlavou EN 1992-1-1:2023 [3]

Ak má hlava dostatočnú kotevnú kapacitu a prenesie všetky ťahové sily, potom dodatočná kotevná dĺžka nie je potrebná. Ak kotevná kapacita hlavy nie je dostatočná, je možné použiť vzorec (3) na stanovenie dodatočnej kotevnej dĺžky.

$$l_{bd} = 1,1 \cdot \left(l_{bd}(\sigma_{sd}) - l_{bd}(\sigma'_{sd}) \right) \quad (3)$$

Pri použití hláv pre šmykovú výstuž a výstuž na ovinutie sa betonárska výstuž kotví iba cez hlavu. Ďalšia kotevná dĺžka nie je potrebná (viď. článok 11.4.7 (4) [3]). Napätie, ktoré prenesie hlava sa stanoví podľa vzorca (4)

$$\sigma'_{sd} = k_{h,A} \cdot f_{cd} + v_{part} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{a_d}{\phi} \cdot \left(\frac{\phi_h}{\phi} \right)^{\frac{5}{6}} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{\phi} \right)^{\frac{1}{3}} \leq k_{h,A} \cdot v_{part} \cdot f_{cd} \quad (4)$$

kde

$k_{h,A}$ je pomer medzi plochou hlavy a plochou betonárskej výstuže

f_{cd} návrhová pevnosť betónu v tlaku

a_d nominálna vzdialenosť medzi výstužou a povrchom.

$v_{part} = 11,0$ pre betón bez trhlín v oblasti hlavy

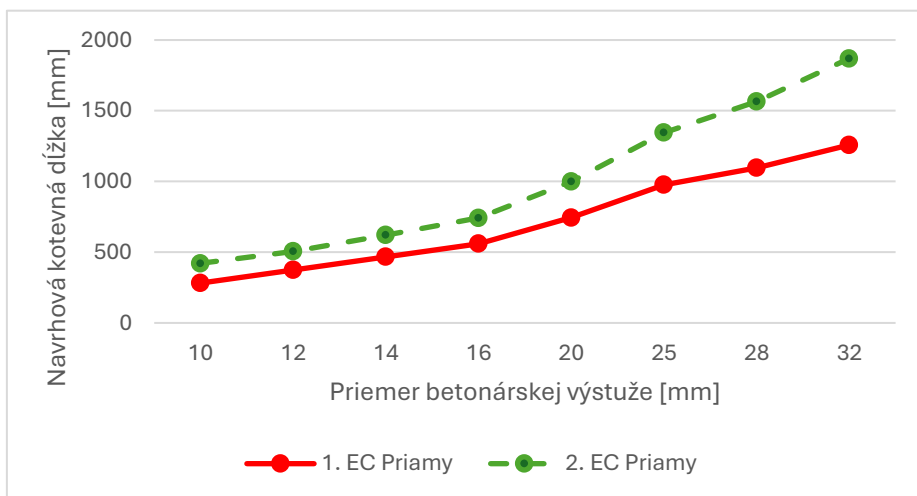
$v_{part} = 8,0$ pre betón s trhlinami v oblasti hlavy

$d_{dg} \geq 32$ menovitý rozmer zrna kameniva

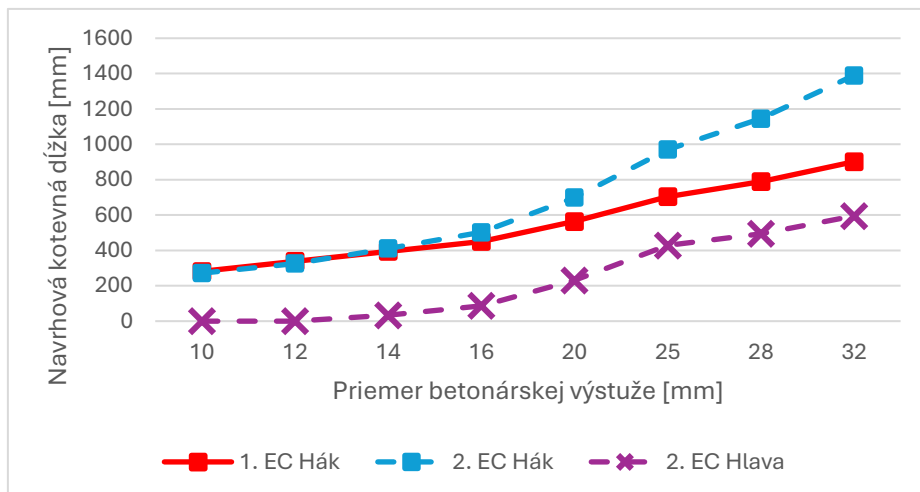
4 Porovnanie potrebných dĺžok kotvenia medzi prvou a druhou generáciou Eurokódov

Vstupné údaje použité pri výpočte kotevných dĺžok:

- podmienky súdržnosti: dobré
- krytie a pozícia betonárskej výstuže $c_d = 1,5 \cdot \phi$
- krytie a pozícia hlavy výstuže: $c_d = 1,5 \cdot \phi + \phi_h/2$
- trieda betónu: C 25/30
- bez vplyvu ovinutia výstuže



Graf 1 Porovnanie kotevných dĺžok priamej koncovej úpravy medzi prvou generáciou Eurokódu (1. EC Priamy) a druhou generáciou Eurokódu (2. EC Priamy)



Graf 2 Porovnanie kotevných dĺžok háku medzi prvou generáciou Eurokódu (1. EC Háč) a druhou generáciou Eurokódu (2. EC Háč). Potrebná kotevná dĺžka pre výstuž s hlavou (2. EC Hlava)

5 Závěry

5.1 Kotvenie priamou koncovou úpravou

Nová generácia Eurokódu 2 [3] prináša nové systémy kotvenia, ako sú kotevné hlavy a dodatočne inštalované výstuže. Tieto systémy sa už dlhší čas úspešne používajú v stavebnej praxi, kde preukázali svoju efektívnosť a bezpečnosť. Zaradením do Eurokódov sa ich navrhovanie zjednotí a zjednoduší. Návrhové kotevné dĺžky podľa nového Eurokódu 2 [3] vychádzajú pri priamej koncovej úprave a háku dlhšie, najmä pri priemeroch betonárskej výstuže od 20 mm. V prípade priemeru 32 mm je rozdiel výraznejší.

5.2 Kotvenie hlavou

Použitím kotevných hláv je možné výrazne skrátiť kotevné dĺžky. Pri menších priemeroch a vyššej triede betónu vychádza kotevná dĺžka minimálna, takmer žiadna. Model code 2010 [4], ktorý je základ novšej generácie Eurokódov 2, stanovuje podmienku v 6.1.3.6 [4], kde vo všetkých prípadoch musí mať hlava dostatočné ukotvenie za najviac namáhaným prierezom betonárskej výstuže, aby sa zabránilo porušeniu vytrhnutím betónového kužeľa. Táto podmienka v novej generácii Eurokódov 2 abscentuje a v prípade nulovej kotevnej dĺžky s použitím hláv neurčuje žiadne limity a okrajové podmienky pri použití vzorca (3). Jediná podmienka pre minimálnu kotevnú dĺžku je vo vzorci (2), ktorý platí pre kotvenie s priamou koncovou úpravou. Tento fakt môže viesť k navrhovaniu detailov, ktoré nie sú bezpečné.

A4

Literatúra

- [1] Úrad pre normalizáciu, metrológiu a skúšobníctvo Slovenskej republiky, [Online]. Available: <https://www.normoff.gov.sk/stranka/661/eurokody/?csrt=17955119569709558760>.
- [2] STN EN 1992-1-1+A1:2015. Eurokód 2. Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy (Konsolidovaný text)
- [3] SFS-EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, 403 p. (2023)
- [4] fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, fédération internationale du béton/International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.

Assessment of Uneven Damage Impact on Reinforced Concrete Beams via FEMAP

Pavlo Vehera¹, Nazarii Mykhalevskiy², Viktor Borzovič³, Zinovii Blikharskyi⁴

ABSTRACT

Many reinforced concrete buildings and structures suffer damage during operation due to aggressive environmental conditions, changes in building use, and various defects. This article discusses theoretical results of unevenly damaged reinforced concrete beams using FEMAP software. Damages and defects can reduce stiffness and bearing capacity, influenced by external conditions, mechanical impacts, and explosions. These factors can alter the stress-strain state of reinforced concrete elements. The study aims to analyze the effects of uneven damage on beams, important for calculating residual bearing capacity. Finite element modeling (FEM) in FEMAP was used to simulate various types of damage, such as wetting and freezing, chemical impact, and analyze stresses in concrete and reinforcement. Results compared stresses with ultimate values and assessed deformability. These findings are valuable for improving safety and calculation methods for reinforced concrete elements under load.

A4

1 INTRODUCTION

Determination of the residual load carrying capacity of reinforced concrete beams under various damages is an urgent task for the construction industry and is of great importance for design engineers. Damage to concrete can occur for various reasons, such as chemical attack, mechanical damage, improper operation, and other types of damage classified in [1]. This can lead to a decrease in the bearing capacity of beams and an increase in the risk of accidents, as well as to the occurrence of complex types of deformations of reinforced concrete elements that are not predictable in the design [2].

Research in this area is aimed at understanding the mechanisms of damage and its impact on the bearing capacity of reinforced concrete beams. The results of such studies can be used to set safety standards and develop recommendations. Accordingly, the assessment of the technical condition of reinforced concrete structures is the main diagnostic tool during operation, so there is a need to determine the bearing capacity of and selecting the optimal reconstruction method.

¹ doc. Ing. PhD., National University "Lviv Polytechnic, of Structures and Bridges, Karpinskoho 6, 79013 Lviv, Ukraine, tel.: +38(068)137 89 41, e-mail: pavlo.i.vehera@lpnu.ua

² PhD student, National University "Lviv Polytechnic, Department of Structures and Bridges, Karpinskoho 6, 79013 Lviv, Ukraine, tel.: +38(099) 123 65 11, e-mail: nazarii.a.mykhalevskiy@lpnu.ua

³ prof. Ing. PhD., Department of Concrete Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava, Radlinského 11, 81005, Bratislava, Slovakia, tel.: +421 905 849 264 e-mail: viktor.borzovic@stuba.sk

⁴ prof. Ing. PhD., National University "Lviv Polytechnic, of Structures and Bridges, Karpinskoho 6, 79013 Lviv, Ukraine, tel.: +38 (067)923 16 71, e-mail: zinovii.y.blikharskyi@lpnu.ua

This article discusses the stress analysis and deformability of reinforced concrete beams with non-uniform damage using the Femap software package based on NX Nastran.

2 ANALYSIS OF RECENT RESEARCH AND PUBLICATIONS

The study of reinforced concrete beams with damage is a relevant area. When the compressed zone of concrete is damaged, the bearing capacity of the beam decreases, deformations and stresses change. Determination of the bearing capacity of reinforced concrete beams with damage to the compressed zone is investigated in [3].

The use of numerical analysis of the effect of damage to the compressed zone of concrete in a reinforced concrete beam provides important information for understanding the behavior and prediction of performance. Numerical methods are used to analyze the effect of concrete damage on the bearing capacity of beams and to study the mechanical characteristics of such structures.

Having considered the papers [4-5], which investigate the influence of cracks in the compressed zone of concrete on the bearing capacity of reinforced concrete beams and their impact on the mechanical characteristics of structures. These articles are substantiated by numerical and experimental research methods. The main attention is paid to the analysis of the effect of cracks on the change in the bearing capacity of beams, in particular, various factors such as the depth and length of cracks, reinforcement, and material properties are taken into account. The results of the study of crack formation and failure of the compressed zone of concrete contribute to a better understanding of this effect on the performance of reinforced concrete beams and its bearing capacity. In [6], typical flexural failure was observed in damaged beams. Bending cracks increased and propagated upward in the high moment region with increasing load. After reaching the yield strength, an upward shift of the neutral axis was observed, which led to concrete crushing in the compressed zone. Small inclined cracks of minor impact appeared throughout the span.

The study of damaged reinforced concrete elements was carried out by Klymenko E.V. [7], the main direction of work was to create the basis for a methodology for determining the technical condition of damaged reinforced concrete structures and assessing the possibility of their further normal operation based on field tests. During the operation of reinforced concrete elements, there was a need to protect the bearing structures of the eastern stand of the stadium from atmospheric moisture. Prolonged soaking of reinforced concrete structures led to the destruction of the protective layer, corrosion of the longitudinal and transverse reinforcement. These damages necessitated the determination of the bearing capacity and deformed state.

The analysis of the stress-strain state and the determination of the residual bearing capacity of reinforced concrete elements using the FEMAP software package were performed in [8]. The basis for the research work was significant damage to reinforced concrete elements, errors in the manufacturing technology, non-compliance with the minimum protective layer, violations of the formwork geometry, and installation deviations. The objective of the study was to systematize the approach and factors that influence the decision-making process for strengthening a damaged reinforced concrete element, as well as to analyze the factors that influence the process of modeling an existing reinforced concrete element in order to determine the actual bearing capacity.

The most modern methods of modeling reinforced concrete structures using FEMAP and NASTRAN software are proposed by S. Kumar [9]. The author discusses methods of modeling, analysis and design of reinforced concrete elements and describes the process of creating models, determining loads, performing analysis and evaluating the bearing capacity and stability of reinforced concrete structures. The author also discusses in detail the use of software products for

calculations and optimization of structures. The final results confirm that Femap and NASTRAN can be useful tools for modeling reinforced concrete structures and analyzing their behavior.

Among the publications, a broad overview of modeling and analysis of a reinforced concrete beam using the FEMAP software package is presented in [10]. In particular, the authors describe the methodology for constructing a geometric model, the correct input of material properties, and loading conditions. The process of analyzing a reinforced concrete beam with

setting up boundary conditions and performing numerical analysis. Examples of modeling and analysis of reinforced concrete beams are presented to demonstrate the effectiveness of Femap and NASTRAN. The results indicate that these software products can be used to determine stresses and strains.

2.1 Research objective. Modeling of reinforced concrete beams with non-uniform damage under load in the Femap complex using the finite element method. Based on the modeling, to analyze stresses and strains.

The object of research is reinforced concrete bending structures of buildings and structures under conditions of long-term operation.

Materials and methods of research. For theoretical research and modeling, a normally reinforced reinforced concrete beam was designed, which will be used for experimental testing and comparison of the results with theoretical data. The geometric dimensions of the reinforced concrete beam are: length $l=2100\text{mm}$, height $h=200\text{mm}$, width $b=100\text{mm}$, distance between supports $l_1=1900\text{mm}$. The working reinforcement in the tensile zone of the beam is designed from rolled steel $\text{Ø}16\text{A}500\text{S}$ (Young's modulus $E=209200$, Poisson's ratio

$=0.29$), upper reinforcement $2\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$, concrete of class C30/35 (Young's modulus $E=34500$, Poisson's ratio $=0.21$). The transverse reinforcement is made in the form of U-shaped clamps $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$ with a pitch of 75 mm (Fig. 1).

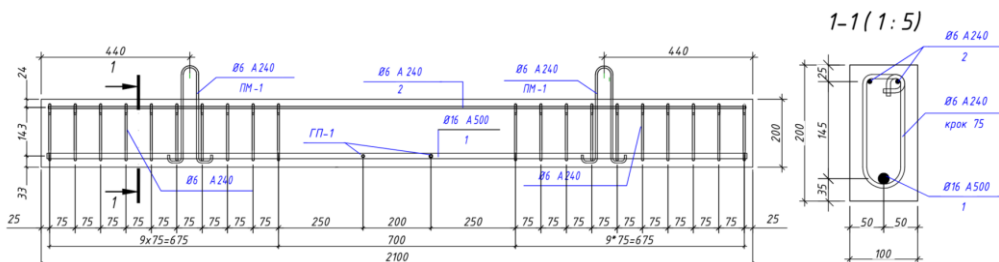


Fig. 1: General view of beam reinforcement

The reinforced concrete beam was designed to be installed on the test bench in such a way that its failure is expected in the zone of pure bending along the normal sections. To create the model and perform the calculations of the reinforced concrete beam, I used Femap, a widely used and modern software package for engineering analysis that facilitates the construction of finite element models.

The modeling starts with creating the necessary layers and entering the parameters of concrete and steel - Young's modulus, Poisson's ratio (Fig. 2).

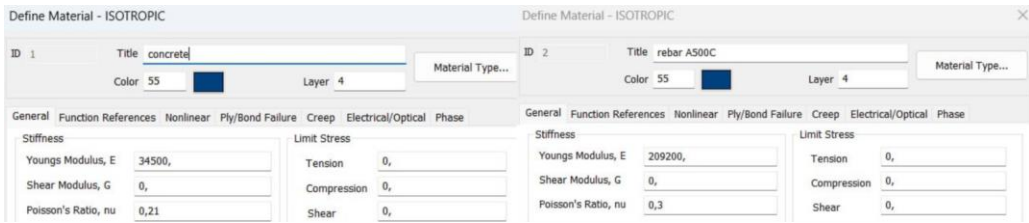


Fig. 2: Characteristics of reinforced concrete beam materials

The next step was to create a finite element mesh. To ensure the compatible operation of the reinforced concrete element, the modeling was performed with the condition that the edges and nodes of the concrete finite element mesh coincide. Formation of the element mesh

included the creation of a plane from which finite elements were created using the "extrude" method along the entire length of the beam. To obtain accurate data, the finite element mesh was created from 10×10 mm and 15×10 mm cubes. The reinforcement was modeled using the BEAM element. After completing the mesh creation, all model nodes need to be merged using the "merge coincidence" command, which removes all unnecessary nodes and solves the problem of errors during the subsequent calculation of a damaged reinforced concrete beam.

After that, we create supports at a distance of 100 mm from its edge in the lower nodes of the beam along its entire width. On the one side - fixed support with a ban on movement along the TX, TY, TZ axes. The load with the value F (kN) is applied in 1/3 of the span (Fig. 3) to ensure a clean bending zone. The applied load $F = 35.3$ kN.

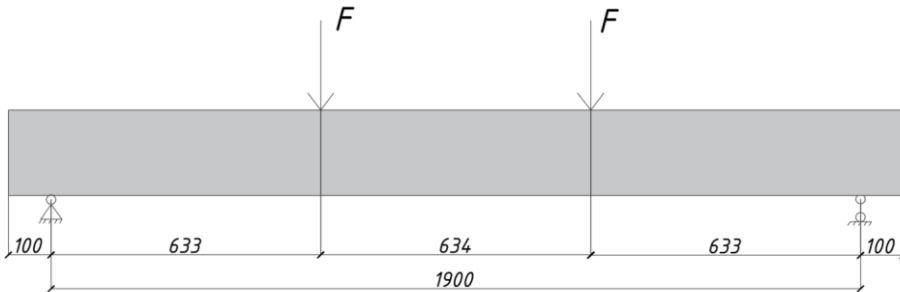


Fig. 3: Scheme of load application

For further study and analysis of a reinforced concrete beam with uneven damage, 6 variations of damage with variable values were selected and modeled (Fig. 4). The damage parameters are the following values:

- depth;
- is the damage angle α ;
- is the value of the slice run δa .

Damage may occur as a result of wetting or alternating wetting, freezing and thawing.

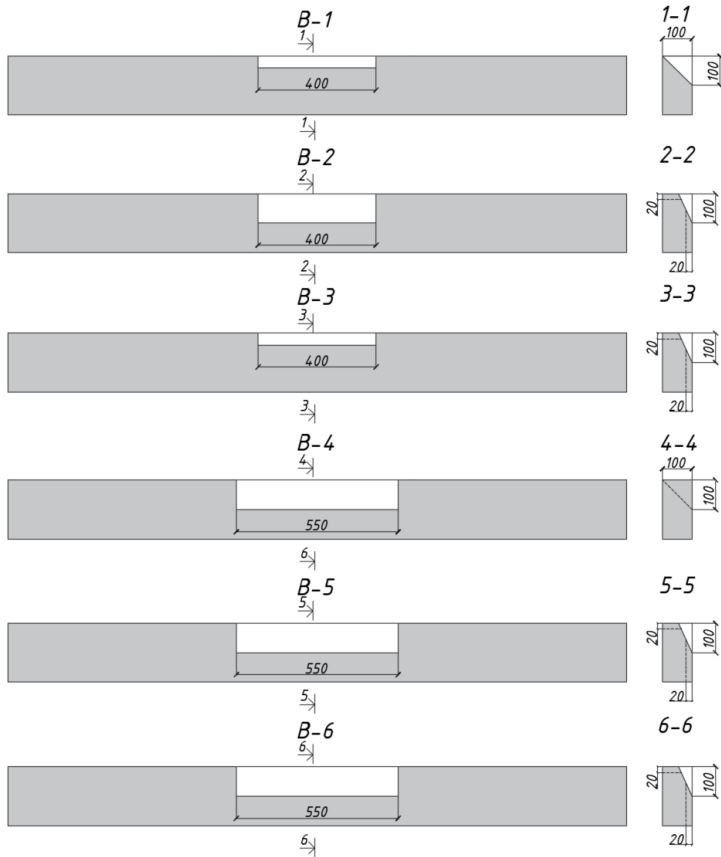


Fig. 4. Scheme of damage to a reinforced concrete beam

There are several ways to create a computational model fault in the FEMAP program [10], in this case, we chose to create it by deleting mesh elements.

After deletion, the "merge coincidence" command must be used again to prevent errors. It is assumed that this damage may cause a change in the stress-strain state of the reinforced concrete element. As a result of modeling and static calculation using the Femap software, models and isofields of the reinforced concrete beam B-1 (Fig. 5, Fig. 6), displacements in the Y-axis (Fig. 7) and along the X-axis (Fig. 8) were obtained.

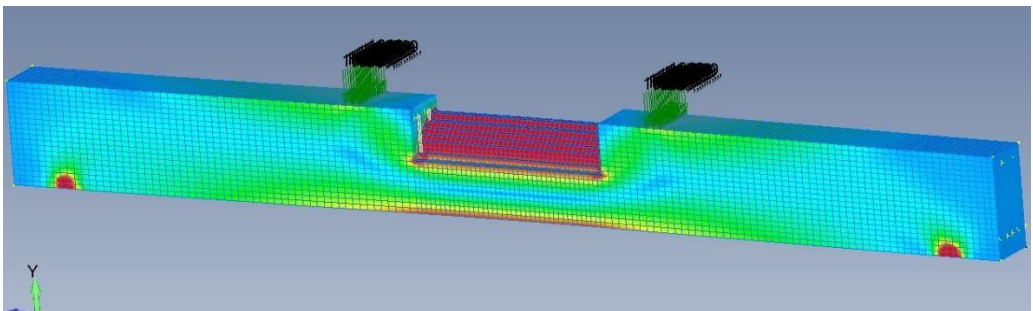


Fig. 5: General view of damage and stress isopleth of concrete of beam B-1

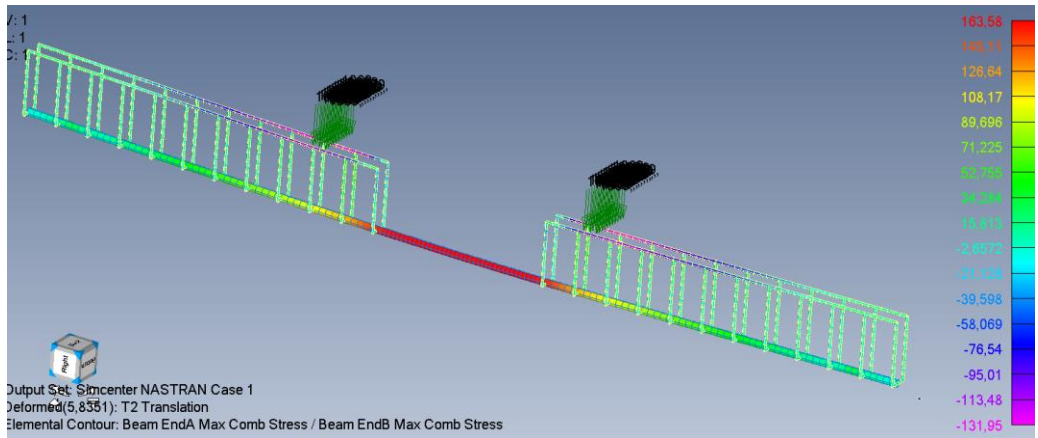


Fig. 6: Stress isofields in the reinforcement of beam B-1

A4

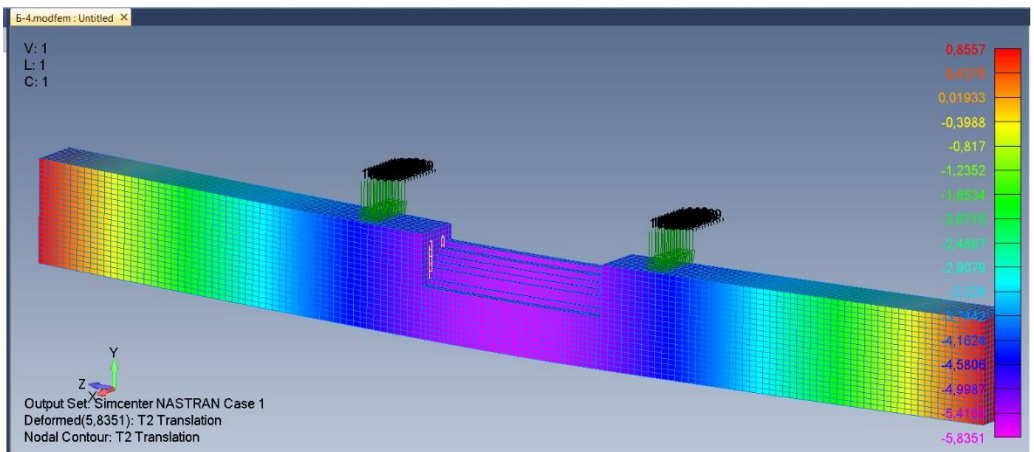


Fig. 7: Movement of the damaged beam B-1 along the Y-axis

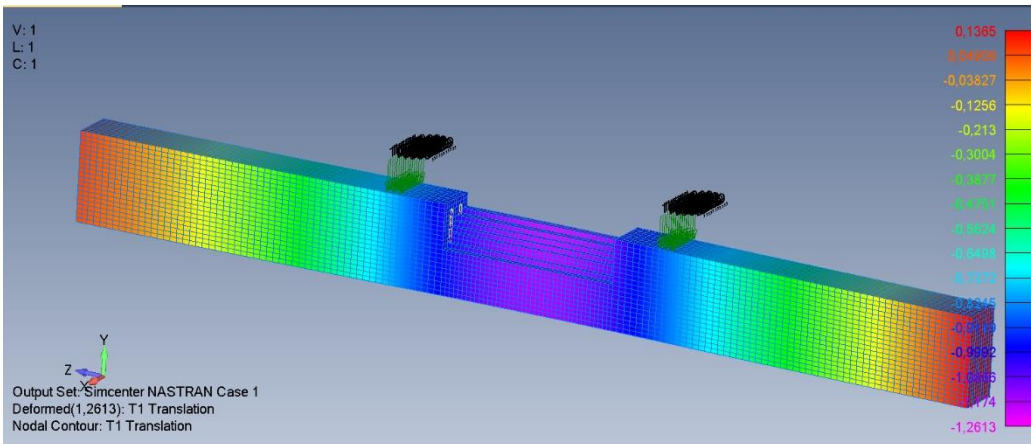


Fig. 8: Movement of the damaged beam B-1 along the X-axis

The theoretical results of unevenly damaged reinforced concrete beams are shown in Table 1. The analysis of these data allows us to understand which of the damage parameters can play a role in increasing the deformation under the load.

Table 1 - Summary indicators of damaged reinforced concrete beams

Title	Length of the cut	Displacement Y-axis	Displacement X-axis	Max stress in concrete σ_c	Max stress in reinforcement σ_s
B-1	400 mm	5.83mm	1.26mm	37.5	135.58
B-2	400 mm	6.29mm	1.44mm	40.5	146.42
B-3	400 mm	7.06mm	2.03mm	45.36	156.4
B-4	5500 mm	6.41mm	1.4mm	41.23	142.21
B-5	500 mm	6.97mm	1.6mm	44.52	158.3
B-6	550 mm	7.91mm	2.3mm	49.28	167.7

3. CONCLUSIONS

Upon analyzing the data obtained during this study, the following conclusions can be drawn:

1. The implementation of finite element modeling for existing reinforced concrete elements yields more accurate results compared to traditional analytical methods.
2. The theoretical examination of unevenly damaged reinforced concrete beams using the FEMAP software environment provides an in-depth understanding of stresses in both concrete and reinforcement across various damage scenarios. The results illustrate the effect of the compressed zone on the reinforced concrete beam, indicating that each centimeter of damage decreases the effective working height of the concrete, diminishes its bearing capacity, and alters the inclination of the neutral axis.
3. This modeling approach enables the assessment of the impact of damage and defects present in existing structural elements when subjected to load.
4. It is evident that this study is preliminary and necessitates further refinement, including the comparison of theoretical results with experimental data.

A4

Acknowledgement

This work was supported by the Scientific Grant Agency VEGA under the contract No. VEGA 1/0358/23.

References

- [1] O.P. VOSKOBIINUK, "Typological comparison of defects and damage of reinforced concrete, metal and steel-reinforced concrete beam structures", Theory and building practice, no. 662, pp. 97-103, 2010..
- [2] O.P. VOSKOBIINYK, O.O. KITAIEV, YA.V. MAKARENKO, YE.S. BUHAIENKO, "Experimental investigation of reinforced concrete beams with defects and damages that cause the skew bending", Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering, no. 1(29), pp. 87-92, 2011.
- [3] YE.V. KLYMENKO, K.V. POLIANSKYI, "Experimental investigation of the stress-strain state of damaged reinforced concrete beams", Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, no. 76, pp. 24-30, 2019.

- [4] X. ZHANG, S. LI, Z. YAO, S. ZHAO, & C. WANG, "Influence of cracks in the compressed zone on the strength and stiffness of reinforced concrete beams", *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, pp. 804-816, 2018.
- [5] S. LI, N. ZHANG, & I. ZHAO, "Influence of cracks in the compressed zone on the strength of reinforced concrete beams", *Journal of Structural Engineering*, no. 144(6), 2018.
- [6] R.H. HADDAD, M.J. SHANNAG, A. MOH'D, "Repair of heat-damaged RC shallow beams using advanced composites", *Materials and Structures*, no. 41, pp. 287-299, 2008.
- [7] YE.V. KLYMENKO, V.V. POHRIBNYI, O.O. DOVZHENKO, "Deformovanyi ta tekhnichni stan nesuchykh konstruksii stadionu «Vorskla» v m.Poltavi", *Kommunalnoe khoziaistvo horodov*, vol. (55), pp. 319-324, 2004.
- [8] V.K. SHYNDER, M.V. LOBZIN, "Analysis by mathematical modeling of carrying capacity of existing residual structural elements during reinforcement", *Theory and Building Practice*, no. 877, pp. 231-234, 2018.
- [9] S. KUMAR, "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Using Femap and NASTRAN", *International Journal of Structural Analysis & Design*, no. 7(4), pp. 104-110, 2020.
- [10] H. ZHANG, G. LI, "Modeling and Analysis of Reinforced Concrete Beams in Femap and NASTRAN", *Journal of Structural Engineering*, no. 145(6), 04019039, 2019.

Sekcia B1

**REKONŠTRUKCIE A ZOSILŇOVANIE
BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV**

B1

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD.

prof. Ing. Martin Moravčík, PhD.

B1

NUMERICKÉ, SKÚŠOBNÉ A DIAGNOSTICKÉ PRÁCE POTREBNÉ PRE ZOSILNENIE STROPNEJ DOSKY PODZEMNEJ GARÁŽE

Tomáš Augustín¹, Kamil Laco²

ABSTRAKT

Čo môže začať ako bežná obhliadka stropnej dosky garáže z dôvodu pretekania nánosovej vody na nižšie podlažia vie vyústiť do komplexných diagnostických prác a podrobnej numerickej analýzy. Na konkrétnom prípade stropnej dosky budú prezentované nie len typické diagnostické práce ako sú materiálové skúšky, prípadne statická zaťažovacia skúška, ale aj numerickej analýza so zohľadnením materiálových nelinearit a hlavne efektov dotvarovania a zmršťovania, pre vystihnutie polohy trhlín zaznamenaných z obhliadky. Navyše, z dôvodu dodatočných požiadaviek investora, bolo potrebné overiť či sa počas rekonštrukčných prác neohrozí fungovanie výpočtového centra, citlivé na vibrácie. Za týmto účelom bolo na doske realizované vstupné dynamické meranie vplyvov rôznych druhov fréz a následne sa dáta použili pre dynamickú numerickej analýzu dopadov frézovania na záujmové miesta konštrukcie. Výsledky boli implementované do kontinuálneho monitoringu dynamických vplyvov rekonštrukcie. Všetka projekčná a diagnostická činnosť následne vyústila k návrhu zosilnenia a zastabilizovaniu stavu samotnej stropnej dosky.

B1

1 ÚVOD

Projekt predmetnej budovy bol vypracovaný so všetkými náležitosťami a podľa vtedy platných STN noriem. Avšak už počas prvých 20 rokov užívania stavby sa vyskytli poruchy v podzemných podlažiach budovy. Poruchy sa vyskytovali najmä v lokálne podopretej stropnej doske nad 3. PP tvorenej filigránmi s dobetonávkou (základná hrúbka 180 mm) a v obvodových stenách 3. PP. Stropná doska nad 3.PP slúži ako parkovanie pre automobily do 3,5 t.

Pred začiatkom projekčných prác bola vykonaná obhliadka, s podrobnou fotodokumentáciou aktuálneho stavu konštrukcie.

Ešte pred začatím samotnej sanácie bolo potrebné overiť, aký vplyv budú mať použité mechanizmy, z hľadiska vibrácií, na stropnú dosku. Overenie vplyvu vibrácií malo pre objednávateľa veľký význam, nakoľko v 2. NP sa nachádza výpočtové centrum, ktorej zariadenia sú citlivé na vibrácie.

¹ Ing. Tomáš Augustín, PhD., ConIS s.r.o., Jurská 13770/25, 831 02 Bratislava, e-mail: tomas.augustin@conis.sk

² Ing. Kamil Laco, PhD., ConIS s.r.o., Jurská 13770/25, 831 02 Bratislava, e-mail: tomas.augustin@conis.sk

Po zistení rozsahu korózie výstuže sa pristúpilo k statickej zaťažovacej skúške realizovanej v 2 poliach.



Obr. 1: Koróziou zasiahnutá výstuž

2 DYNAMICKÁ NUMERICKÁ ANALÝZA

B1

V rámci rekonštrukčných prác na stropnej doske nad 3. podzemným podlažím (3.PP) bolo potrebné posúdiť vplyv frézovania hornej hrany dosky na kmitanie konštrukcie, najmä na stropnú dosku nad 2. podzemným podlažím (2.PP), kde sa nachádza serverovňa citlivá na vibrácie. Cieľom dynamickej numerickej analýzy bolo overiť, či počas frézovacích prác nedôjde k prekročeniu limitných hodnôt zrýchlenia, ktoré by mohli negatívne ovplyvniť funkčnosť zariadení v serverovni.

2.1 Požiadavky a vstupné parametre

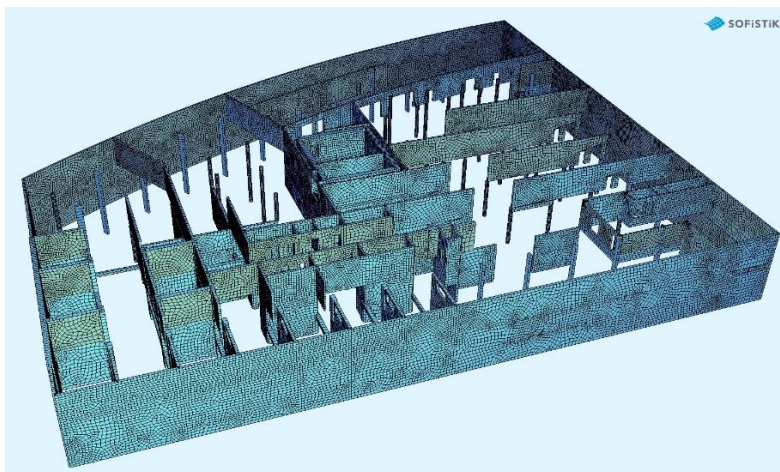
Investor stanovil maximálnu prípustnú hodnotu zrýchlenia na $0,25\text{ G}$ ($\approx 2,5\text{ m/s}^2$) pre frekvenčný rozsah od 5 do 500 Hz na stropnej doske nad 2.PP. Táto hodnota predstavuje hranicu, nad ktorou by mohlo dôjsť k narušeniu prevádzky citlivých technológií.

Pred začiatkom numerickej analýzy bolo potrebné získať vstupné údaje o zaťažení spôsobenom frézovacími strojmi. Preto bolo realizované nulté meranie zrýchlení, kde sa namerali priemerné hodnoty zrýchlenia a maximálne lokálne výchylky na samotných frézach a zároveň boli vykonané kontrolné merania na stropnej doske v blízkosti pracovných strojov pre nakalibrovanie numerickej analýzy.

2.2 Geometrický model a materiálové charakteristiky

Pre analýzu bol vytvorený numerickej model v programe SOFiStiK, kde boli stropy a steny modelované pomocou 2D elementov a stĺpy modelované ako 1D prvky. Nakoľko bol model pripravený len na dotknuté podlažia boli pre spodné steny a stĺpy (3.PP) nastavené votknutia vo všetkých stupňoch voľnosti a pre horné steny a stĺpy (1.PP) votknutie s uvoľneným zvislým posunom.

Materiálové vlastnosti boli zadefinované podľa normy STN EN 1992-1-1. Betón triedy C25/30 s charakteristickými hodnotami pevnosti a modulom pružnosti podľa normy. Viazaná výstuž bola triedy 10 425 V a trieda ocele pre zvárané siete: 10 505 R.



Obr. 2: 3D analytický model so zobrazením hrúbky prvkov - steny 3.PP až 1.PP

2.3 Metodika analýzy

V rámci metodiky analýzy bola použitá dynamická step analýza, kde výpočet prebiehal ako časovo závislý proces (time-history analýza). Výsledky sa zapisovali každú štvrtinu periódy, pričom samotný výpočet sa realizoval v krokoch po jednej osmine periódy. Celkovo bolo zahrnutých 32 zaťažovacích stavov, čo predstavuje osem plných periód a pri frekvencii 11 Hz to zodpovedá približne 0,727 sekundy. Každý nový zaťažovací stav nadväzoval na predchádzajúci, pričom zahrňoval kumulatívne účinky predchádzajúcich stavov.

Zaťaženie bolo modelované ako harmonické kmitanie aplikované v uzloch na stropnej doske nad 3. podzemným podlažím, presne v miestach predpokladaného pôsobenia frézovacích strojov. Skúmané boli rôzne scenáre, vrátane zaťaženia s kmitaním v jednom bode a zaťaženia s kmitaním v dvoch bodoch, pričom sa uvažovali rôzne fázové posuny (0 periódy, $\frac{1}{4}$ periódy, $\frac{1}{2}$ periódy), aby sa identifikovala najnepriaznivejšia kombinácia.

V úvahách sa zohľadnil tlmiaci vplyv zaťaženia, pričom okrem vlastnej tiaže nebolo uvažované s ďalším úžitkovým zaťažením, keďže počas frézovacích prác sa na stropnej doske nad 3. podzemným podlažím nepredpokladala prítomnosť ďalších zaťažení. Pre zvýšenie bezpečnosti boli porovnané výsledky lineárnych a nelineárnych výpočtov. Zistilo sa, že pri nelineárnych charakteristikách alebo znížení tuhosti stropov dochádza k vyšším deformáciám na mieste pôsobenia sily, avšak na pozorovanej doske nad 2. podzemným podlažím boli zrýchlenia nižšie.

2.4 Výsledky analýzy

Výsledky analýzy ukázali, že maximálne zrýchlenie na stropnej doske nad 2. podzemným podlažím nedosiahlo hodnotu $2,5 \text{ m/s}^2$, ktorá bola stanovená ako limitná. Na stropnej doske nad 3. podzemným podlažím, kde sa frézovacie stroje nachádzajú, boli zrýchlenia taktiež pod touto hranicou. Pri zaťažení v dvoch polohách s fázovým posunom sa ukázalo, že najnepriaznivejšia kombinácia nastáva bez fázového posunu, kde sa zrýchlenia z oboch zdrojov sčítavajú. Aj v tomto prípade však maximálne dosiahnuté zrýchlenie bolo iba $0,152 \text{ m/s}^2$, čo je výrazne pod stanoveným limitom.

Vyhodnotenie výsledkov potvrdilo, že počas frézovacích prác nedôjde k prekročeniu maximálnej prípustnej hodnoty zrýchlenia na stropnej doske nad 2. podzemným podlažím. Numerická analýza bola v súlade s reálnymi meraniami zrýchlení na mieste, kde sa maximálne zrýchlenia na

stropnej doske nad 3. podzemným podlažím pohybovali okolo 2 m/s^2 . Ukázalo sa, že najnepriaznivejší scenár je bez fázového posunu, avšak aj v tomto prípade sú zrýchlenia výrazne pod limitom. Počas realizácie frézovacích prác bol nainštalovaný kontinuálny monitoring zrýchlení na stropnej doske nad 2. podzemným podlažím, ktorý potvrdil neprekročenie povolených hodnôt.



Obr. 3: Monitorovacie zariadenie zrýchlení s napojením na spínač pre napojenie fréz

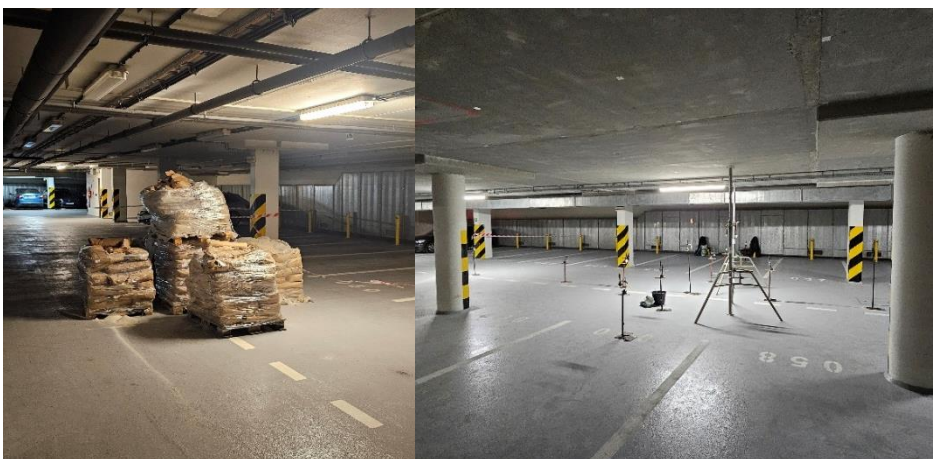
3 STATICKÁ ZAŤAŽOVACIA SKÚŠKA VS. NELINEÁRNA NUMERICKÁ ANALÝZA

3.1 Statická zaťažovacia skúška [5]

B1

Statická zaťažovacia skúška podľa [5], prebehla v 2 susedných poliach. Prvé pole (A) bolo bez akýchkoľvek známkov poškodenia, druhé pole (B) vykazovalo veľké známky korózie výstuže. Cieľom statickej zaťažovacej skúšky bolo preukázať spoľahlivosť konštrukcie z hľadiska medzných stavov únosnosti a použiteľnosti. Zaťaženie bolo zvolené, ako náhradné bremeno (6 ton), ktoré malo vyvolať rovnaké silové a deformačné účinky, ako zaťaženie podľa [2].

Zaťažovanie stropnej konštrukcie prebiehalo v 6 zaťažovacích krokoch, tak, aby bol prírastok zaťaženia a teda aj ohybových momentov uprostred stropnej dosky rovnomerný. Počas zaťažovania boli merané priehyby konštrukcie a vizuálne bol kontrolovaný prípadný vznik a rozvoj trhlín. Náhradné zaťaženie pôsobilo na konštrukciu po dobu 24 hodín, po ktorých sa odčítal finálny priehyb.



Obr. 4: Zaťažovacia zostava (vľavo) [5], meracie prístroje (vpravo) [5]

Materiálové skúšky betónu boli pomerne prekvapujúce. Projektovaný betón bol triedy B30 (C25/30) pre dobetónávku aj filigrány. Po odobratí a odskúšaní vzoriek valcov bol betón po zatriedení do pevnostej triedy:

Pole A: – dobetónávka – C35/45, filigrány – C45/55.

Pole B: – dobetónávka – C40/50, filigrány – C40/50.

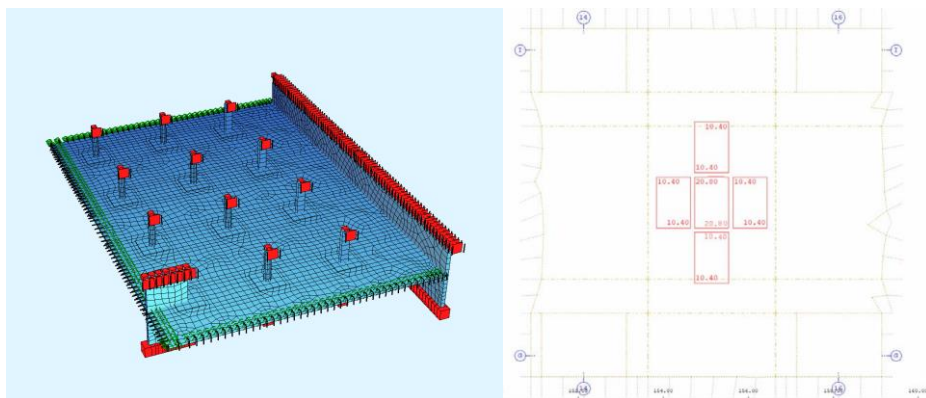
Vyhodnotenie skúšky bolo pre obe polia veľmi podobné. Obe polia vyhoveli na medzný stav únosnosti. Pri medznom stave použiteľnosti neboli pozorované žiadne nové trhliny. Prírastok priehybu od náhradného bremena bol pre pole A - 1,79 mm a pre pole B – 2,05 mm.

Výsledky zaťažovacej skúšky preukázali, že železobetónová doska tvorí s ostatnými časťami konštrukcie monoliticky pôsobiaci celok, pričom bolo pri zaťažení a odľahčení preukázané je pružnoplastické chovanie, čím boli splnené kritériá spoľahlivosti podľa STN 73 2030 z hľadiska medzných stavov únosnosti a použiteľnosti.

3.2 Nelineárna numerická analýza

Pre analýzu bol použitý program SOFiSTiK. Pri tvorbe numerického modelu bola snaha čo najpresnejšie vystihnúť existujúcu konštrukciu. Steny a dosky boli modelované s použitím 2D elementov. Stĺpy boli modelované 1D prvkami. Okrajové podmienky pre spodné steny a stĺpy bolo votknutie. Pre horné steny a stĺpy bolo zadané votknutie s uvoľneným zvislým posunom.

Vlastnosti betónu boli preukázané skúškami a do modelu bola zadaná príslušná priemerná pevnosť betónu. Výstuž bola zadaná do plôch podľa vystuženia z pôvodnej projektovej dokumentácie. Betonárska výstuž bola podľa projektovej dokumentácie V425. Stropná doska bola rozdelená na časti s rovnakým smerom a plochou hlavnej výstuže v hornej a dolnej vrstve. Pre výpočet šírky trhlín a priehybu bol použitý fázovaný výpočet.



Obr. 5: Numerický submodel (vľavo), zaťaženie paletami (vpravo)

Jednotlivé kroky výpočtu boli v zhode so spôsobom výstavby:

1. krok – vybetónovanie stien 3. PP- zmrašťovanie, dotvarovanie – 2 týždne
2. krok - vybetónovanie dosky nad 3. PP
- zmrašťovanie, dotvarovanie – 2 týždne
3. krok – vybetónovanie stien 2. PP
- zmrašťovanie, dotvarovanie
4. krok – zaťaženie stropu dopravou

- zmrašťovanie, dotvarovanie – pôsobenie stálej zložky dopravou

5. krok – zaťaženie náhradným bremenom

- zmrašťovanie, dotvarovanie – 24 hod.

Namerané hodnoty priehybov lokálne podopretej stropnej dosky vykazujú dobrú zhodu s výsledkami numerického výpočtu (Tab. 1). Odchýlky medzi experimentálnymi údajmi a simuláciou sú minimálne, čo naznačuje, že zvolený numerický model správne opisuje správanie konštrukcie. Tieto rozdiely môžu byť spôsobené jemnými odchýlkami v materiálových vlastnostiach alebo geometrii, ktoré nie sú v numerickom modeli plne zohľadnené. Celkovo však výsledky ukazujú, že numerický výpočet je vhodným nástrojom na predpovedanie priehybov stropnej dosky.

Tab. 1: Porovnanie nameraných a vypočítaných výsledkov

-	Medzipodperový ohybový moment	Priehyb- nameraný	Priehyb- vypočítaný
Pole A	14,4 kN.m	1,79 mm	2,12 mm
Pole B		2,05 mm	2,23 mm

4 NÁVRH ZOSILNENIA

Napriek prekvapivo dobrým výsledkom statickej zaťažovacej skúšky bolo pristúpené k zosilneniu stropnej dosky. Toto rozhodnutie bolo urobené s prihliadnutím na trvanlivosť konštrukcie. Návrh zosilnenia bol urobený pre polia viditeľne zasiahnuté koróziou. Značne skorodovanú plochu ohybovej výstuže bolo potrebné nahradiť. Nahradenie bolo realizované pomocou CFRP lamiel. Lamely boli navrhnuté na plné zaťaženie spolu s pridaním protipožiarnej ochrany.

5 ZÁVER

Predložený prípad ukazuje, ako sa bežná obhliadka stropnej dosky garáže premenila na rozsiahlu diagnostickú a analytickú úlohu. Diagnostické práce zahŕňali materiálové skúšky, statické zaťažovacie testy a komplexnú numerickú analýzu, zameranú na materiálové nelinearity a efekty dotvarovania a zmrašťovania. Dodatočné dynamické merania boli realizované s cieľom zabezpečiť, že rekonštrukcia neohrozí fungovanie citlivého výpočtového centra v blízkosti. Výsledky týchto analýz viedli k navrhnutiu opatrení na zosilnenie a stabilizáciu stropnej konštrukcie, čím sa zabezpečila bezpečnosť a dlhodobá spoľahlivosť celej stavby. Tento prípad ilustruje dôležitosť komplexného prístupu k diagnostike a návrhu v stavebníctve.

Literatúra

[1] STN EN 1992-1-1 : *Navrhovanie betónových konštrukcií*. Časť 1-1 : Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby. Bratislava, 2006.

[2] STN EN 1991-1-1:2007 Eurokód 1. Zaťaženia konštrukcií Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia – Objemová tiaž, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia budov.

[3] STN EN 206-1 Betón. Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda, 2002 vrátane A1 z roku 2004, A2 z roku 2005, NA z roku 2009, NA/O1 z roku 2011

[4] STN 73 2030 - Zaťažovacie skúšky stavebných konštrukcií – spoločné ustanovenia

[5] PROCON - Zaťažovacia skúška stropnej dosky podzemných garáží, 2024

EFEKTÍVNE ZOSILNENIE KRÁTKYCH KONZOL STĽPOV PRIEMYSELNEJ HALY POMOCOU DODATOČNE VLOŽENÝCH PREDPÍNACÍCH KÁBLOV

Ladislav Klusáček¹, Lukáš Bobek², Adam Svoboda³

ABSTRAKT

Príspevok sa venuje spôsobu vystužovania krátkych konzol dodatočnými predpínacími káblami, ktoré sú vedené v dodatočne zriadených káblových kanáloch. V texte sa opisuje veľmi účinná metóda, ktorá má okrem účinnosti aj ďalšie výhody: konštrukcia betónových stĺpov s konzolami nemení svoj charakter, predpínacia výstuž je chránená betónom mechanicky aj proti zvýšeným teplotám a je ľahko aplikovateľná. V texte sú najprv opísané niektoré ďalšie metódy. Tie však pracujú s povrchom betónu, ktorý je často narušený. Alternatívne metódy sa potom nedajú použiť alebo ich prax považuje za nedostatočne spoľahlivé v konkrétnej situácii. Následne sa opisuje návrh, samotná realizácia a overenie predpínania pomocou merania deformácie betónu na skutočných stĺpoch a konzolách v reálnom meradle. Rozoberá tiež návrh, ktorý vedie nielen k zosilneniu v ohybe, ale aj v šmyku. Ďalší text opisuje merania na vzorkách konzol a následnú numerickú analýzu pomocou pokročilých metód. Zhoda výsledkov potvrdzuje správnosť návrhu a konštrukcie opísanej metódy zosilnenia.

1 ÚVOD

Mnohé inžinierske konštrukcie slúžiace na výrobné účely (továrne, skladové haly) boli vybudované pred desiatkami rokov. Vplyvom času, degradácie materiálu, opotrebením stavebnej konštrukcie ale aj zvýšenými nárokmi na konštrukciu z dôvodu zvýšenej výroby dochádza k tomu, že jednotlivé časti konštrukcií nespĺňujú požiadavky na ich bezpečné používanie v ďalšom období. Veľmi častým a zároveň kritickým konštrukčným prvkom výrobných a skladových hál je krátka konzola, prenášajúca zaťaženia z vodorovnej nosnej konštrukcie do stĺpa. Najčastejšie sa s krátkou konzolou stretávame v oblasti prefabrikovaných konštrukcií (Obr. 1a) a v spojení s mostovými žeriavmi, kde tvoria podpory pre hlavné nosníky žeriavových dráh (Obr. 1b).

Jednou z možností riešenia nedostatočnej únosnosti konštrukcie alebo jej časti, je vybudovanie novej konštrukcie, čo môže viesť na zdĺhavý proces, vysoké náklady a do istej miery aj na plytvanie materiálom. Druhou možnosťou je predĺženie životnosti konštrukcie, zvýšenie jej únosnosti, zníženie priehybov a obmedzenie šírenia trhlin použitím niektorej z mnohých metód na zosilnenie konštrukcie. Zvolená metóda musí byť dostatočne účinná, spoľahlivá a zároveň finančne výhodná. Pri hľadaní vhodnej metodiky zosilnenia krátkej konzoly bolo potrebné zohľadniť fakt, že vo väčšine prípadov nie je prístupná po celom svojom obvode (v blízkosti

¹ doc. Ing. CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, Brno, e-mail: Ladislav.Klusacek@vut.cz

² Ing., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, Brno,

³ Ing., Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Veveří 331/95, Brno,

konzol sa často nachádzajú potrubné vedenia, medzi stĺpami sú vybudované deliace steny znemožňujúce prístup k bočným častiam konzol). Navrhnutá metóda zosilnenia pomocou nesúdržných predpínacích lán je rýchlo realizovateľná s rýchlym efektom zosilnenia a zároveň šetrná, lebo sa takmer vylúči nutnosť búracích prác a z toho vyplývajúcej prašnosti pri súčasnom zachovaní vzhľadu konštrukcie. V stavebnej praxi sa v oblasti zosilňovania železobetónových konštrukcií stretávame s úspešným využitím metódy dodatočného predpínania. Vďaka tejto metóde je možné zvýšiť únosnosť prvku až niekoľkonásobne voči pôvodnému stavu [1, 2].

(a)



(b)



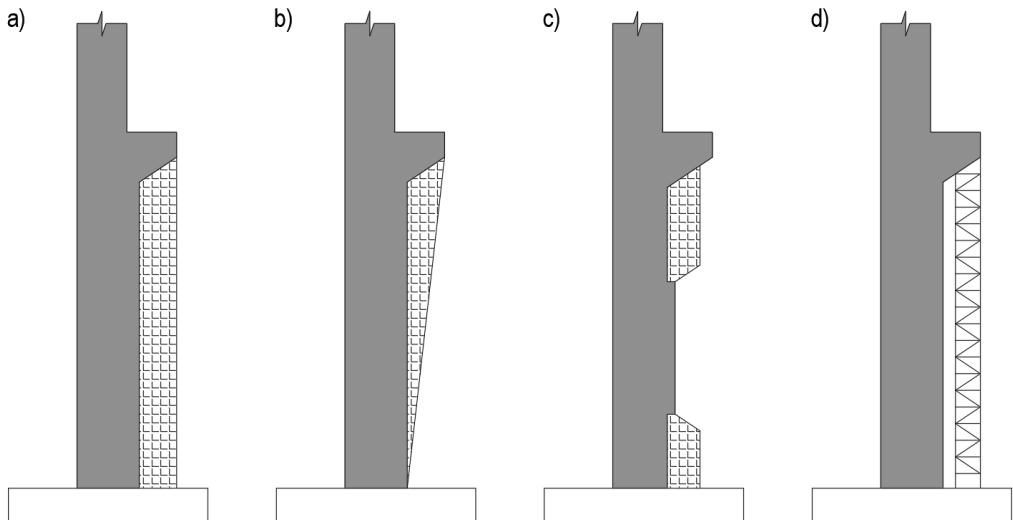
Obr. 1 Využitie krátkej konzoly v praxi: a) prefabrikovaná konštrukcia; b) hala s mostovým žeriavom.

B1

2 MOŽNÉ METÓDY ZOSILNENIA KRÁTKYCH ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONZOL

2.1 Klasické metódy

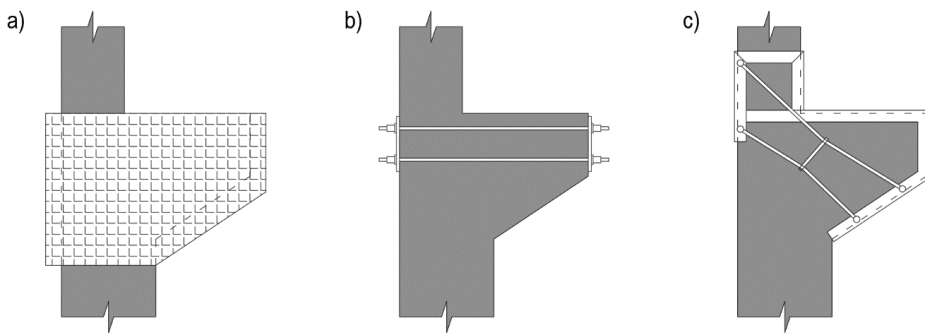
Zvýšenie únosnosti krátkych konzol je možné realizovať viacerými spôsobmi, ako napríklad zosilnenie železobetónovou objímkou, zväčšením výšky konzoly, použitím oceľových vzpier či pripojením oceľovej konzoly na železobetónový stĺp, alebo zosilnenie konzoly patentovanými tyčami [4]. Zosilnenie krátkych železobetónových konzol v malých výškach je možné realizovať hneď viacerými spôsobmi uvedenými na (Obr. 2). Ak je súčasne s konzolou potrebné čiastočne zosilniť aj stĺp, je možné aplikovať niektorú z metód na (Obr. 2a, b, c - zosilnenie konzoly a stĺpa pribetónovaním novej časti). Dobetónovanú časť je možné spojiť oceľovou objímkou po odvode stĺpa. Je dôležité venovať veľkú pozornosť na dôkladné očistenie povrchu starého betónu v mieste styku s novým betónom, aby nastalo kvalitné spojenie oboch betónov. Strmienky v novej časti je potrebné napojiť k pôvodnej výstuži stĺpa.



Obr. 2 Spôsoby zosilnenia krátkych konzol v malých výškach

V prípade nutnosti rýchlej realizácie a vyhnutiu sa tzv. mokrému procesu, je možné použiť pri malých a stredných výškach stĺpa podopretie krátkej konzoly oceľovými stojkami (Obr. 2d). Toto riešenie je veľmi jednoduché a vzhľadovo prijateľné. Použitie oceľových stojok je pri veľkých výškach nevhodné, s ohľadom na možný vzper je potrebné stojky po výške ukotviť do železobetónového stĺpa. Oceľové stojky sú osadené na pôvodnom základe a prenášajú len zvislé reakcie od nosníka žeriavovej dráhy, bočné rázy a brzdné sily prenáša pôvodný železobetónový stĺp. Pretože sa jedná o oceľový prvok, tak je nutné pravidelné ošetrovanie antikoroziívnymi nátermi. Počas prevádzky môže dôjsť k mechanickému poškodeniu oceľových vzpier, navyše dôjde k zúženiu priestoru haly, čo je často nežiaduce.

B1



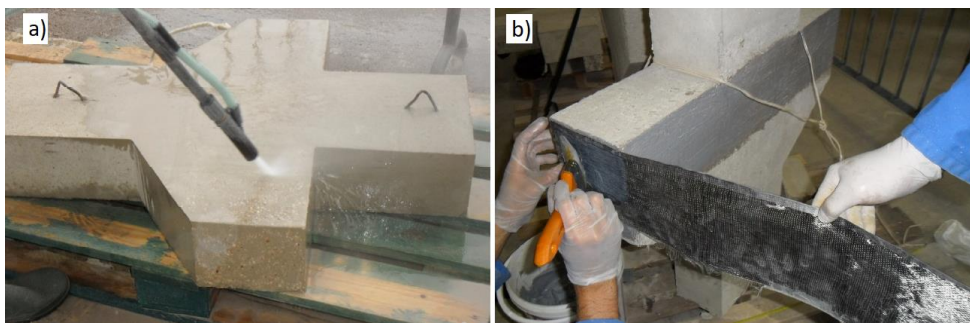
Obr. 3 Spôsoby zosilnenia krátkych konzol vo veľkých výškach

Pri väčších výškach stĺpa, prípadne úspory priestoru pod konzolou je možné využiť niektorý z možných postupov uvedených na (Obr. 3). Zosilnením konzoly pomocou železobetónovej objímky (Obr. 3a) či zvýšením výšky konzoly sa nevyhneme tzv. mokrému procesu. Vytvorenie debnenia, vyviazanie armokoša a následná betonáž vo veľkých výškach môžu byť nepraktické, komplikované a veľmi pracné. Pre správnu funkciu objímky a konzoly ako celku je veľmi

dôležité zaistiť spojenie pôvodného a nového betónu. Krátke konzoly je možné zosilniť pomocou patentovaných tyčí umiestnených na vonkajších okrajoch konzoly (Obr. 3b), pričom po predopnutí tyčí je sila do konzoly vnesená pomocou oceľových dosiek, ktoré musia byť nadmerne tuhé z dôvodu zabránenia veľkých deformácií dosiek a následného odrtania hrán stĺpa a konzoly. Počas prevádzky hrozí mechanické poškodenie tyčí a celý systém je vystavený korozívnym účinkom, teda musí byť pravidelne udržiavaný, problém môže tiež nastať počas požiarnej situácie. Zároveň sa pôvodný vzhľad betónovej konštrukcie mení na konštrukciu hybridnú. Ďalším spôsobom zosilnenia je obalenie konzoly oceľovými uholníkmi (Obr. 3c), ktoré sú aktivované vzájomným vzopnutím šikmých tiahel. U tohto typu zosilnenia výsledný efekt veľmi závisí na kvalite realizácie všetkých detailov. Zo vzhľadových dôvodov a určitej ochrany voči vysokým teplotám je vhodné oceľové časti obetónovať, prípadne omietnuť kvalitnou cementovou maltou s vloženou sieťovinou.

2.2 Moderné metódy

Postupom času sa vyvinuli nové materiály a technológie vhodné na efektívne zosilnenie krátkych konzol, ktoré zároveň odstraňujú nedostatky klasických metód. Patrí sem predovšetkým bandážovanie pomocou uhlíkových (CFRP) či sklenených (GFRP) vlákien (Obr. 4 a Obr. 5), zosilnenie pomocou vlepovaných závitových tyčí (Obr. 7) či dodatočné predpätie vnesené pomocou nesúdržných predpínacích lán, alebo tyčí.

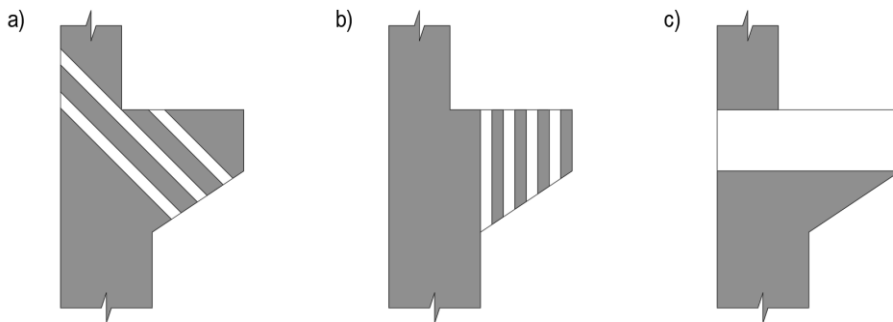


Obr. 4 Bandážovanie pomocou FRP vlákien: a) príprava povrchu tryskaním; b) lepenie CFRP lamiel.

Celosvetovo prebiehajú rozsiahle výskumy zaoberajúce sa tematikou zosilňovania konštrukcií pomocou polymérnych vlákien. Je dokázaný značný vplyv na zvýšenie únosnosti pri použití jednotlivých metód. Zosilnenie pomocou šikmých pásov CFRP (Obr. 5a) zvýši šmykovú odolnosť konzoly od 40% do 60%, zatiaľ čo použitím vodoravných pásov sa únosnosť zvýši len o 15% až 31%. Vďaka celoplošnému bandážovaniu (Obr. 4b a Obr. 5c) je možné zvýšiť únosnosť až o 82%, avšak len v prípade, že betón nie je pred aplikáciou zosilnenia porušený trhlinami. Krátke konzoly, ktoré sú v prevádzke, bývajú často porušené trhlinami (ohybové trhliny 1. osy vznikajú už pri zaťažení dosahujúcom veľkosti 10% únosnosti konzoly). Bandážovanie polymérnymi vláknami neumožní uzatvorenie už vzniknutých trhlín, pričom experimenty dokázali, že zvýšenie únosnosti krátkych konzol porušených trhlinami je pri použití polymérnych vlákien maximálne 25%.

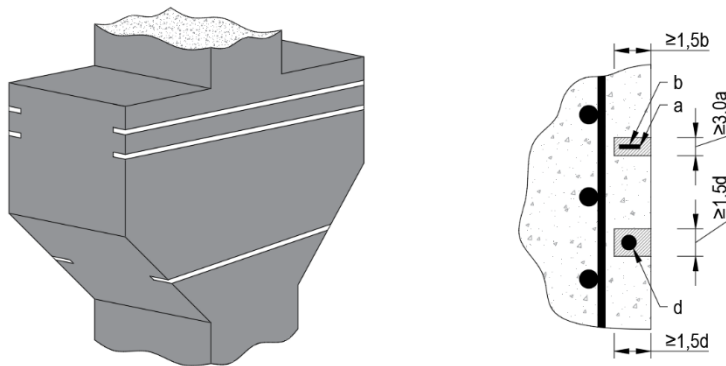
Krátke železobetónové konzoly vybudované v minulom storočí často tvoria betón, ktorého valcová pevnosť nepresahuje 20MPa. Vplyvom času a agresívneho prostredia sú povrchové vrstvy betónu skarbonatované, narušené a majú malú ťahovú pevnosť. Účinnosť polymérnych

vlákien je veľmi závislá na adhézii s povrchom betónu, no ak sú povrchové vrstvy betónu narušené, výsledný efekt zosilnenia je malý. Pre dosiahnutie priaznivého výsledku zosilnenia FRP vláknami je potrebné dodržať vysokú kvalitu prevedenia, otryskanie a dokonalé očistenie povrchu starého betónu a dodržanie všetkých technologických postupov. Pre bežné rekonštrukcie často realizované bez prerušenia prevádzky v budove, je dosiahnutie týchto podmienok veľmi náročné.



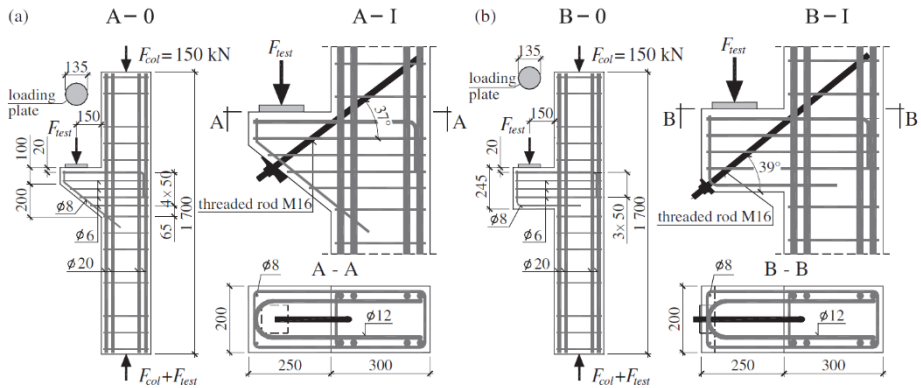
Obr. 5 Zosilnenie krátkej železobetónovej konzoly pomocou FRP vlákien

Kolaps konzoly zosilnenej polymérnymi vláknami je krehký, náhly a o porušení konzoly často rozhoduje odtrhnutie polymérnych vlákien od povrchu betónu. Pretože sa polymérne vlákna nachádzajú nechránené na povrchu konzoly, môže počas prevádzky dôjsť k mechanickému poškodeniu zosilnenia, prípadne poškodeniu vysokými teplotami počas požiarnej situácie. Problém súdržnosti vlákien a betónu a tiež ochranu voči vysokým teplotám čiastočne rieši vloženie pásov polymérnych vlákien do drážky vyrezanej v krycej betónovej vrstve. Krycia vrstva výstuže je však často tenká a výsledný efekt zosilnenia je veľmi závislý na kvalite povrchovej vrstvy betónu a kvalite prevedenia.



Obr. 6 Zosilnenie pomocou vložených polymérnych pásov do vyrezaných drážok v betónovej krycej vrstve.

Roku 2015 prebehol na poľskej univerzite v Lodži výskum pod vedením prof. Tadeusz Urban, Ph.D. skúmajúci účinnosť metódy zosilňovania krátkych železobetónových konzol pomocou vlepovaných závitových tyčí. Do dodatočne vyvrtaného otvoru sa pomocou vysokopevnostnej polymérovej malty (chemickej kotvy) vlepí závitová tyč M16. Po zatvrdnutí malty nasleduje osadenie kotvy na povrch betónu a aktivácia tyče utiahnutím matice.



Obr. 7 Zosilnenie pomocou závitovej tyče – konzoly vystužené vodorovnými strmienkami (prevzaté z [9]).

Deklarované zvýšenie únosnosti krátkych konzol je od 25% do 64% v porovnaní so železobetónovou variantou. Šikmé pruhy vykazujú mierne vyšší efekt zosilnenia voči vodorovným prútom, avšak ohľadom na komplikovanosť realizácie šikmého pruha v praktických podmienkach (vývrt náhradného kanáliku a vyplňovanie lepiacou maltou) je varianta s vodorovným prútom vhodnejšie. Mnohé krátke konzoly vybudované v minulom storočí sú vystužené šmykovými ohybmi, čo prináša ďalšiu komplikáciu pri tvorbe šikmých náhradných kanálikov. Testované prvky boli pomerne malých rozmerov, v praktických podmienkach majú krátke železobetónové konzoly rádovo dvakrát až štyrikrát väčšie rozmery, čím sa používanie metódy v reálnych podmienkach stáva diskutabilné.

B1

3 ZOSILŇOVANIE KRÁTKYCH KONZOL NESÚDRŽNOU PREDPÍNACOU VÝSTUŽOU

3.1 Teoretické podklady pre konštrukčné riešenie

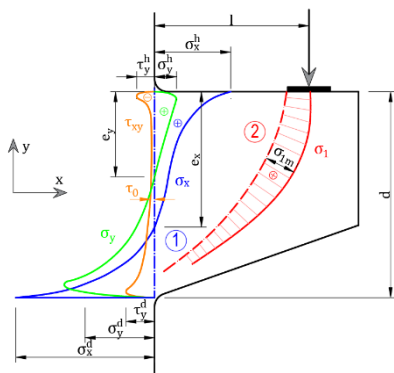
Krátke konzoly musia odolávať vysokým intenzitám posúvajúcej sily a ohybového momentu, čo v relatívne malom objeme železobetónového prvku vyvoláva zložitý prenos zaťaženia spôsobujúci silne nelineárny priebeh jednotlivých zložiek napätosti. V minulosti sa krátke železobetónové konzoly navrhovali podľa metodiky nosníkovej teórie, teda za predpokladu, že platí Bernoulliho-Navierova hypotéza o zachovaní rovinnosti prierezu. Na základe nosníkovej teórie sa na prenos posúvajúcej sily navrhovali zvislé strmienky a šikmé ohyby a týmto spôsobom sa vystužovali krátke konzoly od roku 1925 až do 1950. Nevhodný prístup k spôsobu navrhovania spôsobil sériu porúch a kolapsov krátkych železobetónových konzol, v dôsledku čoho prebehli mnohé výskumy zaoberajúce sa mechanizmom porušenia a únosnosti krátkych konzol. V ČSSR prebiehal v rokoch 1960-1961 výskum porušenia krátkych železobetónových konzol pod vedením Ing. Evžena Horáčka [5]. V tomto období prebiehal výskum konzol i vo svete, ako dokazuje literatúra [5].

Metodika zosilňovania krátkych železobetónových konzol nesúdržnou predpínacou výstužou priamo vychádza z mechanizmu porušenia vyplývajúceho z experimentu realizovaného pod

vedením Ing. Horáčka [10]. Vznik trhlín v krátkej konzole a jej následné porušenie zodpovedá priebehu hlavného napätia v ťahu. Trhliny 1. osnovy (časti

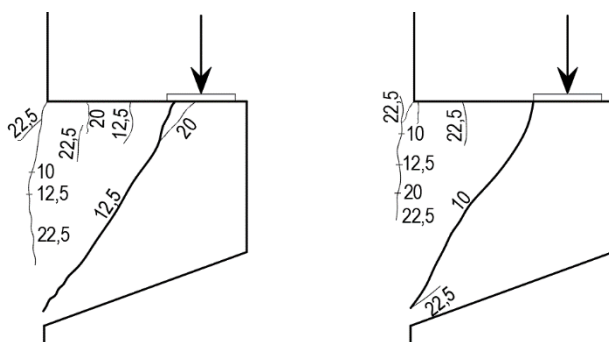
Obr. 8 – modrá čiara) vznikajú už pri 15% únosnosti konzoly a nemajú rozhodujúci vplyv na celkovú únosnosť konzoly ak je použité dostatočné vystuženie ťahovou výstužou pri hornom okraji konzoly. Trhliny 2. osnovy (časti

Obr. 8 – červená čiara) vznikajú v zakrivenej tlačenej vzpere medzi vznikajúcimi v silne tlačennom prvku, a radiálnymi silami, ktoré zakrivujú tok tlakového napätia od miesta pôsobiska zvislej sily do drieku stĺpa. Únosnosť konzoly ako celku je potom daná prekročením únosnosti železobetónového prvku v hlavnom ťahu. Podľa výskumu [10] dôjde buď k odtrhnutiu celej časti



Obr. 8 Napätosť v krátkej železobetónovej konzole (prevzaté z výskumu Ing. Horáčka [10]).

konzoly pod trhlinou 2. osnovy, alebo k ušmyknutiu hranola pod uložením nosníka pri vonkajšom hornom povrchu konzoly.



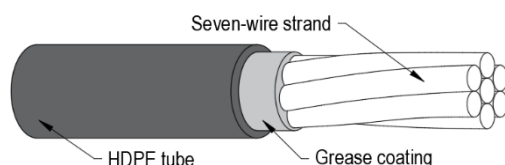
Obr. 9 Porušenie krátkych ŽB konzol počas zaťažovacej skúšky (prevzaté z výskumu Ing. Horáčka [10]).

3.2 Metodika zosilnenia pomocou nesúdržnej predpínacej výstuže

Z rozsiahlych poznatkov získaných z výskumov [5] vyplýva, že šmykové zaťaženie krátkej železobetónovej konzoly prenáša predovšetkým tlačenej betón v spodnej časti prierezu konzoly, v dôsledku čoho vznikajú veľké priečne ťahy vedúce ku kolapsu konzoly. Aplikáciou

dodatočného predpätia dochádza k redukcii priečných ťahov a následnému zvýšeniu únosnosti konzoly ako celku. Veľkou výhodou použitia predpínacích lán je, že vďaka vnesenej tlakovej sile sa uzatvoria už vzniknuté trhliny, čo zvyšuje trvanlivosť konštrukcie.

Technológia s náhradnými káblovými kanálkami vyžaduje minimálne použitie mokrého procesu (z výnimkou použitia malty pod roznášacie dosky), prepínacie láná sú vedené vo vnútri prierezu, čím sú chránené proti mechanickému poškodeniu od prevádzky a nedochádza k obmedzovaniu technologického priestoru haly. Vzhľadom na pokrok vo vývoji obalovaných predpínacích lán a uzatvorených predpínacích kotevných systémov, ktoré spolu s pasívnym mazivom zaisťujú primárnu ochranu predpínacej výstuže proti korózii, sú vytvorené dobré technologické predpoklady využitia predpínacej výstuže pri zosilňovaní stavebných konštrukcií. Táto technológia vyžaduje vytvorenie náhradných káblových dráh ale pokroky v oblasti víťacej techniky a predpínacích systémov všeobecne, umožnili široké uplatnenie dodatočného predpätia v celej škále rekonštrukcií stavebných objektov, nielen pri zosilňovaní krátkych konzol. [1]

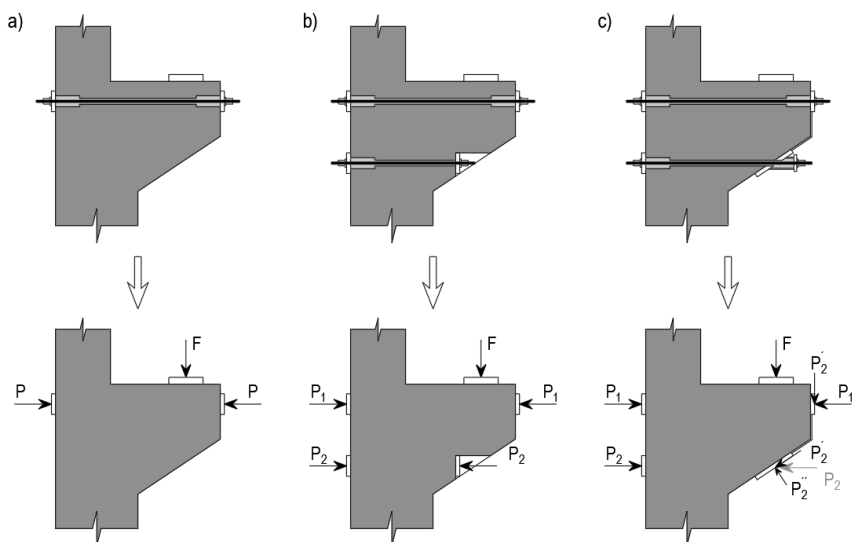


Obr. 10 Sedemdrôtové obalované predpínacie lano typu „monostrand“.

B1

Ideálny smer vedenia predpínacieho lana je v smere hlavného ťahového napätia, teda približne kolmo na trhlinu 2. osnovy. Toto ideálne vedenie lana väčšinou naráža na praktické komplikácie ako vyvítanie náhradného káblového kanálka a zakotvenie predpínacích lán (rovnaký problém je aj u šikmých prútov v prípade vlepaných závitových tyčí). Preto je volené staticky menej vhodné, ale ľahšie realizovateľné vodorovné predpätie opreté o čelnú stenu konzoly. Z dôvodu malej dĺžky lana je potrebné zaistiť čo najmenší pokluz lana pri kotvení a eliminovať tak krátkodobé straty predpätia. V súčasnosti je možno použiť tzv. bezpokluzové systémy kotvenia lán.

Najjednoduchším spôsobom zosilnenia je použitie predpínacej výstuže (predpínacích lán alebo tyčí) v jednej úrovni (Obr. 11a), vďaka čomu sa výrazne zníži ťahové napätie v hornej časti prierezu. Tento spôsob zosilnenia je vhodný v prípade, že je v existujúcej krátkej konzole navrhnutá málo únosná hlavná ťahová výstuž a pričom zároveň nezvyšujeme tlakové napätie v päte konzoly. Takto je vhodné zosilňovať konzoly s veľmi sklonenou šikmou časťou (odklon od vodorovnej roviny $<45^\circ$), kedy je vhodné umiestňovať predpínaciu výstuž centricky do čela krátkej konzoly.

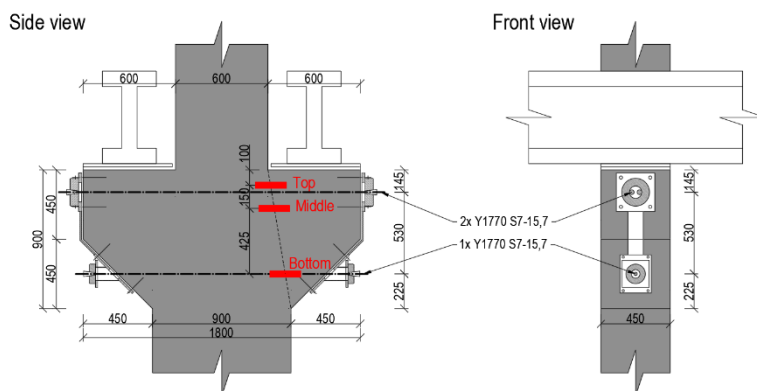


Obr. 11 Spôsoby zosilnenia krátkych konzol dodatočným predpätím a výsledné statické pôsobenie

Rozmiestnenia predpínacej výstuže v dvoch úrovniach (Obr. 11b a Obr. 11c) docielime, že je prierez konzoly mieste trhlín 1. aj 2. osnovy predopnutý po celej výške. Aby dolná kotva nekĺzala po šikmej plochy konzoly, tak je nutné nájsť vhodné riešenie jej osadenia. Je možné vytvoriť vývrt do telesa konzoly (Obr. 11b), vďaka ktorému je možné osadiť kotvu kolmo k osi prepínacieho lana, čím vzniká iba tlaková zložka sily z kotvy na betón. Toto riešenie je však nevhodné z ohľadom na odoberanie materiálu v najviac tlačenej oblasti (v päte konzoly), čím zvyšujeme veľkosť extrémneho tlakového napätia v betóne a znižujeme únosnosť celej konzoly. Druhou možnosťou je zachytiť šikmú zložku sily od spodnej kotvy a previesť tu pomocou tiahla k hornej kotve (Obr. 11c). Zachytená sila P_2' spôsobí mierne zväčšenie zvislého namáhania konzoly, čo však nie je veľmi problematické, pretože sa tento efekt dá redukovať zvýšením predpínacej sily v hornej predpínacej výstuži. Zachytenie zložky rovnobežnej so šikmým povrchom konzoly má ďalší priaznivý efekt. Tým je pôsobenie druhej zložky predpínacej sily v dolnej kotve kolmo k povrchu, teda takmer v smere hlavných ťahov a takmer kolmo na trhlinu 2. osnovy. Toto riešenie je vhodné pre málo sklonené konzoly, kde uhol odklonu o vodorovnej roviny je viac ako 45° .

4 PRAKTICKÉ VYUŽITIE METÓDY ZOSILŇOVANIA NESÚDRŽNOU PREDPÍNACOU VÝSTUŽOU

Vďaka dlhoročnému úsiliu doc. Ing. Ladislava Klusáčka, CSc. bolo v posledných rokoch mnoho stavebných konštrukcií úspešne zosilnených použitím nesúdržnej predpínacej výstuže. Jednou z takých konštrukcií je výrobná hala v obci Vřesová, ktorej krátke železobetónové konzoly boli zosilnené pomocou predpínacích lán umiestnených v dvoch úrovniach. Zvýšenie únosnosti bolo potrebné z dôvodu požiadavky na výmenu pôvodného mostového žeriavu s nosnosťou 8t na nový žeriav s nosnosťou 20t.

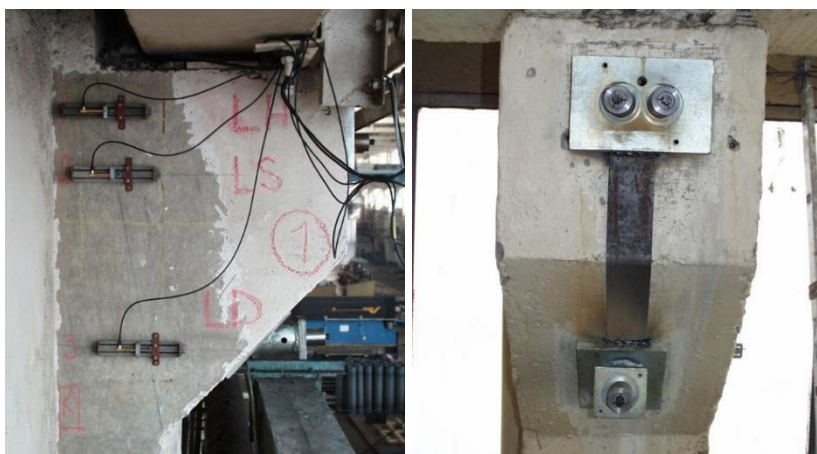


Obr. 12 Geometria zosilňovanej konzoly a poloha snímačov

Zosilnenie krátkych konzol bolo realizované pomocou troch predpínacích lán umiestnených v dvoch úrovniach (Obr. 12). Použitím technológie diamantového jadrového vrtania boli do každej konzoly vyvrtané dva náhradné kanáliky. Horný kanálik bol následne osadený dvomi predpínacími lanami Y 1770 S7-15,7, spodný kanálik lokalizovaný na zošikmenom čele bol osadený jedným kusom lana Y 1770 S7-15,7. Horná a spodná kotva sú na prednej strane konzoly spojené pomocou tiahla vytvoreného z oceľového plechu. Každé lano bolo predopnuté na silu 220kN a zakotvené. Predpínanie bolo vykonané synchronizovanou trojicou jednolanových napínacích súprav, všetky láná boli teda napínané súčasne.

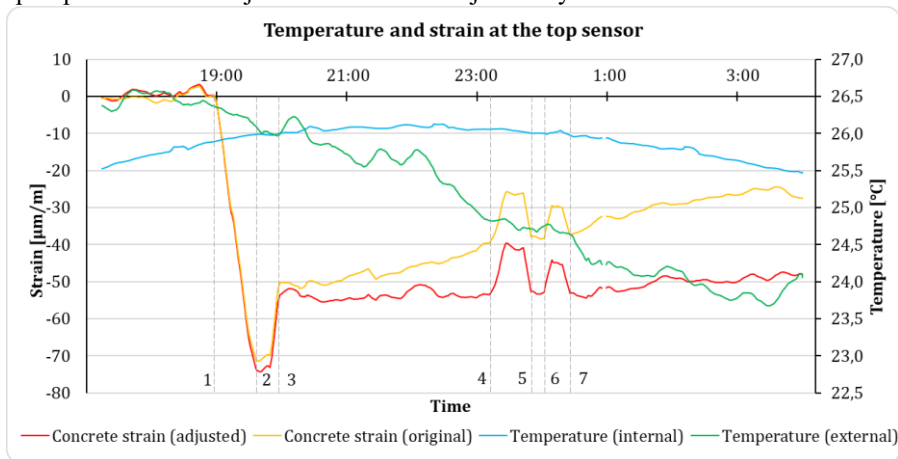
B1

Meraná konzola bola na oboch stranách osadená Hollanovými meracími mostíkmi s dĺžkou základne 200 mm (Obr. 12 a Obr. 13). Meracím prvkom boli indukčnosťné snímače dráhy s rozsahom 2 mm a citlivosťou 0,1 mikrometra. Signál snímačov bol priebežne snímaný meracím počítačom. Bol monitorovaný priebeh vlastných predpínacích prác a následne priebeh zaťažovacej skúšky realizovanej mostovým žeriavom s podvesenými bremenom hmotnosti 8t.



Obr. 13 Zaťažovaná konzola s osadenými snímačmi (vľavo) a skutočné prevedenie zosilnenia (vpravo)

Vyhodnotením dát z jednotlivých snímačov získaných kontinuálnym meraním je možné posúdiť správanie sa krátkej konzoly počas predpínania a následnej zaťažovacej skúšky. Účelom predpätia je vnesenie tlakovej sily do ťahovej oblasti betónu, čím sa výrazne zvýši kapacita celého konštrukčného prvku. Najlepšie je tento vplyv možné pozorovať na hornom snímači (Obr. 14), ktorý je vzhľadom na svoju pozíciu najcitlivejší na zmeny pretvorenia v betóne spôsobené samotným predpínaním lán ale aj zaťažovaním krátkej konzoly.



Obr. 14 Zmena pretvorenia betónu (upravené o vplyv teploty) – horný snímač

Pre lepšiu interpretáciu údajov boli v grafoch vyznačené čiarkovanými čiarami hranice oddeľujúce jednotlivé významné deje, ktoré sa počas merania odohrali:

- 1 začiatok napínania predpínacích lán
- 2 napnutie na požadovanú silu a podržanie napätia
- 3 zakotvenie predpínacej výstuže
- 4 začiatok zaťažovacej skúšky – nájazd mostového žeriavu s podvesným bremenom s hmotnosťou 8t
- 5 koniec zaťažovacej skúšky
- 6 nájazd mostového žeriavu do druhej polohy
- 7 koniec zaťažovacej skúšky

Výrazné stlačenie betónu spôsobené predpínaním je zreteľné na červenej krivke v úseku 1 až 2 na (Obr. 14). Po dosiahnutí maximálnej hodnoty prepínacej sily boli láná dopínané s oneskorením 15 min. Tým boli takmer úplne vylúčené straty krátkodobou relaxáciou predpínacej výstuže. Počas kotvenia bol zaznamenaný technologický poklzl lana v trojčel'ust'ových objímkach s priemernou veľkosťou 2,8 mm, spôsobujúci stratu predpätia asi o 25%. Je zrejmé, že použitie bezpoklzkových kotevných systémov alebo eliminácia poklzu sú vhodné.

Po ukončení predpínania bola vykonaná zaťažovacia skúška realizovaná mostovým žeriavom s podvesným bremenom hmotnosti 8t, teda s maximálnou prípustnou hmotnosťou bremena použitého mostového žeriavu. Bremeno sa nachádzalo v krajnej polohe tak, aby bola na meranú konzolu vyvedená maximálna možná reakcia žeriavu. Zmena pretvorenia o 15µm/m počas zaťažovacej skúšky (Obr. 14 úsek 4 až 5) dokazuje odčerpanie predpínacej sily približne

o 27%. Je zjavné, že predpätím bola vytvorená dostatočne veľká rezerva, ktorá umožňuje inštaláciu žeriavu s vyššou únosnosťou.

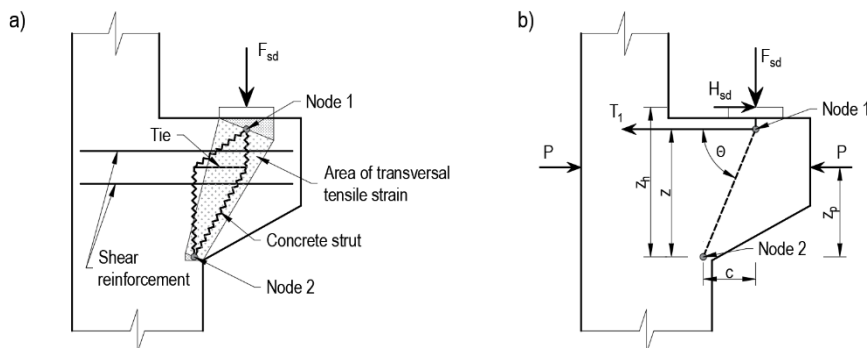
Meniaca sa teplota okolitého vzduchu a samotného betónu vniesla do merania pretvorenia chybu. Z nameraných hodnôt teploty a pretvorenia bol vypočítaný súčiniteľ teplotnej rozťažnosti (pre každý snímač zvlášť) a údaje pretvorenia betónu boli očistené od chyby spôsobenej zmenou pretvorenia snímačov v závislosti na teplote podľa vzťahu:

$$\varepsilon_{\text{adj}} = \varepsilon_{\text{orig}} + \alpha(T - T_{\text{ref}})$$

kde ε_{adj} je hodnota pretvorenia betónu očistená od vplyvu teploty; $\varepsilon_{\text{orig}}$ je pretvorenie namerané počas experimentu; α je súčiniteľ teplotnej rozťažnosti daného snímača; T je teplota okolitého prostredia a T_{ref} je referenčná teplota určená ako teplota na začiatku merania.

5 PREDBEŽNÝ NÁVRH PREDPÄTIA METÓDOU S&T

Zjednodušený návrh zesílení pomocí metódy dodatečného predpínání vychází z teórie príhradové analógie (metóda vzpěra-táhlo). Na Obr. 15 *Idealizace krátké konzoly metodou vzpěra-táhlo* je zobrazena idealizace krátké konzoly, která vyplývá z geometrie krátké konzoly, z velikostí uzlů stanovených dle zásad příhradové analógie a z polohy hlavní smykové výztuže (vodorovné třmínky). Obr. 15 *Idealizace krátké konzoly metodou vzpěra-táhlo* definuje scému



pro výpočet síly hlavního táhla celého systému na základě momentové podmínky k uzlu 2.

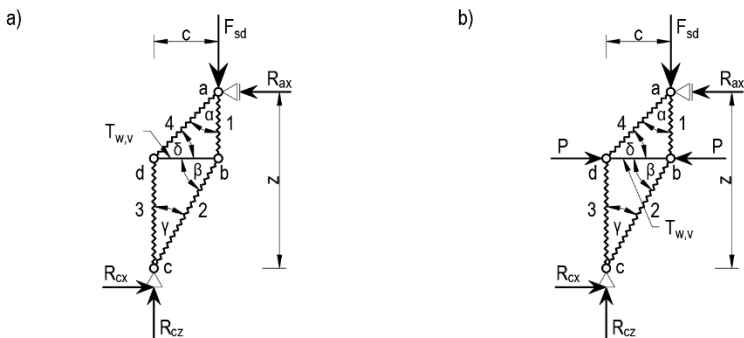
Obr. 15 *Idealizace krátké konzoly metodou vzpěra-táhlo*

Ze znalosti smykového vyztužení můžeme určit, postupným přitěžováním příhradového systému a jeho řešením např. styčnickovou metodou, mezní zatížení svislou silou F_{sd} (Obr. 16a). Jeli únosnost krátké konzoly nedostatečná, můžeme přistoupit k návrhu dodatečného předpínacího systému s využitím stejného zjednodušeného prutového modelu, který byl použit pro stanovení únosnosti. Předpínací sílu v zjednodušeném modelu uvažujeme v místě táhla (Obr. 16b), kde je její účinek z hlediska zvýšení smykové i ohybové únosnosti největší. Řešením jednoduchého příhradového modelu (např. styčnickovou metodou) lze stanovit maximální možné namáhání vnější svislou silou F_{sd} ovlivněnou předpínací silou P , která ztužuje celou příhradinu. Dosazením a úpravou styčnickových rovnic dostaneme výsledný vztah pro svislou sílu F_{sd} :

$$F_{sd} = \frac{(T_{w,v} + P) \operatorname{tg} \beta}{1 - \frac{c}{z \cdot \operatorname{tg} \alpha}}$$

kde $T_{w,v}$ je síla v táhle modelu náhradní příhradoviny; P je předpínací síla (uvažovaná po ztrátách); c je rameno síly F_{sd} k uzlu c ; z je rameno reakce R_{ax} k uzlu c ; α je úhel sevřený vzpěrami 1 a 4 a β je úhel sevřený táhlem $T_{w,v}$ a vzpěrou 2.

Vnesením předpínací síly do statického systému krátké konzoly dochází i k nárůstu její ohybové únosnosti. Z momentové podmínky k uzlu 2 můžeme odvodit výsledný vztah pro velikost tahové síly T_1 (Obr. 15b) a ze znalosti vyztužení můžeme opět stanovit mezní zatížení silou F_{sd} , tentokrát z hlediska ohybové únosnosti.

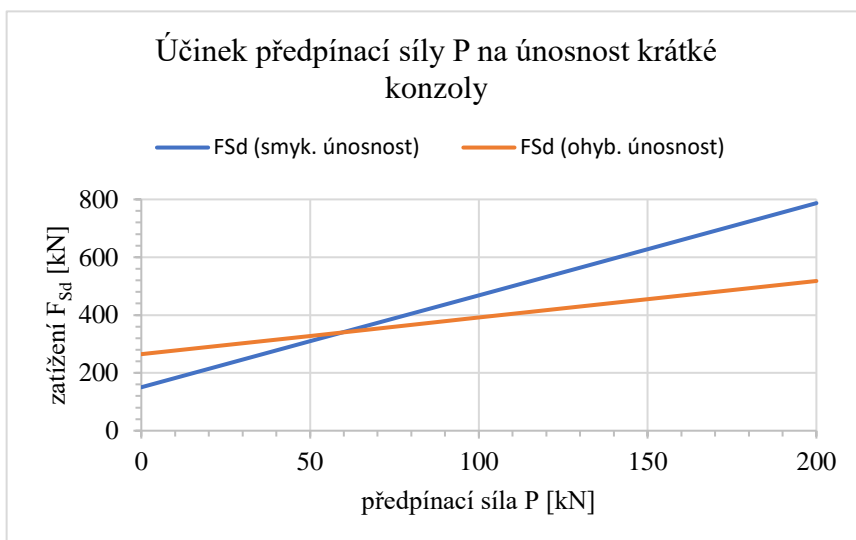


Obr. 16 Geometrie modelu

Dosažením a úpravou momentové podmínky k uzlu 2 dostaneme výsledný vztah pro mezní sílu F_{sd} (vodorovná síla H_{sd} je uvažována jako 20 % svislé síly F_{sd}), která je ovlivněná předpínací silou takto:

$$F_{sd} = \frac{T_1 \cdot z + P \cdot z_p}{c + 0,2 \cdot z_h}$$

kde T_1 je síla v hlavní ohybové výztuži krátké konzoly; P je předpínací síla (uvažovaná po ztrátách); z_p je rameno síly P k uzlu 2; c je rameno síly F_{sd} k uzlu 2 a z_h je rameno síly H_{sd} k uzlu 2. Tímto zjednodušeným postupem lze dosáhnout zesílení krátké konzoly pomocí předpínacích lan jak z hlediska smykové, tak i ohybové únosnosti. Přehledně jsou účinky předpětí na ohybovou a smykovou únosnost konzoly (rovnice 1 a 2) zobrazeny v grafu na (Obr. 17).



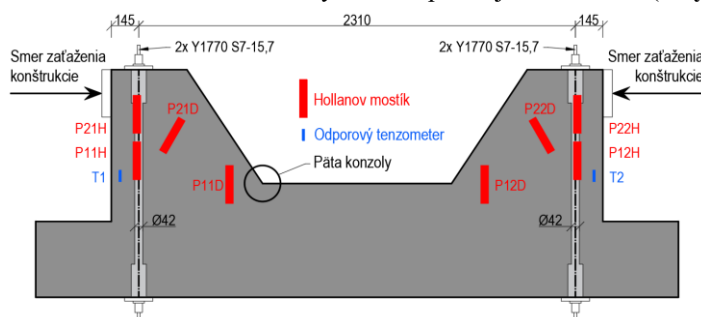
Obr. 17 Účinek predpínací síly na smykovú a ohybovú únosnosť krátké konzoly

Z grafu vyplýva, že pred aplikáciou predpätia bola pre celkovú únosnosť krátké konzoly rozhodujúci smyková únosnosť, ale s narúšťajúcou predpínací silou sa rozhodujúcim kritériom stáva únosnosť ohybová. Z porovnania oboch kriviek únosnosti lze také konštatovať, že použitím metódy dodatečného predpínania prične vedenými predpínacími lánymi dochádza k značnému nárastu smykovej únosnosti, nárast ohybovej únosnosti oproti tomu není tak výrazný.

B1

6 SOFTVÉROVÉ RIEŠENIE NÁVRHU ZOSILNENIA KRÁTKYCH KONZOL

Správnosť výpočtových modelov je overená na základe porovnania s hodnotami získaných z experimentálneho telesa, ktoré predstavuje dvojica krátkych železobetónových konzol zosilnených pomocou dvojice nesúdržných predpínacích lán umiestnených v dodatočne vyvrtanom kanáliku $\varnothing 42$ mm. Tvar telesa a vystuženie prvku je uvedené na (**Chyba! Nenašiel**



sa žiaden zdroj odkazov.). Každé Obr. 18 Umiestnenie predpínacích lán a jednotlivých snímačov

lano bolo zakotvené na silu 200 kN. Následne boli konzoly zaťažované v horizontálnom smere pomocou predpínacích lán cez zaťažovací rám. Maximálna sila počas experimentu

dosiahla hodnoty 1 026 kN. Na účely overenia správnosti výpočtového programu bolo maximálne horizontálne zaťaženie uvažované hodnotou 658 kN. Po prekročení tohto zaťaženia nastáva drvenie betónu v mieste styku stĺpa a dolnej časti konzoly - päta konzoly (**Chyba! Nenašiel sa žiaden zdroj odkazov.**).

Na jednoduché porovnanie bolo vytvorených niekoľko grafov na porovnanie výsledkov získaných v jednotlivých fázach z oboch programov a experimentu. V grafoch je znázornená zmena veľkosti napätia a deformácie v závislosti od veľkosti zaťaženia. Konštrukcia bola zaťažená prostredníctvom dvoch stupňov. V prvej etape boli výstuže predpäté vo vertikálnom smere pomocou dvoch neviazaných špon s celkovou silou 400 kN na výstuhu. Potom sa korbeľ zaťažil vo vodorovnom smere maximálnou silou 658 kN. Na porovnanie napätia v betóne sa vybrali dve miesta. Prvé analyzované miesto sa nachádza v blízkosti indukčného snímača posunutia P11H (Obr. 19), kde je možné použiť hodnoty deformácií z experimentu. Vzhľadom na skutočnosť, že betón je v tomto mieste popraskaný, bolo potrebné obmedziť tento vplyv, ktorý by mohol viesť k skresleniu výsledkov. V prípade 3D modelu (Midas FEA) je tiež výrazný rozdiel medzi výsledkami pre konečné prvky, ktoré sa nachádzajú na povrchu konštrukcie, a pre tie, ktoré sú v jej vnútri. Keďže indukčný snímač posunutia bol pripevnený k povrchu korbeľa, na získanie relevantných výsledkov sa uvažoval konečný prvok v rovnakej polohe. V CSFM sa uvažuje rovinný 2D model, ktorý spriemeruje napätie v celej hrúbke steny. Toto spriemerovanie mohlo spôsobiť mierne odchýlky v hlavnom napätí v betóne (Obr. 19).

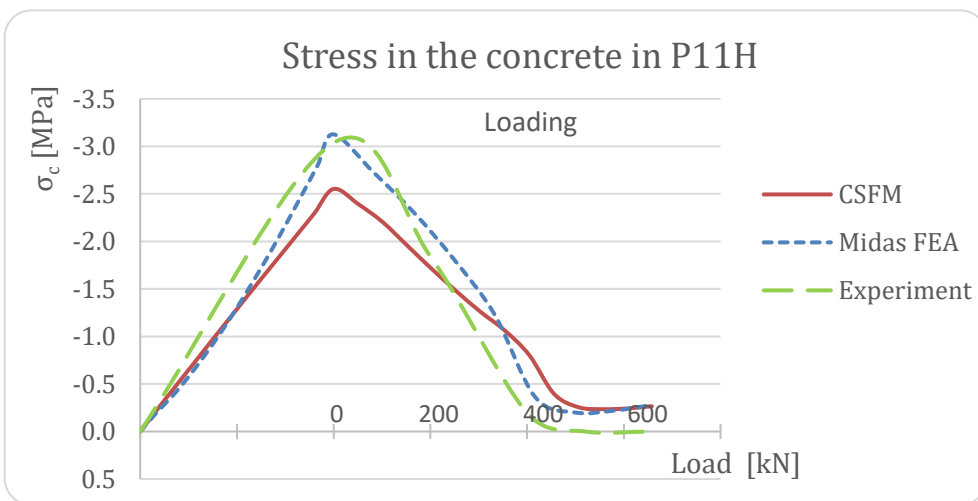


Fig. 19 Stress in the concrete - sensor P11H

Vďaka metóde nelineárnej analýzy použitej v oboch aplikáciách bolo možné určiť šírku trhliny v konštrukcii. Maximálna šírka trhliny získaná pomocou riešenia CSFM dosiahla 0,32 mm. 3D model v programe Midas FEA poskytol v tom istom mieste väčšiu šírku trhliny 0,57 mm. Skutočná šírka trhliny v experimente bola 0,3 mm (obr. 21), čo veľmi dobre zodpovedá výsledku z 2D modelu v CSFM.



Obr. 20 Experimentálna konštrukcia so snímačmi Obr. 21 Šírka trhliny pri zaťažení 658 kN

Stavební inžinieri majú v súčasnosti k dispozícii širokú škálu nástrojov na navrhovanie detailov železobetónových konštrukcií. Niektoré z nich sú jednoduché alebo ľahko použiteľné (napríklad CSFM), iné sú sofistikovanejšie (Midas FEA, Ansys). Riešenie CSFM využíva zjednodušený konštrukčný model na dosiahnutie lepšej numerickej konvergencie a na zníženie časovej náročnosti výpočtu v porovnaní so všeobecnými metódami. Napriek tomuto zjednodušeniu CSFM vykazuje skutočne dobrú zhodu s predchádzajúcimi experimentmi, ktoré uskutočnila ETH (vrátane experimentu podrobne opísaného v tomto článku), a umožňuje presný a bezpečný návrh železobetónových konštrukčných detailov. Navyše je toto riešenie oveľa menej časovo náročné ako vykonávanie 3D simulácie v zložitejších programoch.

B1

7 ZÁVERY

1. V príspevku je uvedený vhodný spôsob vystuženia krátkych konzol dodatočným predpätím pomocou náhradných (vrtaných) káblových kanálov, ktoré umožňujú umiestniť predpínacie káble (laná) do betónovej hmoty, čím sú chránené pred mechanickým poškodením a nevyžadujú demontáž existujúcich technológií výroby haly v blízkosti a po stranách stĺpov (napr. vykurovanie, elektroinštalácia, prvky žeriavovej dráhy, osvetlenie, rozvody tlakového vzduchu a vody). Merania in situ, experiment a pokročilé nelineárne modelovanie ukázali, že vhodné umiestnenie predpínacích káblov podľa Obr. 9 je v hornej časti krátkej konzoly, kde by mala byť umiestnená prevažná časť predpínacej sily (predpínací kábel zložený z dvoch až troch káblov), doplnená o jenolanový predpínací kábel v spodnej, šikmej časti konzoly. Káble v hornej časti musia byť ukotvené, preto je ich vhodná vzdialenosť od horného povrchu konzoly 100 až 150 mm. Tým sa vynechá aj pôvodná betónová výstuž na hornom povrchu. Spodný kábel by mal byť umiestnený v strede šikmej časti konzoly.
2. Toto usporiadanie káblov je účinné do takej miery, že pri návrhovom zaťažení vystuženej konzoly možno úplne vylúčiť ťahové napätia alebo pretlačenie betónu konzoly. Výsledkom je veľmi dobrá funkčnosť krátkej konzoly v prevádzkovom stave, keď betón v SLS bude nielen bez ohybových trhlín, ale aj bez šmykových trhlín.
3. Normálny sklz káblov v kotviacich puzdrách 3 až 5 mm bude mať po ukotvení skutočne za následok pokles predpätia (pozri Obr. 14), ale vzhľadom na vek betónu stĺpa a relatívne nízku úroveň predpätia v betóne konzoly budú straty tečením a zmršťovaním v betóne nízke a dlhodobé straty systému budú pri použití dnes bežných káblov s nízkou reláciou zanedbateľné.
4. Na návrh predpínacej sily možno použiť model vzpery a väzby z kapitoly 5, ktorý umožňuje vyjadriť ohybovú aj šmykovú výstuž, ak je zahrnutá pôvodná betonárska výstuž. Ohybová výstuž sa vypočíta vylúčením napätí v pôvodnej betónovej výstuži a šmyková výstuž sa vypočíta vylúčením napätí v napnutom strednom prvku modelovej konštrukčnej vzpery.
5. Na dôkaz medzného stavu únosnosti autori odporúčajú jeden z moderných programov na numerické nelineárne modelovanie metódou konečných prvkov (Midas FEA, CSFM). Súlad

medzi výsledkami numerického modelovania bol potvrdený sprievodným experimentom a výsledkami jeho zaťažovacej skúšky. Najmä zhoda medzi šírkami trhlín experimentu a metódy CSFM podľa obr. 20 a obr. 21 bola jednoznačná a potvrdzuje tak dostatočnú presnosť numerického modelovania.

6. Kľúčovou výhodou prezentovanej metódy aktívneho spevnenia krátkych konzol je však eliminácia ťahu v betóne, a teda trhlín spôsobených ohybovými napätiami v hornej časti konzoly, ako aj trhlín spôsobených šmykom v strednej časti betónu konzoly v mieste virtuálneho ťahu štruktúrovanej vzpery pre návrhové zaťaženie. To vytvára predpoklad pre dlhodobú spoľahlivosť a trvanlivosť tejto metódy vystužovania. Iné metódy začínajú vždy fungovať až po pretvarovaní betónu pôvodnej konzoly, a teda po poškodení ťahovými trhlinami.

Literatúra

- [1] A. Svoboda, L. Klusáček, and M. Olšák. “Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped RC 561 Bridges Using Substitute Cable Ducts”. In: *Advances in Materials Science and Engineering* 562 2019 (2019), p. 21. issn: 1687-8442. doi: <https://doi.org/10.1155/2019/8920718>
- [2] L. Klusáček et al. “Transverse prestressing and reinforced concrete as the key to restoration of 565 masonry arch bridges”. In: *Engineering Structures* 245 (2021), p. 112898. issn: 0141-0296. doi: 566 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112898>.
- [3] Q. Shakir. “Analysis, Behavior, Strengthening and repairing of Reinforced Concrete Corbels: 569 Comprehensive Review”. In: *Journal of Materials and Engineering Structures JMES* 10.2 (2023), 570 pp. 157–184. issn: 2170-127X.
- [4] T. Urban, Krawczyk, and M. Go ldyn. “Strengthening of Short Reinforcement Concrete Corbel 602 Using Steel Accessory”. In: *Archives of Civil Engineering* 64 (Sept. 2018), pp. 181–193. doi: 603 10.2478/ace-2018-0038.
- [5] Lukáš Bobek, Ladislav Klusáček, Adam Svoboda, Effective strengthening of reinforced concrete corbels using post-tensioning, *Engineering Structures*, Volume 305, 2024, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117716>.

OPRAVA BARRANDOVSKÉHO MOSTU S VYUŽITÍM UHPC

Jan L. Vitek¹ – Lukáš Vráblík² – Robert Coufal³

ABSTRAKT

Barrandovský most je velmi zatížená konstrukce, která slouží provozu již 40 let. Bylo třeba přistoupit k opravě mostu, která zahrnuje výměnu součástí s kratší životností (izolace ložiska, mostní závěry atd.) a též k zesílení mostu dodatečným předpětím, protože byla zjištěna degradace původní předpínací výztuže. Příspěvek je zaměřen na opravu mostovky, kde byl poprvé na velkém mostě použit ultra-vysokohodnotný beton (UHPC). Nabetonovaná vrstva UHPC u obou mostů plní funkci vyrovnávací, zesilovací a u severního mostu i funkci hydroizolační.

1 ÚVOD

Barrandovský most je extrémně dopravně zatížená konstrukce. Dle průzkumu z roku 2017 projíždělo po mostě 142 tis. vozidel denně. Dnes je to pravděpodobně ještě více. Most sestává ze dvou nezávislých nosných konstrukcí podepřených na společné spodní stavbě. Jižní most byl uveden do provozu v roce 1983, severní most pak v roce 1988. Oba mosty mají půdorysně nepravidelný tvar a každý převádí 4 dopravní pruhy (obr. 1). Mosty jsou z předpjatého betonu a mají 6 polí, nejdelší pole má délku 72 m. Průřez nosné konstrukce je tříkomorový s konzolami proměnné délky. Během provozu byl most, zejména v počáteční fázi, extrémně zatěžován těžkými vozidly, protože ještě nebyl postaven Pražský okruh a všechna vozidla používala právě Městský okruh s Barrandovským mostem. V roce 2018 bylo rozhodnuto o započetí přípravných prací na opravě mostu. V první fázi proběhla oprava spodní stavby (2020-21), která nevyžadovala omezení provozu. V roce 2022 pak byla zahájena oprava nosné konstrukce. Oprava byla naplánována postupně do 4 etap, aby se minimalizovalo omezení provozu. Ve všech etapách je třeba zajistit provoz ve 2 x 3 pruzích, a jen 2 pruhy lze uzavřít pro zajištění opravy.

2 PŘEDMĚT OPRAVY NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU

Cílem opravy je zajistit únosnost a životnost mostu do budoucnosti. Protože byla zjištěna koroze předpínací výztuže, je předmětem rekonstrukce doplnění dodatečného předpětí pomocí vnějších kabelů umístěných v komorách mostu. Dále se vyměňují ložiska a mostní závěry a nahrazuje se celý mostní svršek novými konstrukcemi. Veškeré konstrukce na povrchu nosné konstrukce se odstraňují a nahrazují novými (izolace, vozovka, římsy,

¹ prof. Ing. CSc., Stavební fakulta ČVUT v Praze, Katedra betonových a zděných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel.: +420 602 6248 284, e-mail: vitek@fsv.cvut.cz

² doc. Ing. Ph.D., Stavební fakulta ČVUT v Praze, Katedra betonových a zděných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel.: +420 734 390 796, e-mail: lukas.vrablik@fsv.cvut.cz

³ Ing. Ph.D., TBG Metrostav, s.r.o., Koželužská 5, 180 00 Praha 8, tel.: +420 724 283 989, e-mail: robert.coufal@tbg-beton.cz



Obr. 1: Letecký pohled na Barrandovský most od severu

odvodnění atd.). V rámci první etapy byla též nevyhovující rampa z komunikace Strakonická nahrazena novou konstrukcí.

Generálním dodavatelem rekonstrukce mostu je společnost PORR, ukládku UHPC provádí firma Freyssinet, CS a dodavatelem UHPC je výrobce betonu TBG Metrostav, s.r.o.

3 POUŽITÍ UHPC

Při plánování první etapy opravy mostu se použití UHPC nepředpokládalo. Po odstranění povrchových vrstev mostovky bylo zjištěno, že se její geometrie významně odlišuje od předpokladů projektu. Odchytky geometrického tvaru povrchu mostu byly rozdílné v jednotlivých místech konstrukce. Geometrický tvar mostu je složitý, neboť se po celé konstrukci mění jak podélné, tak i příčné sklony povrchu mostovky. Je třeba zajistit spolehlivé odvodnění, a proto na dodržení projektovaného tvaru velmi záleží. Na původní konstrukci byly nerovnosti povrchu mostovky vyrovnány zejména v tloušťce vozovky, což kvalitativní požadavky na vrstvy vozovky dnes neumožňují. Navíc se ukázalo, že kvalita betonu nosné konstrukce je velmi nerovnoměrná a na mnoha místech nedostatečná. Objednatel (TSK Praha a.s.) na základě doporučení odborníků z ČVUT navrhl zesílení a vyrovnání povrchu mostu pomocí UHPC. Jde o novou technologii, která se úspěšně používá v zahraničí, ale u nás dosud použita nebyla.

UHPC (ultra vysokohodnotný beton) jako vysokohodnotný a odolný materiál může plnit dvě základní funkce. a) Funkci statickou, kdy působí jako zesilující vrstva nabetonovaná na stávající konstrukci, která zvětšuje její průřez a b) funkci hydroizolační. Struktura UHPC je tak hutná, že neumožňuje prosakování vody. Omezení trhlin je dosaženo vysokým obsahem ocelových mikrovláken. Vrstva UHPC tak tvoří nepropustnou plochu, a zkušenosti ze zahraničí ukazují, že velmi spolehlivě zamezuje pronikání vody do konstrukce mostu. Navíc UHPC velmi dobře spolupůsobí s podkladem, a proto lze významně redukovat množství spráhujících prvků. Na Barrandovském mostě má ještě třetí funkci, a to vyrovnání nerovností povrchu mostovky.

V první etapě (2022 – jižní most) šlo o vůbec první použití UHPC na opravu takto významného mostu u nás. Proto se k nové technologii přistupovalo velmi konzervativně. Plocha mostu byla rozdělena na 3 skupiny. První skupina vyžadovala vyrovnání 0 – 25 mm. To je tloušťka velmi malá, nevhodná pro použití UHPC, a proto se pro vyrovnání použila speciální sanační hmota. Druhou skupinu tvořily plochy s tloušťkou 25 – 40 mm. To už je tloušťka vhodná pro použití UHPC. Na tyto plochy byla použita vrstva UHPC vyztužená

pouze ocelovými mikrovlákny bez další prutové výztuže. Třetí skupinu tvořily plochy s tloušťkou vyrovnání větší než 40 mm. Na tyto plochy byl použit UHPC vyztužený mikrovlákny a ještě prutovou výztuží (KARI sítěmi). Na základě zkušeností ze zahraničí a z naší vlastní experimentální činnosti nebyly použity spráhovací prvky. Při realizaci se zjistilo, že kvalita stávajícího betonu je nedostatečná a též se projevila citlivost na některé detaily provádění, např. umístění prutové výztuže, kvalita přípravy povrchu, technologie ukládky UHPC apod. V malém rozsahu došlo k částečné delaminaci okrajů betonovaných dílů. Tato místa byla částečně vybourána a nově zabetonována a částečně byla použita injektáž k vyplnění vzniklé spáry mezi podkladem a vrstvou UHPC. Též kombinace UHPC a sanační hmoty se nejevila jako vhodné řešení. I přes drobné nedostatky se však ukázala technologie zesílení desky pomocí UHPC jako úspěšná.

Ve druhé etapě (2023 – jižní most) byly využity zkušenosti z první etapy. Vrstva UHPC byla použita v tloušťce 40 mm a větší a s prutovou výztuží. Dále byly přikotveny okraje betonovaných úseků pomocí spráhovacích háků z výztuže $\varnothing 8$ mm. Povrch stávající konstrukce byl ofrézován a dále otryskán na hrubo tlakovou vodou (2500 bar) a nakonec ještě jemně dočištěn opět tlakovou vodou ale s menším tlakem. Velká pozornost byla věnována podbetonování výztužných sítí, kde byl použit malý vibrátor (i přesto, že UHPC je navržen jako samozhutnitelný). Tyto úpravy se ukázaly jako velmi vhodné, a u druhé etapy nebyla pozorována již žádná delaminace nebo jiná závada.

V první i druhé etapě se nepředpokládalo, že vrstva UHPC bude plnit hydroizolační funkci. To se ukázalo jako správný předpoklad, protože první a druhá etapa měly za cíl prokázat realizovatelnost zesílení a ověřit spolehlivou ukládku UHPC.

Po výborných zkušenostech z druhé etapy bylo přistoupeno k dalším úpravám technologie a postupu rekonstrukce mostu. Na základě dosavadních zkušeností jak s technologií oprav, tak i s dopadem omezení provozu se objednatel rozhodl sloučit obě etapy do jedné stavební sezóny, tj. do roku 2024. Druhou významnou změnou bylo i rozhodnutí, že vrstva UHPC bude použita též jako hydroizolační. Proto bylo nutné vyvinout a odzkoušet konstrukci vodonepropustných pracovních spár a přizpůsobit též dělení opravované plochy na jednotlivé betonážní úseky. Šířka betonážních úseků dosahuje až 6 m. Přes zimní sezónu byla technologie řešení pracovních spár a prostupů vyvinuta a práce mohly být zahájeny v březnu 2024. Rozdělení na etapu 3 a 4 muselo být zachováno, protože zajišťuje rozdělení severního mostu na dvě části, na jedné probíhá provoz ve dvou pruzích a na druhé probíhá oprava.

Vyrovňovací, zesilovací a nyní i hydroizolační vrstva z UHPC má proměnnou tloušťku, min. cca 80 mm, v místě spár min. 100 mm, jinde i více, dle potřeby vyrovnání. Vrstva UHPC má vždy kromě ocelových mikrovláken v objemu 3% obj. též i prutovou výztuž. Kotvení bylo původně naplánováno pouze na okrajích betonážních dílů a dále v místech, kde kvalita betonu podkladu nebyla dostatečná.

Po betonáži prvního úseku bylo zjištěno, že došlo k nadměrnému průhybu severní konzoly mostu. Byla hledána příčina a zjistilo se, že v konzole se objevují vodorovné trhliny, které nebyly nijak viditelné. Podobné trhliny byly zjištěny i v horní desce komor průřezu. Bylo nutné konstrukci znovu posoudit a zajistit její požadovanou únosnost. Původní návrh zesílení byl modifikován tak, že nová vrstva UHPC bude tvořit hlavní nosnou část horní desky a konzol. Proto bylo třeba provést dvě základní opatření. Posílit vyztužení vrstvy UHPC další prutovou výztuží a zajistit dokonalejší spřažení nejen s původní deskou, ale též se stěnami komory mostu. Z hlediska technologie výstavby bylo nutné konzoly mostu dočasně podepřít, dokud nezatvrdne nabetonávka z UHPC, a tedy dokud nebude spolupůsobit s původní konzolou. Tato opatření vedla k prodloužení doby výstavby, ale přesto se podařilo dokončit etapu 3 do cca poloviny srpna. 18. srpna byla doprava převedena

na dokončenou etapu 3 a byly zahájeny práce na mostovce v rámci etapy 4. Termín dokončení nelze přesně stanovit, dokud nebude znám stav druhé poloviny severního mostu, ale předpokládá se, že práce budou dokončeny do konce roku.

4 VLASTNOSTI UHPC

V době přípravy stavby nebyla ještě v platnosti TP ČBS 07 [1], ani TP 267 Ministerstva dopravy [2], která upravují používání UHPC na nové i stávající konstrukce. Výroby UHPC značky TopCrete® byla navržena dle kombinace norem ČSN EN 206+A2, ČSN P 73 2404 a podnikové normy TN TBG MTS 2019 UHPC. Na UHPC pro opravy mostních desek jsou kladeny nad rámec běžných UHPC ještě následující požadavky: a) Upravená tixotropie materiálu pro ukládku povrchu do spádu, a b) Vysoký obsah mikrodrátek z důvodu omezení trhlin (min. 3% obj.).

Základním požadavkem na recepturu UHPC v případě Barrandovského mostu byla možnost ukládky vyrovnávací vrstvy do výsledného spádu až 6%. Běžný UHPC není možné díky vysokému obsahu superplastifikátoru do takto velkého spádu uložit. Úprava tixotropie a konzistence při zachování parametrů UHPC byla základním úkolem. Návrh vycházel z patentovaného řešení, které bylo výsledkem výzkumného projektu podporovaného MPO ČR [3], [4]. Finální receptura byla testována na vzorových spádových klínech, kde byla potvrzena správnost návrhu a zároveň ověřen způsob ukládky směsi.

Dalším zásadním parametrem je vysoký obsah mikrodrátek. Při obsahu mikrodrátek přes 3% objemově, je šířka většiny trhlin zanedbatelná, pro oko jsou neviditelné a pro vodu neprůchozí. To se týká trhlin od dlouhodobého smršťování, nikoli trhlin od plastického smršťování z důvodu nedostatečného ošetřování. Finálně tedy byla vyžadována receptura UHPC s minimálním obsahem mikrodrátek 3% a s pevností v tahu za ohybu f_{R1} dle ČSN EN 14 651 minimálně 20 MPa.

Pevnost v tlaku není pro tyto sanační účely tak důležitá, proto byla zvolena základní pevnostní třída C110 dle tab. 12.2 normy ČSN P 73 2404. Pro tuto pevnostní třídu je určena minimální charakteristická pevnost $f_{ck,cyl} = 110$ MPa, měřená na válcích výšky 200 mm, koncových broušením. Zkoušky na jiných tělesech (nejčastěji na krychlech o délce strany 100 mm) jsou prováděny jako informativní. Pro kontrolu shody nejsou relevantní. Vzhledem k tloušťkám vrstvy UHPC od 25 mm, bylo zvoleno maximální zrno kameniva $D_{max} = 4$ mm. Tato velikost maximálního zrna je vhodná i vzhledem k vysokému obsahu mikrodrátek.

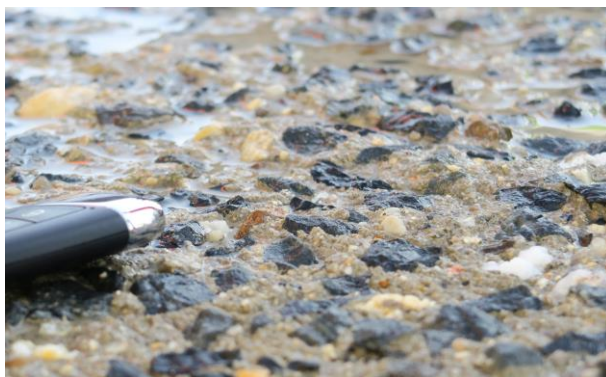
UHPC značky TopCrete je vyráběn na betonárně TBG Metrostav v Praze Libni. Maximální objem záměsi činí $1,25 \text{ m}^3$ a namíchání jedné záměsi trvá po optimalizaci celého procesu 5 minut. Maximální kapacita betonárny tak byla 15 m^3 za hodinu. Tato kapacita dosud nebyla nikdy využita. Za den se míchalo max. 30 – 40 m^3 materiálů dle postupujících prací na stavbě.

UHPC byl na most dodáván běžnými autodomíchávači. Obvykle vezl autodomíchávač $3,75 \text{ m}^3$. Maximální množství bylo $7,5 \text{ m}^3$. Vzdálenost na staveniště je přibližně 13 km a za slabého provozu cesta trvá asi 20 min od namíchání. Zpracovatelnost UHPC je cca 3 hodiny od namíchání. Na stavbě byl vyčleněn prostor pro oplach autodomíchávačů, aby se minimalizovalo zatvrdnutí zbytků UHPC uvnitř míchacího bubnu.

5 UKLÁDÁNÍ VYROVNÁVACÍ VRSTVY UHPC

Vrstva UHPC sloužila v etapách 1 a 2 především jako vyrovnání horní plochy mostovky a zesílení horní desky komor a konzol. Nebyla využita jako hydroizolace. Tím se ukládka zjednodušila, protože nebylo nutné řešit vodotěsnost pracovních spár a detailů kolem dilatačních závěrů a odvodňovačů. Ukládání UHPC má přesto svá specifika a jde o technologicky náročnou činnost. V případě první etapy šlo o první takto rozsáhlou aplikaci u nás, která navíc byla vynucena okolnostmi a nebylo ani dostatek času na podrobnou přípravu celé technologie.

Ukládání UHPC na povrch stávající konstrukce vyžaduje pečlivou přípravu podkladu. Ten musí být drsný a čistý. Zrna hrubého kameniva mají vyčnívat z povrchu a zároveň být do něho dobře zakotvena. Nerovnosti by měly být v rozsahu cca 3 až 5 mm. Potřebnou hrubost podkladu lze dosáhnout např. otryskáním tlakovou vodou. Tlak vody se stanoví dle pevnosti původního betonu v rozsahu cca 2000 – 2500 barů. Vyšší tlak může vést k příliš velkému destrukci povrchu betonu. U první etapy byly shledány velké rozdíly v kvalitě betonu mostovky. Někde vodní paprsek nebyl schopen rozrušit povrch, jinde vedlo jeho použití k významné destrukci. V oblasti jízdnic pruhů byl povrch ofrézován, na konzolách to nebylo možné z důvodu příliš velké hmotnosti frézy. U druhé etapy byla kvalita povrchu konstrukce rovnoměrnější. Jako nejvhodnější byl odladěn postup úpravy spočívající v ofrézování povrchu a následném otryskání tlakovou vodou (obr. 2).



Obr. 2 Požadovaná kvalita povrchu stávajícího betonu (před vysušením)

Před ukládkou musí být povrch konstrukce čistý, zbaven prachu a vlhký. Nesmí však na něm stát voda. Kvalitu povrchu lze ověřovat odtrhovými zkouškami, které definují tahovou pevnost povrchové vrstvy původní konstrukce. Dle TP ČBS 07 [1] se doporučuje minimální tahová pevnost 1,5 MPa. Naměřené hodnoty dosahovaly v průměru pevnost kolem 1,7 MPa, avšak s velkým statistickým rozptylem. Ukázalo se, že výsledky odtrhových zkoušek nejsou ideálním kritériem pro posuzování kvality podkladu.

Ukládání probíhalo v etapách jedna a dvě v pásech šířky do 4,5 m přímo vypouštěním UHPC z autodomíchávače na betonovanou plochu. V druhé etapě bylo přistoupeno k vibrování tlustších vrstev, aby se beton spolehlivě dostal pod výztužnou síť. Pro kvalitu provedení je zásadní ošetřování UHPC. Po uložení a srovnání latí je povrch nutné ihned nastříkat prostředkem proti odpařování vody a zakrýt jej PE fólií, která zajistí, že odpařená voda na fólii zkonduje a zůstane na povrchu vrstvy z UHPC.

Ve třetí etapě, kde byly pruhy jednotlivých betonážních úseků širší, se začal používat dopravní pás mezi autodomíchávačem a místem ukládky a povrch se upravoval vibrační lištou (obr. 3), což vedlo k dalšímu zjednodušení ukládky. V zahraničí se používá finišer.

V případě Barrandovského mostu by to však bylo velmi obtížné, vzhledem k nepravidelnému tvaru betonovaných úseků.



Obr. 3 Ukládka vrstvy UHPC ve 3. etapě dopravníkem a vibrační lištou

6 ZÁVĚR

Technologie vyrovnání, zesílení mostovky pomocí UHPC se ukázala jako vhodná i pro tak exponovaný most jako je Barrandovský. Postup rekonstrukce v etapách je možný z hlediska technologického i logistického a umožňuje minimalizovat dopad do dopravy v Praze.

Druhá etapa prokázala úspěšnost použité technologie. Vytvořil se trvanlivý kvalitní povrch, který přispívá větší únosnosti horní desky mostu a konzol. Ověřil se způsob ukládání UHPC a byly získány zkušenosti s úpravou povrchu stávající konstrukce.

Třetí etapa pak ukázala možnost použití UHPC i jako vrstvy hydroizolační. Byly vyvinuty potřebné konstrukční detaily a byla ověřena jejich proveditelnost na stavbě. Technologie UHPC je jediná dnes možná, která umožnila opravu mostu, který byl v podstatně horším stavu, než předpokládal projekt rekonstrukce, bez významných změn projektu i použité technologie.

Poděkování

Při realizaci opravy mostu byly použity výsledky výzkumného projektu č. FV 20472 podporovaného Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR.

Literatura

- [1] Technická pravidla ČBS č. 07 *Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*. Česká betonářská společnost ČSSI, 2022
- [2] Technické podmínky č. TP 267 *Ultra vysokohodnotný beton (UHPC)*, březen 2024
- [3] VÍTEK, J.L., BOHÁČEK, L., ČÍTEK, D., COUFAL, R.: *Experimentální ověření zesilování konstrukcí pomocí UHPC*. Sborník příspěvků 26. Mezinárodního symposia Mosty 2021, Sekurkon 2021, 156-161
- [4] VÍTEK, J. L., BOHÁČEK, L., COUFAL, R., VRÁBLÍK, L.: *UHPC in existing structures*. Proc. of the *fib* Symposium 2023: Building for the future: Durable, Sustainable, Resilient. Ilki et al. Eds. Vol. 1, Istanbul 2023, 1866-1874

LETMO BETÓNOVANÉ MOSTY STAVANÉ V 60-TYCH ROKOCH – SKÚSENOSTI, STAV, REKONŠTRUKCIE

Tatiana Bacíková¹ – Anton Bajzecer²

ABSTRAKT

V 60-tych rokoch minulého storočia prebiehal prudký rozvoj mostného staviteľstva spojeného s intenzívnym uplatnením predpätého betónu a rozvojom technológie letmej betonáže nosnej konštrukcie na Slovensku ako aj v okolitých krajinách. Príspevok sa zameriava na dobové koncepčné riešenia, uplatnené technologické postupy, hodnotenie aktuálneho stavu týchto mostov a možnosti technického riešenia pre rekonštrukcie.

1 ÚVOD

Uplatnenie predpätého betónu v mostnom staviteľstve prinieslo možnosť budovať mosty väčších rozpätí cez hlboké údolia, široké vodné toky a neprístupný terén. V šesťdesiatych rokoch zároveň nastali významné zmeny v technológii výstavby mostných konštrukcií. S mimoriadnym rozvojom technológie letmej betonáže v tomto období tak bolo možné realizovať betónové monolitické mosty s rozpätím hlavného poľa 50 – 80 m.

V Československu boli v rokoch 1958 naprojektované prvé mosty s touto technológiou, ktoré prešli do realizácie v období 1959 až 1963. Na Slovensku bola prvý krát použitá technológia letmej betonáže na moste cez Váh v Novom Meste nad Váhom na ceste II/515, ktorý bol realizovaný v rokoch 1960 až 1963. Dva mosty postavené letmou betonážou sú na ceste I/9 nad Biskupickým kanálom a Váhom vo Veľkých Bierovciach. Ďalšie objekty most v Kolárove cez Vážsky Dunaj na ceste II/563, most Zlatné nad údolím na ceste I/18 a most nad Váhom v Hlohovci na ceste II/513.

B1



*Obr. Most cez Váh v Kolárove v prevádzke od roku 1965,
dĺžky 256 m, rozpätia polí 35,1+3x61,6+35,1m, jednokomorový prierez výšky 1,5-3,11 m.*

¹ Ing. Tatiana Bacíková, VALBEK SK, spol. s r.o., Eurovea Central 1, Pribinova 4, 811 09 Bratislava, e-mail: tatiana.bacikova@valbek.sk

² Ing. Anton Bajzecer, VALBEK SK, spol. s r.o., Rozvojová 2, 040 11 Košice, e-mail: anton.bajzecer@valbek.sk

2 KONCEPCIA A TECHNOLOGIA TECHNICKÉHO RIEŠENIA

V prevažnej väčšine spomínaných mostov (okrem Mosta v Kolárove) má hlavná mostná letmobetónovaná časť tri polia. Jedná sa o združený rám s kĺbom v strede druhého poľa. Nosné trámové konštrukcie mostov majú dvoj alebo jedno komorový priečny rez premennej výšky s vyloženými konzolami.

Nosné konštrukcie letmo betónované sú v pozdĺžnom smere predpäté dodatočne predpätou predpínacou výstužou, ktorá je vedená voľne v otvorenom lichobežníkovom žľabe alebo v káblových kanálikoch v hornej doske komorového priezezu. Krajné polia, ktoré boli budované na pevnej skruži majú predpínaciu výstuž vedenú v káblových kanálikoch v stenách komorového priezezu. Komorové priezey majú predopnutú aj hornú dosku v priečnom smere mosta.

Letmo betónované bolo stredné (druhé) pole, koncové časti v prvom a treťom poli boli budované technológiou betonáže na podpernej skruži.

Letmá betonáž prebiehala tak, ako pri súčasnej výstavbe od zárodkov vybudovaných na pilieroch s následnou symetrickou letmou betonážou konzol vahadla. V druhom strednom poli sa v rámci záverečnej fázy realizovalo „kĺbové spojenie konzol nosnej konštrukcie“. Na vytvorenie kĺbu boli použité rôzne technické riešenia:

- pohyblivé oceľové valcové ložiská,
- pohyblivé oceľové valcové ložiská a čiastočné zopnutie koncov konzol zvislými tyčami,
- trojica vodorovne orientovaných vrubových kĺbov (v každom tráme jeden),
- oceľová kyvná stienka kĺbovite spojená v hornej časti s jednou a v dolnej časti s druhou konzolou hlavného poľa.

Návrh s riešením pozdĺžneho pohybu umiestnením kĺbu v strede hlavného poľa malo v čase návrhu svoje logické vysvetlenie no s odstupom času sa ukázalo ako zdroj rozsiahlych porúch na nosnej konštrukcii a príslušenstve mosta.



Obr. Most nad Biskupickým kanálom vo Veľkých Bierovciach v prevádzke od roku 1965, dĺžky 114 m, rozpätia polí 23,0+61,2+23,0 m, dvojkomorový priezrez výšky 1,5-3,2 m. Uloženie nosnej konštrukcie na piliere vrubovými kĺbmi, v mieste opôr kyvné stojky.

3 PORUCHY A ZHODNOTENIE TECHNICKÉHO STAVU

Už po 20 rokoch prevádzky prvých letmo betónovaných mostov sa prejavili poruchy, ktoré vyplývali z úrovne vtedajšieho teoretického poznania, skúseností, z projekčných ako aj technologických možností. V súčasnej dobe je technický stav týchto konštrukcií hodnotený stupňom V. Zlý až VII. Havarijný s ohľadom na poruchy a nedostatky, ktoré viedli k zníženiu zaťažiteľnosti mostov.



Obr. Korózia predpätia v kábl. kanálikoch bez injektáže

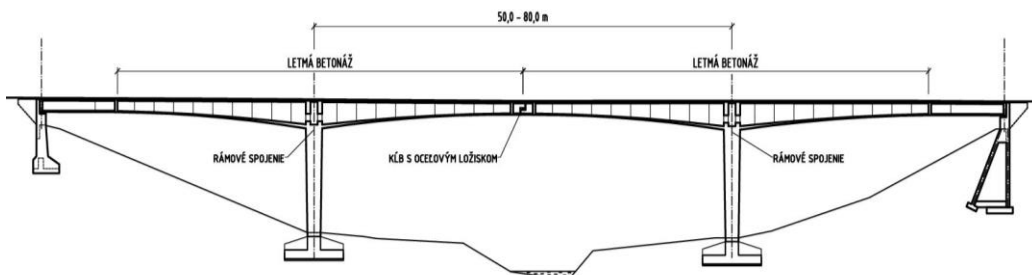


Obr. Korózia predpínacích drôtov v žľabe s rozpadom a degradáciou zálievky

Z pohľadu súčasnosti možno medzi základné koncepčné nedostatky považovať:

- statická schéma nosných konštrukcií so stredovým kĺbom,
- nevhodné dĺžkové usporiadanie polí,
- umiestnenie nosnej predpínacej výstuže hlavného poľa voľne do otvoreného žľabu v hornej doske komorovej konštrukcie a nedokonalom zainjektovaní sa preukázalo z hľadiska použiteľnosti, bezpečnosti a kvality mosta ako veľmi problematické,
- presnosť výpočtu účinkov dotvarovania a zmrašťovania betónu,
- dosiahnutie projektovaných hodnôt napätosti v nosnej konštrukcii počas predpínania.

B1



Obr. Pozdĺžny rez **Most Zlatné nad údolím**, typické usporiadanie letmo betónovaných mostov s kĺbom uprostred hlavného poľa.

Zásadné poruchy prvých letmo betónovaných mostov:

- významný pokles nivelety v mieste stredového kĺbu spôsobené nedostatočným predpätím a dotvarovaním betónu, strata napätosti, výrazný trvalý priehyb v hodnotách aj 300 mm,

- poruchy hydroizolácie a zatekanie do nosnej konštrukcie,
- značná korózia predpätia v otvorených žľaboch hornej dosky komorového prierezu, porucha spôsobená pretekaním vody,
- nedostatočné zainjektované káblové kanáliky v stenách komorového prierezu s koróziou predpätia, vyskytujú sa kanáliky bez injektáže,
- poruchy dilatácií v mieste stredového kĺbu a zatekanie do komôr nosnej konštrukcie,
- korózia ložísk v stredovom kĺbe a obmedzenie ich funkčnosti, vzájomné kmitanie a chvenie susedných konzol nosnej konštrukcie,
- zablokovanie nosnej konštrukcie v oblasti krajných opôr, nefunkčné dilatácie,
- degradácia betónu a korózia betonárskej výstuže komorovej nosnej konštrukcie v rozhodujúcich prierezoch a prvkov spodnej stavby,
- poruchy na príslušenstve rozpad vozovky, nefunkčnosť ložísk a mostných záverov, degradácia ríms, korózia a poruchy na záchytných zariadeniach.

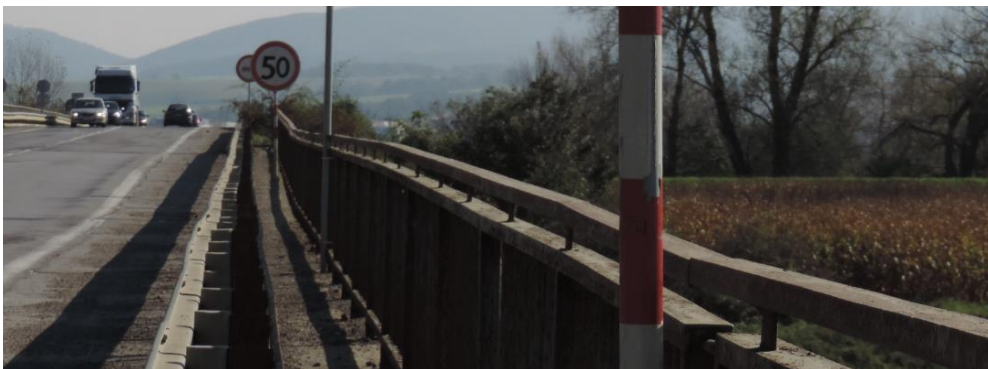


Obr. Poruchy Kĺb - Oceľová kyvná stienka



Obr. Poruchy Kĺb - Oceľové ložíská

Výsledky diagnostiky a monitoringu predmetných mostov potvrdzujú veľmi zlý až havarijný technický stav nosných konštrukcií. Mostné objekty sú zaradené do rekonštrukcií so zosilnením pôvodnej nosnej konštrukcie resp. sa pristúpilo k ich komplexnej prestavbe.



*Obr. Priehyb stredného poľa na **Moste nad Biskupickým kanálom** vo Veľkých Bierovciach.*

4 REKONŠTRUKCIE MOSTOV

V rámci prípravnej fázy projektovej dokumentácie je dôležité vyhodnotiť pomocou kvalitných diagnostických metód skutočný technický stav neprístupných častí mosta t. j. zistiť stav predpínacej výstuže a kvalitu betónu nosnej konštrukcie. V rámci diagnostiky nosnej konštrukcie doplniť vykonanie overovacej statickej zaťažovacej skúšky.

Je potrebné upozorniť na riziká diagnostických metód. O stave predpínacej výstuže hlavného poľa sa rozhoduje na základe vzoriek z niekoľko konkrétnych dostupných miest. Nevieme však s určitosťou v akom stave je predpätie na zvyšku konštrukcie. Z uvedeného dôvodu je nevyhnutné zvážiť efektívnosť technologicky náročnej rekonštrukcie týchto mostov z pohľadu dosiahnutia zostatkovej životnosti po rekonštrukcii.

Základná koncepcia rekonštrukcie:

- odstránenie kompletného zvršku mostov až na úroveň nosnej konštrukcie,
- na mostoch s predpätím v žľabe odbúranie po hornú časť ochrannej vrstvy predpätia, resp. odstránenie degradovanej vrstvy, po očistení predpínacej výstuže pasportizácia a kontrola stupňa korózie predpínacích jednotiek,
- zrušenie stredového kĺbu v hlavnom poli a zmonolitnenie konzol, z čoho vyplynie zmena statického systému mostnej konštrukcie,
- vyrovnanie nevyhovujúceho výškového vedenia nivelety spádovým betónom spriahnutým s nosnou konštrukciou,
- pre zabezpečenie požadovanej únosnosti doplnenie predpätia voľne vedenými káblami,
- zosilnenie spodnej stavby,
- výmena ložísk a mostných záverov,
- celoplošná sanácia spodnej stavby a nosnej konštrukcie.
- realizácia nového mostného zvršku.

Pri návrhu zosilnenia sa vychádza z pôvodnej projektovej dokumentácie, ktorá je častokrát nekompletná a pri realizácii rekonštrukcie sa zistí, že nekorešponduje so skutočným stavom.



Obr. Most Zlatné nad údolím stav pred a po rekonštrukcii.

Vzhľadom k pôvodnému technickému stavu týchto mostov, náročnosti rekonštrukcie a s ohľadom na to, že sa mení statický systém pôsobenia nosnej konštrukcie je dôležité vykonávať v jednotlivých etapách výstavby podrobný monitoring, na ktorý následne nadviaže dlhodobé sledovanie mosta.



Obr. Most cez Váh v Hlohovci pred rekonštrukciou.



Obr. Most cez Váh v Hlohovci po rekonštrukcii.

B1

5 ZÁVER

V súčasnosti majú prvé letmo betónované ako aj letmo montované mosty za sebou 60 rokov prevádzky. Jedná sa o predpäté mosty prvej generácie, na ktorých sa ukazujú poruchy prameniace z úrovne technických znalostí ako aj technologických možností doby kedy boli konštrukcie budované. V súčasnosti sa jedná o konci životnosti týchto mostov. Aj napriek úspešne realizovaným rekonštrukciám vybraných mostov je nevyhnutné z dlhodobého hľadiska vyhodnotiť ekonomický prínos vynaložených nákladov na realizáciu a následné opravy.

Na základe posledných skúseností z rekonštrukcie mostov cez Biskupický kanál a Váh vo Veľkých Bierovciach, kde bol po odstránení mostného zvršku zistený havarijný stav

predpätia nosných konštrukcií, odporúčame technické riešenie kompletnej prestavby predmetných mostov s možným ponechaním a zosilnením spodnej stavby a zakladania. Nová nosná konštrukcia má oproti zosilnenej pôvodnej jasne zafinovanú normovú životnosť a únosnosť, zároveň sa jedná o efektívnejšie vynaložené náklady na výstavbu a následnú údržbu.



Obr. Most cez Váh vo Veľkých Bierovciach demolácia nosnej konštrukcie 10/2024.

Literatúra

- [1] Závady a potrebné rekonštrukcie letmo betónovaných mostov stavaných v 60-tych rokoch, Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc., Ing. Ľubomír Bolha, CSc., Ing. Stanislav Osuský, CSc., Katedra betónových konštrukcií a mostov, SvF SVŠT Bratislava, 1986
- [2] Projektová dokumentácia DRS rekonštrukcie mosta cez Váh v Hlohovci, Valbek s.r.o., Košice, 2020
- [3] Projektová dokumentácia DRS rekonštrukcie mosta Zlatné, Valbek s.r.o., Bratislava 2012
- [4] Pôvodná projektová dokumentácia mostov nad Biskupickým kanálom a Váhom vo Veľkých Bierovciach, Stupeň VP, Doprastav n.p., Bratislava 1963

KOMPLEXNÁ REKONŠTRUKCIA MARCHEGGSKÉHO VIADUKTU V ŽKM 37,910

Vladimír Gelányi¹ – Juraj Bohuš²

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. Premostuje 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 požiadavkou investora bolo zachovať pôvodnú konštrukciu tehlových klenieb a pilierov, tak aby sa zachoval historický charakter mosta.

1 ÚVOD

Cieľom tejto rekonštrukcie mosta a trate je zvýšenie bezpečnosti jazdy a traťovej rýchlosti na 120 km/h (momentálne na moste je traťová rýchlosť len 20 km/h), čím sa dosiahne aj zníženie nákladov na prevádzku a údržbu mosta.

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

¹ Ing., DOPRAVOPRROJEKT, a.s. Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava – Nové Mesto , tel.: (02)50234-279, e-mail: gelanyi@dopravoprojekt.sk

² Ing. DOPRAVOPRROJEKT, a.s. Kominárska 141/2,4, 832 03 Bratislava – Nové Mesto , tel.: (02)50234-276, e-mail: bohus@dopravoprojekt.sk

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 v 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 provizorium 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. Provizorium 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. Piliere 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 koľajnic 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 PIZMO (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:

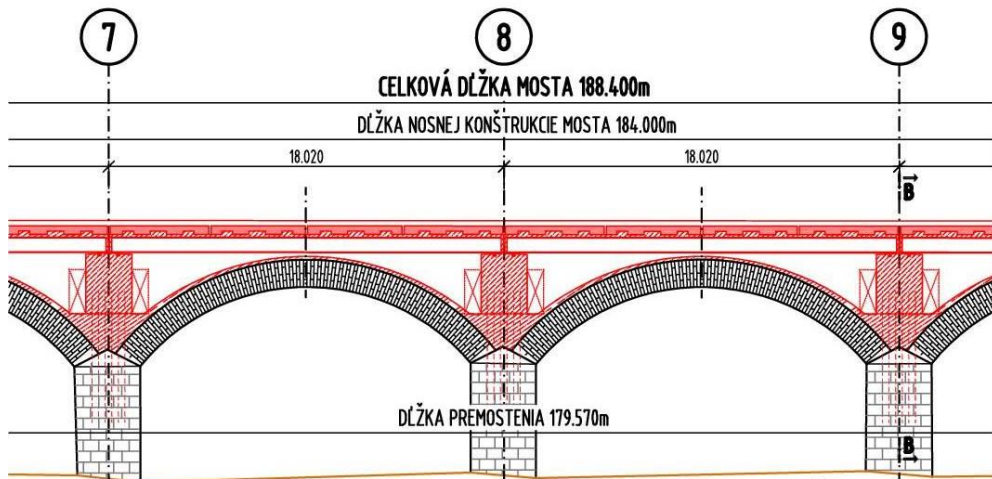
- Návrh novej nosnej konštrukcie mosta, ktorá prevezme statickú funkciu nosnej konštrukcie tehlových klenieb mosta,
- Pôvodné klenby mosta ostanú zachované, aby bol zachovaný architektonický vzhľad mosta,
- Nosnú konštrukciu navrhnuť na vyššie prevádzkové zaťaženie (KZZ D4) a vyššiu prevádzkovú rýchlosť na 120 km/h,
- Pevná jazdná dráha na moste
- Sanácia spodnej stavby a pôvodných tehlových klenieb a kamenných ríms mosta,
- Rozšírenie prechodového prierezu 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 ošetria a ochránia proti vode pásovou hydroizoláciou, ktorá bude chránená železobetónovou škrupinou premennej hrúbky. Rovnakým spôsobom sa ochránia 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 kĺbovo uložená na podperách.

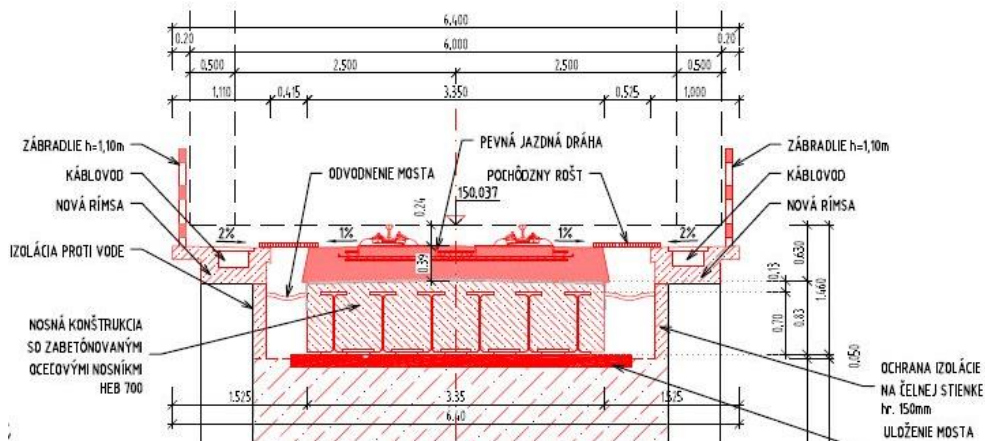
Nová nosná konštrukcia mosta je navrhnutá ako 10-poľová konštrukcia z prostých polí. Pričný rez tvorí šesť oceľových nosníkov HEB 700 zabetónovaných do masívnej dosky

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 stenách klenieb budú vybudované nové železobetónové rímasy. Na rímasy bude namontované oceľové zábradlie výšky 1,10 m a káblové žľaby. Medzi rímami a nosnou konštrukciou budú osadené oceľové pochôdzne rošty, cez ktoré bude zabezpečené odvodnenie povrchu nosnej konštrukcie aj rím. Zrážková voda bude zachytávaná do žľabov a odvedená popri pilieroch mimo konštrukciu.



Obr. 4: Pozdĺžny rez mosta v DSZVP



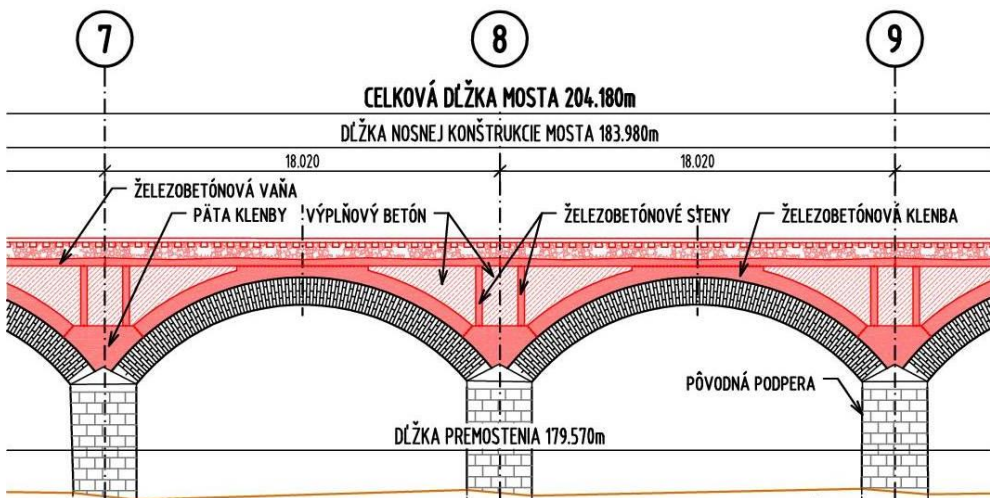
Obr. 5: Priečný rez mosta v DSZVP

5 KONCEPCIA MOSTA V DOKUMENTÁCII NA STAVEBNÉ POVOLENIE A REALIZÁCIU STAVBY (DSPRS)

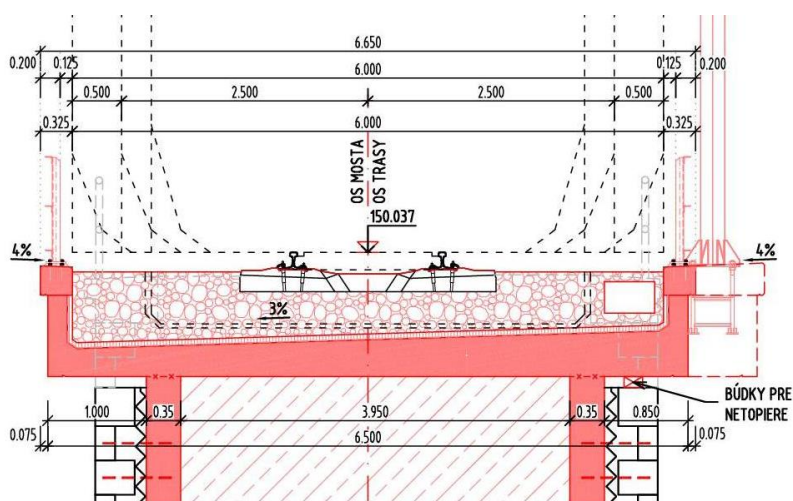
Voči prechádzajúcemu stupňu PD (DSZVP) nastala v technickom riešení DSPRS mostného objektu zásadná zmena. Pôvodne bolo na moste uvažované s pevnou jazdnou dráhou, čomu bola prispôsobená aj nosná konštrukcia mosta. Na pracovných poradiach s investorom bolo dohodnuté, že pevná jazdná dráha na moste nie 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 je navrhnutá ako 10-poľová klenbová železobetónová konštrukcia s hornou doskou. Pozostáva z päty klenby, samotnej klenby, pozdĺžnych a priečných stien a z hornej dosky so zvislými stenami (ďalej “železobetónová vaňa”).

Nad podperami budú vybetónované masívne železobetónové päty klenby šírky 4,650 m, výšky cca 2,000 m a premennej šírky (podľa tvaru pôvodnej tehlovej klenby). Následne sa na pôvodných tehlových klenbách zrealizujú nové železobetónové klenby hrúbky 0,700 m, ktoré budú opreté do už zhotovených piet klenby. Na klenbách budú stáť pozdĺžne (hrúbka 0,35 m) a priečne (hrúbka 0,30 m) steny. Šírka týchto konštrukcií v priečnom reze je 4,650 m. Počas výstavby novej nosnej konštrukcie musia byť pôvodné klenby podopreté podpernou konštrukciou. Pred realizáciou päty, klenby a stien budú do pôvodnej konštrukcie mosta navrtané a nalepené výstuže, ktoré po realizácii novej nosnej konštrukcie zabezpečia vzájomné prepojenie. Všetky priestory medzi klenbou, päťou a stenami budú vyplnené betónom. Na klenbe a stenách bude uložená “železobetónová vaňa“, v ktorej bude uložený železničný zvršok mosta. Celková šírka “železobetónovej vane“ je 6,500 m. Horná hrana vane je v priečnom aj pozdĺžnom smere vyspádovaná k odvodňovačom, to znamená je hrúbka dosky “železobetónovej vane“ premenná (210 – 460 mm). Šírka stienok vane je 0,200 m. Pravá stienka bude nad podperami č.4, 7 a 10 rozšírená na šírku 0,900 m, v dĺžke 0,900, s nábehmi. Táto rozšírená časť bude slúžiť na osadenie stožiarov trakčného vedenia.



Obr. 6: Pozdĺžny rez mosta v DSPRS



Obr. 7: Priečný rez mosta v DSPRS

6 SÚČASNÝ STAV

V súčasnosti 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 nosná konštrukcia pri ich búrání nadmerne otriasa, a preto zhotoviteľ z dôvodu obavy o nenávratného poškodenia mosta práce zastavil.

Z tohto dôvodu nie je možné postaviť konštrukciu, tak ako bola navrhnutá a v týchto dňoch prebiehajú intenzívne rokovania so všetkými zainteresovanými stranami o ďalšom návrhu nosnej konštrukcie mosta, ktorá by zohľadnila aj tieto nové skutočnosti.

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/>

INOVATÍVNY SPÔSOB SANÁCIE BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ POMOCOU SIETÍ Z UHLÍKOVÝCH VLÁKIEN

Miroslav Piteľ¹

ABSTRAKT:

Odolnejší voči korózii, pevnejší, s tenšou vrstvou betónu, s väčšou mierou udržateľnosti, s úsporou materiálu a logistiky. To sú niektoré zo základných vlastností jemného betónu v kombinácii s uhlíkovou mriežkou – uhlíkového betónu. Uhlíkový betón ponúka vynikajúce vlastnosti vo všetkých relevantných faktoroch a podčiarkuje záväzok nás všetkých voči pokroku, inováciám a udržateľnosti.

1 ÚVOD

Stavebníctvo je najnáročnejším hospodárskym odvetvím na produkciu emisií a spotrebovávanie zdrojov. Všetci vieme, že medzi najväčšie výzvy dnešnej doby patrí práve znižovanie emisií a šetrenie zdrojmi. A preto vám predstavíme produkt, ktorý umožňuje zachovanie, záchranu, rekonštrukciu a modernizáciu stavieb, miesto ich demolácie a novej výstavby. Bežné metódy obnovy budov sú materiálovo náročné a masívne. Často vzhľadom na nevýhody železobetónu, ako je napríklad vysoká hmotnosť, nemožné. Produkt, ktorý pri dodržiavaní požiadavky udržateľnosti eliminuje nevýhody železobetónu, je uhlíkový betón.

B1

¹ Ing. Miroslav Piteľ, ALLMEDIA spol. s r. o., Pod gaštanmi 4, 821 07 Bratislava, tel.: +421907572718, e-mail: mpitel@allmedia.sk

2 BETÓN S UHLÍKOVOU VÝSTUŽOU

Podstatou je výber kvalitného producenta cementových zmesí, ktorý zabezpečí výrobu jemného betónu a spoľahlivého výrobcu uhlíkových vlákien. Nasleduje spojenie týchto dvoch samostatných materiálov do nového, originálneho produktu, ktorý pred použitím musí byť testovaný a certifikovaný. Potrebné pre dobrý výsledok je aj to, aby zhotoviteľ konzultoval realizáciu nielen s klientom a projektantom, ale hlavne s dodávateľom uhlíkového betónu konkrétnej značky.

Práca s uhlíkovým betónom nie je náročná, ale nová, a preto si vyžaduje aj niektoré nové znalosti a odborné zručnosti. Techniky miešania, aplikácie a ošetrovania sú mierne iné, a tým pádom sa môžu zo začiatku javiť ako náročnejšie, v porovnaní s realizáciou klasického betónu alebo železobetónu.

Železobetón, ako všetci vieme, je dnes základným stavebným prvkom. Okrem výborných vlastností má však aj niektoré nevýhody. Vysoká hmotnosť, riziko korózie oceleovej výstuže, nižšia odolnosť ocele v betóne v prípade požiaru, obmedzená flexibilita formy a dizajnu, vysoká spotreba zdrojov, náročné spracovanie. A práve na elimináciu týchto nedostatkov bol vyvinutý uhlíkový betón. Mriežková štruktúra uhlíkových vlákien nahrádza alebo dopĺňa oceľ v betóne, ktorá má vystužovaciu funkciu.

3 HLAVNÉ VÝHODY VÝSTUŽE Z UHLÍKA

Hospodárnosť - vyššia trvanlivosť hlavne pri vystavení vysokej expozícii chloridov – dlhá životnosť; malé nároky na údržbu; kratšie výpadky, keď stavba nie je využívaná; zníženie následných nákladov (údržba, intervaly renovácie, doba renovácie)

Udržateľnosť - menej betónu pri rovnakej pevnosti, pružnosti; recyklovateľnosť

Nižšia hmotnosť - nižšie náklady na dopravu a montáž; úspornosť pri koncipovaní všetkých vystužovacích opatrení stavby

Pevnosť - výrazne vyššia pevnosť ako štandardná stavebná oceľ; ideálne pre jemné štruktúry alebo pri zosilňovacích opatreniach; stačí menšie krytie; umožnenie tenkostenného, štíhleho stavebného štýlu a uplatnenie modernej architektúry

Pružnosť - jednoduchá inštalácia – ideálna pri opravách; umožňuje kreatívne tvary konštrukčných prvkov

Výhody uhlíkového betónu



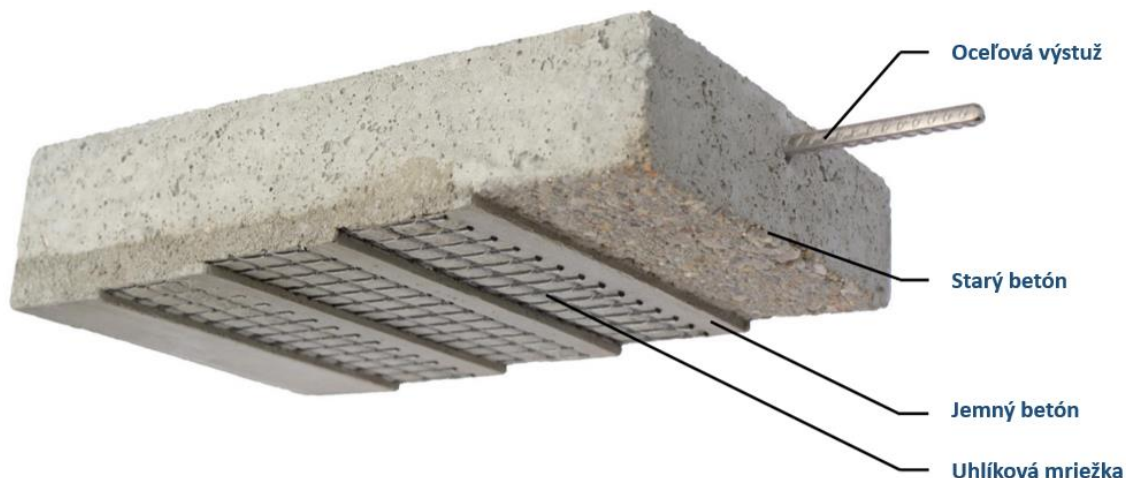
výstuž uhlíkovým betónom



klasická výstuž oceľou



Vystuženie betónových konštrukcií uhlíkovým betónom

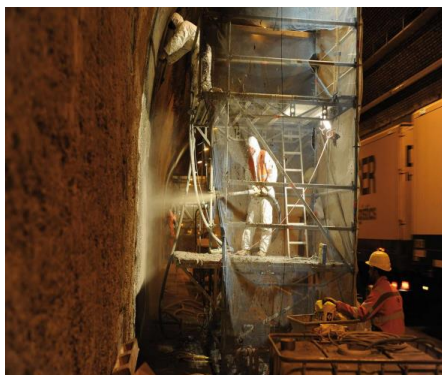


Uhlíkový betón je vhodný na použitie kdekoľvek, kde pôsobia vysoké ťažné sily; kde má byť minimalizovaná tvorba trhlín ($< 0,1$ mm); kde je zaoblenie; kde musia byť opracované ťažko prístupné miesta; kde je dôležitá hmotnosť stavby; kde je nutné realizovať zosilnenie v prípade obmedzeného priestoru.

Oblasti použitia uhlíkových textílií v betóne sú hlavne sanácie betónových povrchov, ktoré musia byť z dôvodu korodujúcej ocele veľmi skoro a veľmi nákladne opravované; ľahké prefabrikované prvky, napr. pre garáže, balkóny, protihlukové steny; jemné prvky stavieb takmer neobmedzujúce kreativitu architektov; dosky fasád, ktoré ide veľmi ľahko vyrobiť a aj montovať; sanácie a modernizácie mostov; sanácie ciest ako ochrana proti prasklinám a výtlkom; sanácie tunelov a kanalizácií; betónové/vodné nádrže všetkých typov na zabránenie korózie pre jemné konštrukcie; ako ochrana na letiskách proti radarovému žiareniu; dodatočné zosilňovanie konštrukcií; spevnenie stropov v podzemných garážach...

Pri porovnaní uhlíka s oceľou vychádza v prospech uhlíka vyššia pevnosť v ťahu (+600%), nižšia hmotnosť (je ľahší o 80%), vyššia odolnosť voči alkalickému prostrediu a potreba tenšej krycej vrstvy betónu. Dodáva sa flexibilne v rolách (štandardne 25m) a môže sa prispôbovať tvaru priamo na mieste. Uhlíková mriežka je žiaruvzdorná, odolná voči korózii. Umožňuje realizáciu tenkostenných komponentov, úsporu priestoru a realizáciu štíhlych stavebných dielov. Uhlíkový betón je ekonomickejší vďaka potrebe tenšej vrstvy betónu. Hrúbka vrstvy je cca 1/7 v porovnaní so striekaným betónom.

Niektoré realizácie



novostavby a rekonštrukcie tunelov



nádrže na pitnú vodu

B1



most pre peších v Nauburgu, Nemecko



*diaľničný most A648 cez rieku Nidda, Nemecko
až 6 vrstiev uhlíkového betónu na vrchnej a spodnej
strane 3,5 cm výstužná vrstva*



*most 109 blízko Kleinsaubernitz, Nemecko
4 vrstvy uhlíkového betónu na spodnej strane
2,5 cm výstužná vrstva*

4 ZÁVER

Uhlíkový betón je inovatívny stavebný materiál, ktorý kombinuje cement s uhlíkovými vláknami. S výraznými vylepšeniami mechanických vlastností a odolnosti prináša v mnohých oblastiach betónových konštrukcií nové možnosti riešenia výziev, s ktorými sa pri vašej náročnej práci často stretávate.

Literatúra:

Všetky texty, obrázky a tabuľky sú z produkcie technikov spoločnosti PAGEL GmbH & Co.KG, ALLMEDIA spol. s r. o., spoločnosti Frisiverto s.r.o., spoločnosti Immogard s.r.o.

Sekcia B2

**DIAGNOSTIKA A MONITOROVANIE
BETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ A MOSTOV**

B2

Odborní garanti a recenzenti sekcie:

doc. Ing. Peter Paulík, PhD.
Ing. Patrik Ševčík

B2

DIAGNOSTIKA A HODNOTENIE STAVU ŽELEZNIČNÉHO PREDPÄTÉHO MOSTU V STAREJ LUBOVNI

Peter Koteš¹ – Martin Vavruš² – Jozef Prokop³ – František Bahleda⁴ – Matúš Farbák⁵ – Ondrej Krídla⁶

ABSTRAKT

Príspevok sa zaoberá diagnostikou a výpočtom zaťažiteľnosti predpätého betónového železničného mosta pri meste Stará Lubovňa v severovýchodnej časti Slovenska. Mostný objekt vznikol pravdepodobne v rokoch 1965-1966, pretože pôvodná projektová dokumentácia bola vypracovaná v roku 1964. Most sa nachádza na železničnej trati Orlov-Podolínec v 11 km. Most je vyrobený z prefabrikovaných dodatočne predpätých komorových nosníkov o ôsmich poliach (8 prostých polí). V pôdoryse je mostný objekt priamy. Komorový most pozostáva v priečnom smere z dvoch pozdĺžne spojených komorových nosníkov, ktoré sú v priečnom smere spojené pomocou priečného predpätia. To znamená, že celkový prierez je vlastne komorový nosník s 3 otvormi a 4 zvislými stenami. V roku 2024 bola v rámci spolupráce s praxou požadovaná Katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity o vykonanie technického prieskumu a diagnostiky spomínaného mosta. Požadovaná bola vizuálna kontrola, diagnostika a overenie skutočných rozmerov a materiálových charakteristík. Na stanovenie materiálových vlastností betónu, výstuže a predpínacej ocele boli použité nedeštruktívne a polodeštruktívne metódy skúšania. Následne sa vykonal výpočet zaťažiteľnosti mostu. Za týmto účelom bol vytvorený numerický 3D MKP model. Na určenie odolnosti prierezov bol použitý štandardný prístup uvedený v Eurokódoch podľa ustanovení, ktoré zohľadňujú modifikované (nižšie) úrovne spoľahlivosti a ich odpovedajúce modifikované parciálne súčinitele podľa Eurokódov. Výsledky diagnostiky a výpočtu zaťažiteľnosti sú uvedené v príspevku.

B2

1 ÚVOD

Železničná trať Orlov-Podolínec má jednu, určite svetovú zvláštnosť. Od úmyslu postaviť túto trať, po jej realizáciu ubehlo celé storočie [1]. Prvá zmienka o snahe postaviť trať je z roku 1867. Noviny Spišský oznamovateľ napísal, že stavba železničnej trate sa čoskoro uskutoční [1]. Roky plynuli, o trati sa iba hovorilo. Stavbu začali až za 2. sv. vojny.

¹ prof. Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135663, e-mail: peter.kotes@uniza.sk

² Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135673, e-mail: martin.vavrus@uniza.sk

³ Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135672, e-mail: jozef.prokop@uniza.sk

⁴ Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

⁵ Ing. PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: +421-41-5135672, e-mail: matus.farbak@uniza.sk

⁶ Ing. ŽSR, VVÚŽ, Hviezdoslavova 31, 010 02 Žilina, tel.: +421-41-2292621, e-mail: kridla.ondrej@zsr.sk

Prerežali 2 tunely a postavili násypy. Práce prerušili v čase SNP. Po oslobodení v nich pokračovali až do roku 1948, keď prácu pre dôležitejšie úlohy znovu prerušili. Posledná etapa výstavby začala v máji 1960. Stavba sa mala dokončiť do roku 1965. Vyskytli sa však nepredvídané ťažkosti. Pred zárezom ružbašského tunela sa začal zosúvať svah, museli ho odborne “zošit”. Sprévdázkovanie trate bolo až 26.11.1966 [1]. Na časti trati Orlov-Stará Ľubovňa v dnešnej dobe je už len nákladná doprava, osobná doprava bola zastavená v roku 2012.

Trat' z Podolínca do Orlova je dlhá 31 km. Trat' prechádza cez 2 tunely: ružbašský (450 m) a míľavský (703 m). Nová železničná trat' okrem hospodárskeho hľadiska má nemalý význam aj pre cestovný ruch a turistiku. Sprístupňuje oblasti, ktoré dosiaľ boli veľmi málo navštevované práve pre dopravné ťažkosti. Na trati je 5 veľkých mostov cez rieku Poprad, najdlhší z nich meria 240 m v km 21,36. Tri z nich sú z konštrukčného hľadiska podobné – ide o mostné objekty v km 11,08, km 21,36 a v km 23,968. Keďže ide o predpäté mostné konštrukcie slúžiace svojmu účelu 58 rokov, tak vznikla požiadavka overenia ich stavu, t.z. vykonať diagnostiku a prepočet mostu.

2 DIAGNOSTICKÝ PRIESKUM A ZÁKLADNÉ PARAMETRE MOSTNÉHO OBJEKTU

V marci 2024 bola Stavebná fakulta Žilinskej univerzity v Žiline požiadaná o vykonanie stavebno-technického prieskumu a diagnostiky najdlhšieho mostu na trati v km 11,08. Ide o 8-pol'ový most ponad rieku Poprad a jej inundačné územie, obr. 1. Rýchlosť na trati je uvažovaná 80 km/hod.



Obr. 1: Pohľad na mostný objekt

Požiadavkou bolo vykonať vizuálnu prehliadku, diagnostiku, overiť skutočné rozmery a materiálové charakteristiky a overiť odolnosť mostu – vykonať prepočet zaťažiteľnosti [2-6]. Vizuálna obhliadka a diagnostika bola vykonaná v polovici augusta 2024 a výpočty zaťažiteľnosti boli urobené v septembri 2024.

Mostný objekt je masívny, betónový, s hornou mostovkou, nosnú konštrukciu tvorí proste uložená v priečnom smere trámová komorová konštrukcia zložená zo 6-tich dielcov dĺžky 27,80 m vo všetkých 8-mich poliach – ide o 8 prostých polí, nejde o spojitú konštrukciu. Ku krajným častiam komorového prierezu sú prikotvené krajné rímsové prefabrikáty. Na hornej doske komorového nosníka je vytvorená spádová betónová vrstva – nejde o spriahnutú konštrukciu, spádová betónová vrstva je vytvorená z dôvodu odvodnenia štrkového lôžka. Mostná konštrukcia je v priamej (na konci 8 pol'a a za mostom je v prechodnici) a je kolmá na os koľaje výškovo v pozdĺžnom sklone 6,70%. Na moste je priebežné koľajové lôžko konštantnej hrúbky v priečnom smere (vyplýva to z faktu, že most je v priamej). Zábradlie je oceľové jednoduché.

Nosnú konštrukcia železničného jednokoľajného mostu tvorí osem proste uložených trámových komorových konštrukcií z predpätého betónu s rozpätím 27 m (8 x 27,0 m) a priemernej šírky spodnej časti (dosky) komorového prierezu 3,8 m (3,77 m v strede rozpätia a 3,83 m nad uložením). Výška nosnej konštrukcie je konštantná 1,65 m (1/16 rozpätia). V priečnom smere komorového prierezu sú navrhnuté štyri stojiny (steny), ktoré sú smerom k podperám zosilňované (nábehy 100 x 100 mm). Každá trámová komorová konštrukcia je delená z montážnych dôvodov pozdĺžne (na 2 komorové diely v priečnom smere) a priečne (na 3 diely v pozdĺžnom smere), takže sa každé jedno pole skladá zo 6-tich dielov (spínaná konštrukcia), pričom deliace škáry medzi jednotlivými dielmi sú široké 40 mm. Nosná konštrukcia je preto dodatočne predpätá. Dodatočne predpätie je pozdĺžne i priečne. Priečne káble sú v spodnej doske tvorené z 12 drôtov ϕ 4,5 mm v káblových kanálikoch (rúrkach) ϕ 34 mm a v hornej doske sú tvorené zo 16 drôtov ϕ 4,5 mm v káblových kanálikoch (rúrkach) ϕ 42 mm. Priečne káble slúžia okrem priečného predpätia (spojeniu dvoch komorových dielov) aj k zmontovaniu mostnej konštrukcie a pripaveniu prefabrikovaných žb. konzol. Celkovo pre pozdĺžne predopnutie bolo použitých 56 ks káblov, niektoré z nich sú k podperám zdvíhané – 12 káblov je rovných a 44 káblov je zdvíhaných. Pozdĺžne káble pozostávajú z 24 drôtov ϕ 4,5 mm vedených v káblových kanálikoch (rúrkach) ϕ 48 mm. Káblové kanáliky sú z „krepovaných“ tenkostenných oceľových rúr. Nosná konštrukcia bola predpínaná najskôr priečne a potom pozdĺžne. Nosná konštrukcia je podľa PD [7] z betónu B500 čomu zodpovedá betón triedy C 40/50 (B 50, B500) – toto bolo overené aj nedeštruktívnou metódou pomocou Schmidtovho tvrdomeru.

Spodnú stavbu tvoria dve monolitické železobetónové opory s rovnobežnými krídlami a sedem medziľahlých pilierov (monolitické). Nosná konštrukcia (prefabrikované nosíky) je uložená na železobetónových úložných prahoch pomocou oceľových ložisiek (pevné a pozdĺžne posuvné).

3 SÚČASNÝ STAV MOSTU A VÝSLEDKY DIAGNOSTIKY

Vykonané boli nedeštruktívne skúšky (NDT) betónu, zisťovaná bola hĺbka karbonizácie, obsah chloridov a identifikoval sa typ použitej výstuže [8,9]. Prefabrikovaná komorová predpätá konštrukcia je z betónu triedy C40/05 podľa NDT zistené s použitím Schmidtovho kladiva (súhlasí v projektovou dokumentáciu). Úložné prahy opôr by podľa PD [7] mali byť zo železobetónu druhu C10/13,5 (B 170), ale z nedeštruktívnych skúšok vyšlo, že sú z betónu C30/37 (B 40, B400). Úložné prahy pilierov by podľa PD [1] mali byť zo železobetónu druhu C16/20 (B250), ale z nedeštruktívnych skúšok vyšlo, že sú z betónu C25/30 (B 30, B330). Drieky opôr by podľa PD [7] mali byť z betónu C6/7,5 (B105), ale z nedeštruktívnych skúšok vyplynulo, že sú z betónu C25/30 (B 30, B330). Drieky pilierov sú zo železobetónu a sú kruhové s priemerom 2,50 m a výškou vo všetkých prípadoch (P1 až P7) 6,070 m z betónu C16/20 (B250). Kvalita betónov driekov bola stanovená pomocou Schmidtovho tvrdomeru, ale bola overená aj na jadrových vývrtoch. Všetky prvky sú vystužené výstužou typu 10 400 (A III, $f_{yk} = 400$ MPa). Výstuž bola skenovaná, ale zároveň bola lokálne aj overená pomocou vysekania. Celá mostná konštrukcia bola oskenovaná pomocou fotogrametrie, keďže nebolo možné vyšetriť všetky polia z dôvodu typu prekážky (rieka Poprad) [10-11].

Zistené boli tieto základné nedostatky a poruchy:

- Nosná konštrukcia (obr. 2 a,b):
 - priesaky (netesnosť) medzi nosnou komorovou konštrukciou a konzolovými vyložienami,
 - nekvalitná povrchová úprava,

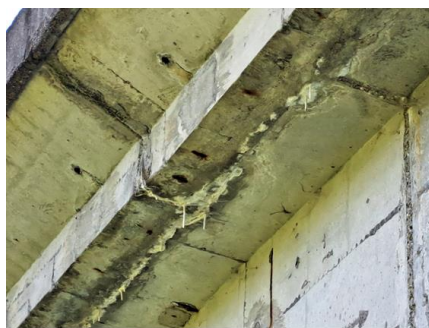
- lokálne odpadnutá krycia vrstva v miestach strmeňov v konzolových rímsových prefabrikátoch,
- nosná konštrukcia je zatečená na okrajoch mostného objektu v miestach poškodenia ríms,
- v miestach šikmých káblových kanálikov nad podperami boli viditeľné trhliny z bočnej strany komorovej konštrukcie – voda z trhlín nevytekala, jadrovými odvrtmi bolo overené, že káblové kanáliky sú zainjektované a výpočtom bolo overené, že šikmé trhliny mohli vzniknúť vo fáze prepínania,
- boli zistené lokálne trhliny,
- betonárska výstuž (strmene a konštrukčné pozdĺžne výstuže) nevykazuje koróziu, na troch miestach bola odhalená predpínacia výstuž, ale nebola zistená korózia predpínacej výstuže,
- korózia betonárskej výstuže bola objavená iba lokálne v konzolových prefabrikátoch,
- spoje medzi prefabrikovanými časťami sú v poriadku,
- v stykoch sú výluhy a kvaple.

- Spodná stavba (obr. 2 a,b):

- spodná stavba je relatívne v dobrom stave, ale dochádza k značnému zatekaniu cez dilatačné škáry z dôvodu nefunkčných mostných záverov,
- povrchová úprava je lokálne opadaná,
- krycia vrstva je lokálne poškodená,
- nebola zistená korózia výstuže úložných prahov, záverných stien a ani stĺpov pilierov.



a)



b)

Obr. 2: Poruchy na moste – priesaky (netesnosť) cez dilatačné škáry na oporách (a), priesaky cez dilatačné škáry na nosnej konštrukcii (b)

4 PREPOČET NOSNEJ KONŠTRUKCIE A STANOVENIE ZAŤAŽITEĽNOSTI

Pre získanie vnútorných síl v pozdĺžnom smere bol vypracovaný jednoduchý prúťový model. Keďže ide o 8 prostých polí, tak bolo modelované iba jedno pole (jednopoľový nosník) Priechny rezy boli uvažované podľa pôvodnej PD [7]. Model bol podporený troma podperami na každej strane, ktoré boli spojené tuhou väzbou. Pre získanie vnútorných síl v priečnom smere na doske, bol vytvorený presnejší dosko-stenový model, ktorý pozostával z dosiek a stien. Zaťaženie bolo plošným zaťažením a výsledky vnútorných síl boli získané pomocou rezov na doske (obr. 3). Model spodnej stavby – piliera – je zobrazený na obr. 4.

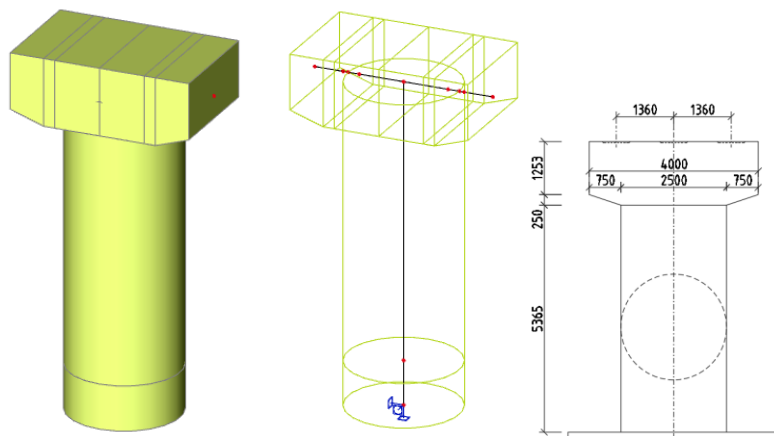


a)



b)

Obr. 3: Numerický model NK mostu – prúťový model pre vyšetrovanie pozdĺžneho smeru (a), 3D dosko-stenový model pre vyšetrovanie priečneho rezu (b)



Obr. 4: Numerický model piliera – prútový model

Ako zaťaženia boli uvažované všetky stále zaťaženia (vlastná tiaž nosných a nenosných častí) a ako premenné zaťaženie sa uvažoval zaťažovací model LM71 (predstavujúci model UIC71) v kombinácii so zaťažením vetrom. Prepočítavaná bola nie len nosná konštrukcia, ale aj spodná stavba (pilieri).

Nosná konštrukcia bola posúdená na momentovú odolnosť, šmykovú odolnosť, krútenie, interakciu šmyku a krútenia, obmedzenie napätí a únavu. Z prepočtu vyplýva, že nevyhovuje zaťažiteľnosť na model LM71 týchto prvkov:

- hlavná nosná konštrukcia (komorový nosník) v pozdĺžnom smere – vznikajú ťahové napätia v dolných ťahaných vláknoch od ohybového momentu v pozdĺžnom smere, to znamená, že nevyhovuje na podmienku obmedzenia napätí (dekompresia),
- horná doska komorového nosníka v priečnom smere - nevyhovujú ťahové napätia v dolných ťahaných vláknoch od ohybového momentu v priečnom smere na podmienku obmedzenia napätí (dekompresia),
- hlavná nosná konštrukcia (komorový nosník) v pozdĺžnom smere – nevyhovujú napätia v betóne v tlaku na únavové zaťaženie,
- driek pilierov – nevyhovuje na kombináciu zaťaženia od šmyku a krútenia (interakcia šmyk + krútenie).

Následne boli všetky tieto prierezy posúdené na prechodnosť uvažovaného vlaku podľa predpisu ŽSR Z6 [12] a to UIC 700V – C4 pre rýchlosť $v = 80$ km/hod. Výpočtom bolo dokázané, všetky tieto prierezy vyhovujú na prechodnosť UIC 700V – C4.

5 ZÁVERY

V príspevku je uvedený výsledok diagnostiky a prepočtu predpätého mostu na železničnej trati medzi Orlovom a Podolíncom, ktorá sa nachádza na severovýchode Slovenska. Mostný objekt bol diagnostikovaný v rámci snahy ŽSR overiť súčasný stav predpätých mostných objektov v sieti ŽSR. Výsledky diagnostiky a prepočtu ukázali, že mostný objekt je v pomerne dobrom stave, ale nevyhovuje odolnosť niektorých prierezov na zaťaženie LM71. V takom prípade je potrebné prepočítať prechodnosť mostného objektu, ktorá v tomto prípade je daná prechodom vlaku C4 vyplývajúce z predpisu Z6 [12]. Z prepočtu vyplynulo, že prechodnosť vyhovuje, čo znamená, že mostný objekt môže byť aj po 58 rokoch naďalej používaný na svoj účel.

Pod'akovanie

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 projektu „Environmentálne efektívne stavebníctvo ako nástroj pre zmiernenie klimatickej zmeny v cezhraničnom regióne“ (NFP403201DPP8) v rámci operačného programu Interreg VI-A Slovensko – Česko, spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

Literatúra



- [1] <https://www.rail.sk/arp/slovakia/history/h185-1.htm>.
- [2] Koteš P., Vičan J.: *Reliability-based evaluation of existing concrete bridges in Slovakia according to Eurocodes*. The Fourth International fib Congress 2014, Mumbai, „Improving Performance of Concrete Structures“, Proceedings, Mumbai, India, © IMC-FIB, s. 227-229, 2014.
- [3] Koteš P., Vičan J.: *Recommended reliability levels for the evaluation of existing bridges according to eurocodes*. Structural Engineering International – International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), 23(4), s. 411-417, 2013.
- [4] Koteš P., Prokop J., Strieška M., Vičan J.: *Calibration of partial safety factors according to Eurocodes*. 26th R-S-P Seminar 2017 Theoretical Foundation of Civil Engineering, Warsaw, Poland, MATEC Web of Conferences, 2017; 117: art. no 00088, DOI: 10.1051/mateconf/201711700088, 2017.
- [5] Kala, Z. *Global Sensitivity Analysis of Reliability of Structural Bridge System*. Engineering Structures, 194, s. 36-45, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.045>, 2019.
- [6] Kala, Z. *Sensitivity Analysis in Probabilistic Structural Design: A Comparison of Selected Techniques*. Sustainability, 12(11), 4788.
- [7] *Projektová dokumentácia – Orlov – Plaveč – Podolíneč, most v km 11,080*; PD obsahuje: technickú správu, statický výpočet, výkresovú dokumentáciu, montáž mostu; PD spracoval: Ing. Pišťánek, Ing. Kramár, Železničné staviteľstvo – Bratislava - projekcia, ul. Obrancov mieru 10, 01/1964.
- [8] Odrobiňák J., Hlinka, R.: Degradation of steel footbridges with neglected inspection and maintenance. Bridges in Danube Basin 2016, Procedia Engineering, Elsevier, 156, s. 304-311, 2016.
- [9] Odrobiňák J., Gocál J., Jošt J.: NSS test of structural steel corrosion. Roczniki Inżynierii Budowlanej Polish Academy of Science, Territorial Branch Katowice, 15, s. 7-14, 2017.
- [10] Krušínský P., Pisca P.: *The analysis of non-destructive wall cracks activity with the use of digital photograph, image procesing an fractal dimension*, Czasopismo techniczne - budownictwo, Wydawnictwo PK, Kraków, ISSN 1897-628X.
- [11] Krušínský P., Pisca P.: *Foto-monitoring cracks activity*, XX Polish - Russian - Slovak seminar "Theoretical foundation of Civil Engineering", Warszawa-Wroclaw, 5.-10. 09. 2011, printed ŽU v Žiline, ISBN 809702486-1.
- [12] ŽSR Z6, Predpis: *Priechodnosť tratí ŽSR*. 2010.

POPIS FAKTOROV OVPLYVNÚJÚCICH APLIKÁCIU REZOVEJ METÓDY NA JEDNODUCHO PODOPRETÝCH PREDPÄTÝCH PRVKOCH

*Martin Moravčík*¹ – *Jakub Kral'ovanec*² – *Michal Zahuranec*³ – *Radim Šifta*⁴ – *Petra Bujňáková*⁵

ABSTRAKT

Určovanie reziduálneho predpätia je čoraz dôležitejšou témou, keďže sa stav predpätých mostov u nás aj vo svete neustále zhoršuje. Aplikácia metód založených na princípe uvoľnenia napätia z predpätého prvku sa ukazuje ako jedna z najvhodnejších možností. Tieto metódy umožňujú, na základe zanedbateľného zásahu do existujúcej konštrukcie vo forme rezu alebo vývrtu, určiť počítateľné napätie v prvku, ktoré zahŕňa príspevok zaťaženia a predpätia. Preto sú tieto metódy jednoducho aplikovateľné na odľahčených jednoducho podperých prvkoch, na ktoré pôsobí iba stále zaťaženie. Tento príspevok je zameraný na prezentáciu faktorov, ktoré majú vplyv na aplikáciu rezovej metódy na spomínaných prvkoch v laboratórnych podmienkach. Medzi overované faktory patrilo uvoľnenie zvlášť tlakového a ťahového normálového napätia, dĺžka intervalu merania po dosiahnutí finálnej hĺbky rezu a aplikácia moderných optických FBG senzorov na zaznamenávanie pomerných pretvorení. Na základe vyhodnotenia sa zdá, že po poslednom kroku rezania je postačujúce merať uvoľnenie normálového napätia približne ešte hodinu. Ďalším záverom je, že uvoľnenie tlakového normálového napätia je pre túto metódu spoľahlivejšie, keďže záznamy z merania v ťahanej zóne vykazovali v niektorých prípadoch značné nejasnosti. Navyše experiment naznačil, že optické FBG snímače sú budúcnosťou rezovej metódy z hľadiska jej presnosti.

1 ÚVOD

S prvými aplikáciami predpätého betónu sme sa stretli na začiatku 20. storočia. Odvtedy sa tento typ betónových konštrukcií stal jedným z najvýznamnejších [1]. Veľké množstvo z jeho úspešných aplikácií je v oblasti mostného staviteľstva. Avšak, podobne ako všetky stavby, aj konštrukcie z predpätého betónu podliehajú vonkajším faktorom. Tieto vonkajšie činitele môžu vyústiť napr. do korózie predpínacej výstuže a následného zníženia predpätia. Zníženie predpätia v konštrukcii priamo vplyva na spoľahlivosť a životnosť predpätých prvkov [2-3]. Preto potrebujeme poznať spoľahlivé metódy, ktoré by nám umožnili stanovenie reziduálnej úrovne predpätia, ktoré je hlavným vstupom do určenia zaťažiteľnosti mosta. Vývoj metód na overenie úrovne predpätia v konkrétnom čase je veľmi dôležitý a dá sa očakávať, že tieto metódy sa v budúcnosti stanú bežnou súčasťou diagnostiky predpätých konštrukcií.

¹ prof. Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5658, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

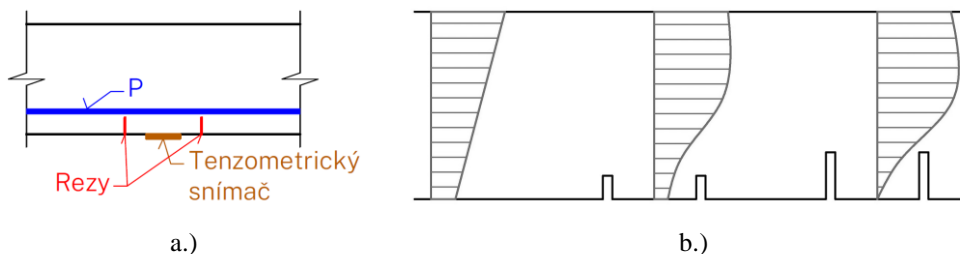
² Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: jakub.kralovanec@uniza.sk

³ Ing., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: michal.zahuranec@uniza.sk

⁴ Ing. Ph.D., NETWORK GROUP, s.r.o., Olomoucká 91, 627 00 Brno, tel.: +420 548 216 316, e-mail: r.sifta@nwg.cz

⁵ doc. Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5674, e-mail: petra.bujnakova@uniza.sk

Tento príspevok je zameraný na tzv. rezovú metódu – „Saw-cut method (SCM)“ (Obr. 1), ktorá patrí do skupiny metód založených na uvoľnení napätia z konštrukcie. Cieľom bolo stanoviť faktory, ktoré majú vplyv na jej aplikovateľnosť a presnosť. Jemným zásahom do prvku (rezní) uvoľníme v betóne normálové napätie. Týmto vytvoríme „izolovaný betónový blok“. Zmenu pomerných pretvorení (normálových napätí) zaznamenáme v príslušných miestach použitím odporových tenzometrických snímačov alebo FBG senzorov. Betónový blok je možné považovať za úplne izolovaný vtedy, keď narastajúca hĺbka rezu už viac nespôsobuje výraznú zmenu pomerných pretvorení (normálových napätí) v príslušných miestach [4-5].



Obr. 1 – a.) Schéma rezovej metódy; b.) Uvoľnenie normálového napätia pri rôznych hĺbkach rezov.

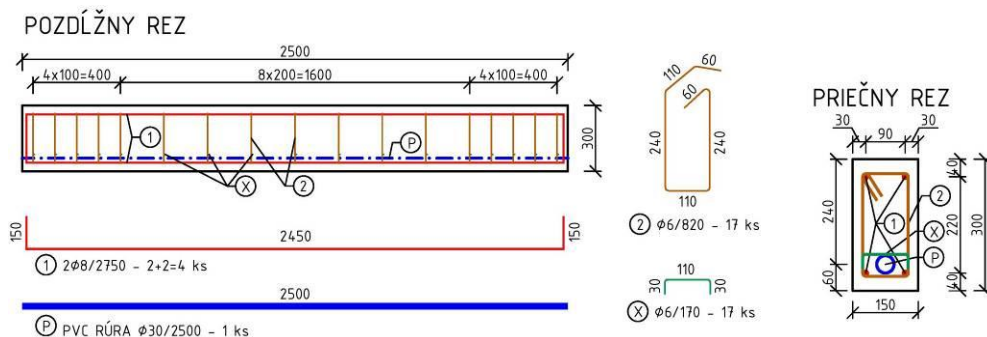
2 EXPERIMENTÁLNY PROGRAM

Experimentálny program pozostával z overenia troch faktorov, ktoré by mohli mať vplyv na aplikovateľnosť a presnosť rezovej metódy (SCM) [4]. Overované faktory sú:

- Uvoľnenie tlakového/táhového normálového napätia;
- Aplikácia FBG senzorov v porovnaní s odporovými tenzometrami;
- Dĺžka merania (až do 9 hodín).

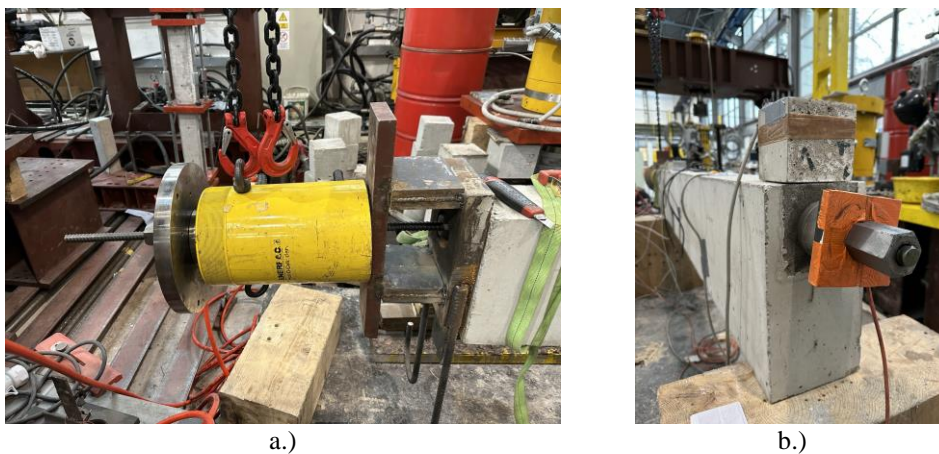
3 VZORKY

Meranie bolo vykonané na piatich vzorkách dodatočne predpätých nosníkov s dĺžkou 2500 mm, výškou 300 mm a šírkou 150 mm (Obr. 2). Vzorky boli vystužené betonárskou výstužou B500B v podobe 4 prútov s priemerom 8 mm. Šmyková výstuž pozostávala z dvojstrižných strmienkov s priemerom 6 mm vo vzdialenostiach 200 mm (100 mm pri okrajoch nosníkov). Pri betonáži bola do nosníkov zavedená PVC rúra. Pri predpínaní bola do tejto rúry zasunutá predpínacia tyč (priemer 18 mm, Y 1050), pričom rúra ostala nevyplnená – nesúdržné predpätie.

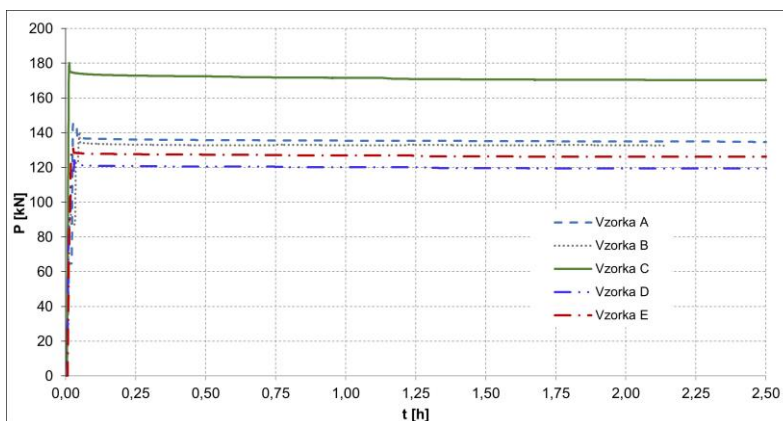


Obr. 2 – Vystuženie a rozmery vzoriek v [mm].

V rámci experimentu boli vykonané skúšky materiálov. Modul pružnosti betónu bol stanovený na 31,70 GPa a valcová pevnosť betónu v tlaku na 51,10 MPa. Predpínanie nosníkov je možné vidieť na Obr. 3. Počas merania bola predpínacia sila monitorovaná pomocou snímača sily v kotvení. Vzorky boli predopnuté na predpínacie sily v rozmedzí 119 až 175 kN, pričom hodnotu 140 kN prekročila predpínacia sila iba v prípade vzorky C (Obr. 4).



Obr. 3 – a.) Predpínanie; b.) Pohľad na snímač sily v kotvení.



Obr. 4 – Detail na namerané predpínacie sily v kotvení (do času merania 2,5 h).

4 MERANIE

Aplikácia rezovej metódy pozostávala z postupného rezania po 10 mm do maximálnej hĺbky 30 mm (Obr. 5). Všetky rezy boli v osovej vzdialenosti 120 mm. Výnimku tvorili iba rezy v blízkosti FBG snímača, ktoré boli od seba vzdialené 210 mm z dôvodu dĺžky samotného snímača. Najprv boli aplikované rezy v tlačenej zóne, následne boli vzorky otočené a pristúpilo sa k rezaniu v ťahanej zóne. Celkový program merania je zobrazený na Obr. 6.

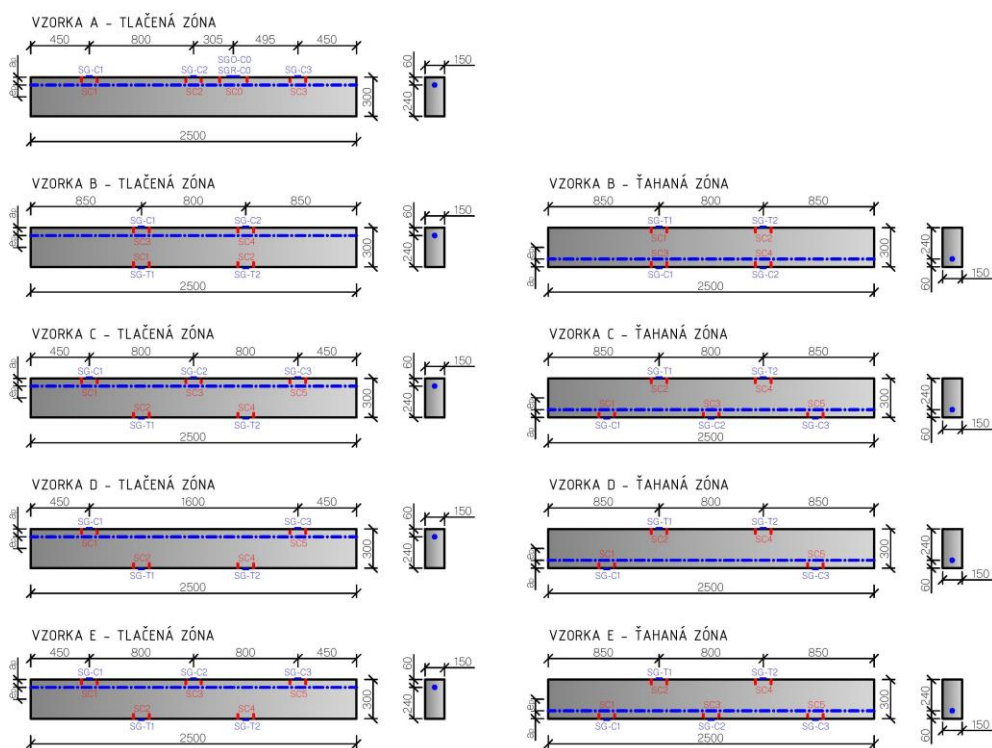


a.)



b.)

Obr. 5 – Aplikácia rezov - a.) rezanie; b.) finálny rez.

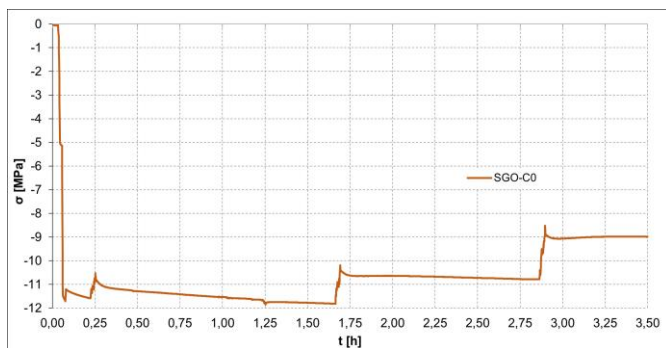


Obr. 6 – Program merania na jednotlivých vzorkách.

5 VÝSLEDKY

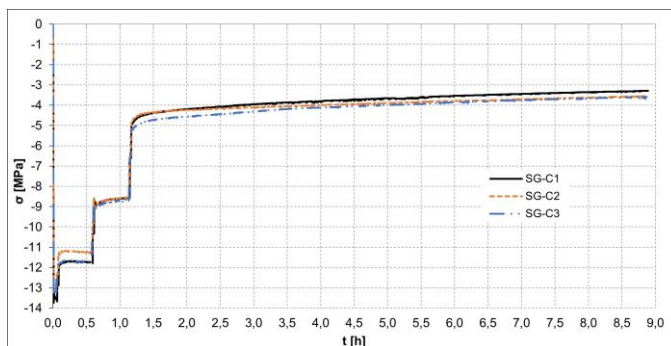
Z dôvodu maximálneho rozsahu príspevku sú ukázané iba niektoré výsledky. V prípade záujmu sa môže čitateľ dozvedieť viac napr. v publikácii [4].

Na Obr. 7 je možné vidieť záznam z merania pomocou FBG snímača v tlačenej zóne. Tento pár rezov bol z dôvodu väčšej dĺžky FBG snímača vo vzdialenosti 210 mm – očakávala sa menšia miera uvoľneného normálového napätia. Záznam z merania je plynulý bez ovplyvnenia zmenou teploty z dôvodu použitia optického snímača ako aj väčšej vzdialenosti od rezu.



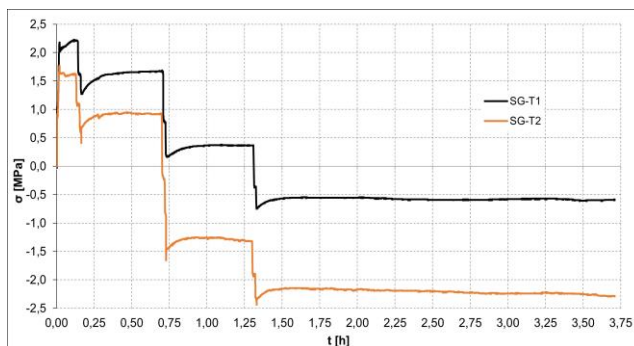
Obr. 7 – Záznam z merania optickým snímačom na vzorke A - tlak (osová vzdialenosť 210 mm).

Záznam zobrazený na Obr. 8 predstavuje dlhodobé meranie po aplikácii rezov v tlačenej zóne nosníka. Cieľom bolo zistiť, aká je optimálna dĺžka merania po finalizácii posledného kroku rezania. Ukázalo sa, že z praktického hľadiska nie je nutné merať veľmi dlho a postačuje zaznamenať zmeny napätia zhruba hodinu po dokončení rezov.



Obr. 8 – Záznam z merania odporovým tenzometrom na vzorke C - tlak (osová vzdialenosť 120 mm).

Obr. 9 popisuje uvoľnenie normálového napätia v ťahanej zóne. Merania ukázali, že aplikácia v miestach, kde je možné očakávať ťah sú náročnejšie, a môžu byť ovplyvnené napr. voľným okom neviditeľnými mikrotrhlinami. Mnohé záznamy po aplikácii posledného kroku rezania vykázali prechod do tlakových napätí, čo sme na základe numerických simulácií neočakávali.



Obr. 9 – Záznam z merania odporovým tenzometrom na vzorke C - ťah (osová vzdialenosť 120 mm).

6 ZÁVERY

Na základe uskutočnených meraní je možné zistenia v krátkosti sformulovať nasledovne:

- Meranie naznačilo, že zmena normálového napätia je (do skúmanej maximálnej hĺbky rezov 30 mm) v lineárnej závislosti s hĺbkou rezu.
- Odporúča sa použiť vždy viac snímačov (odporových tenzometrov), keďže niektoré sa môžu počas merania poškodiť.
- Meranie pomocou FBG senzorov sa zdá byť budúcnosťou tejto metódy, keďže nie sú ovplyvnené teplotou vznikajúcou pri rezaní a poskytujú väčšiu presnosť.
- Postačuje zaznamenávať zmeny pomerných pretvorení približne 60 min po aplikácii posledného kroku rezania.
- Vždy je potrebné maximalizovať finálnu hĺbku rezov s ohľadom na vystuženie overovaného predpätého prvku (krytie výstuže).
- Uvoľnenie napätia v ťahanej zóne vykazuje značné nejasnosti. Preto je výhodnejšie pristúpiť k rezaniu v oblastiach, kde je očakávané tlakové napätie.

Rezová metóda sa zdá byť veľmi sľubná v oblasti overovania reziduálneho predpätia. Avšak aj uvedená experimentálna kampaň naznačuje, že sú potrebné ďalšie merania, ktoré umožnia jej lepšie preskúmanie.

PodĎakovanie

Tento príspevok vznikol za podpory Vedeckej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR a SAV (VEGA) číslo 1/0321/24 a 1/0048/22.

B2

Literatúra

- [1] VÍTEK, J.: *Historie předpjatého betonu*. Informační centrum CKAIT: Praha, 2016.
- [2] KRAĽOVANEC, J.: *Možnosti analýzy predpätia existujúcich betónových konštrukcií*. Dizertačná práca : Žilinská univerzita v Žiline, 2022, 137 s.
- [3] MORAVČÍK, M. – BUJŇÁKOVÁ, P. – BAHLEDA, F.: *Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia*. Struct. Concrete. 2020, 21, 2353–2362, doi:10.1002/suco.201900526.
- [4] KRAĽOVANEC, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – ŠIFTA, R. – SOMER J.: *Saw-cut method verification for determining the most important factors influencing its applicability*. Struct. Concrete. 2024, <https://doi.org/10.1002/suco.202400271>
- [5] BAGGE, N. – NILIMAA, J. – ELFGREN, L.: *In-situ Methods to Determine Residual Prestress Forces in Concrete Bridges*. Engineering Structures; 2017.

VYUŽITIE FBG SNÍMAČOV PRE SLEDOVANIE HAVARIJNÝCH STAVOV MOSTNÝCH KONŠTRUKCIÍ

Martin Moravčík¹ – Radim Šifta² – Jakub Somer³ – Jakub Kral'ovanec⁴ – František Bahleda⁵

ABSTRAKT

V súčasnosti je citeľný celospoločenský tlak na využívanie čo najpresnejších systémov hodnotenia spoľahlivosti existujúcich stavebných konštrukcií, predovšetkým predpätých mostov, ktoré boli realizované v 60. rokoch a dnes vykazujú vážne poruchy, [1]. V súvislosti s rozvojom diagnostických a experimentálno-teoretických metód, predovšetkým v oblasti analýzy predpätých konštrukcií, sa stretávame s nutnosťou využívať veľmi presné meracie postupy a metódy, ktoré budú využiteľné priamo v praxi. Medzi takéto aplikácie patria napríklad metódy založené na princípe uvoľnenia napätia z predpätého prvku [3] alebo podrobné sledovanie odozvy konštrukcie na priame aj nepriame zaťaženia. Pre takúto formu observácie a analýzy konštrukcií je možné napr. využiť moderné optovláknové FBG (Fiber Bragg Grating) senzory cielene upravené na zaznamenávanie pomerných pretvorení. Ideálne je realizáciu takýchto senzorov veľmi cielene špecifikovať z pohľadu jednak presnosti výstupov, frekvencie záznamov, alebo možnosti ich praktickej inštalácie a pod. Ako príklad využitia FBG senzorov je v článku popísaná analýza havarijného stavu 3-polového predpätého mosta pri Trenčíne, kde došlo k porušeniu aktívneho predpätia. Pre teoreticko-experimentálnu analýzu mosta boli využité práve špeciálne upravené FBG senzory, ktorými sa sledovalo jednak chovanie konštrukcie v čase, ale aj pri kontrolnej zaťažovacej skúške, [2].

1 ÚVOD

V stavebnej praxi pri posudzovaní existujúcich konštrukcií, hlavne predpätých mostov, je jednou z najťažších úloh správne určiť aktuálne pôsobenia predpätia v konštrukcii, [1]. Priamo analytickými výpočtovými metódami je to možné stanoviť relatívne presne na konštrukciách, ktoré nevykazujú známky statických porúch, ktoré práve predpätie významne ovplyvňuje a je dobre zachovaná projektová dokumentácia, prípadne dokumentácia z predpínania mosta. Problém správne stanoviť účinky predpätia nastáva v prípadoch, kedy konštrukcia už vykazuje určité známky statických porúch, ktoré indikujú možný vplyv znížených účinkov predpätia. Preto sa v takýchto prípadoch pristupuje ku kombinácii analytického riešenia a experimentálnych meraní na konštrukcii, ktoré dokážu potvrdiť alebo vyvrátiť výpočtové predpoklady. Tieto metódy však kladú značné nároky na realizáciu samotných experimentálnych meraní na konštrukcii, v takýchto prípadoch nevyhnutné. Samozrejme výpovedná hodnota jednotlivých meraní závisí do veľkej miery od použiteľnosti a presnosti jednotlivých meracích systémov. Článok pojednáva o využití

¹ prof. Ing. Ph.D., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5658, e-mail: martin.moravcik@uniza.sk

² Ing. Ph.D., NETWORK GROUP, s.r.o., Olomoucká 91, 627 00 Brno, tel.: +420 548 216 316, e-mail: r.sifta@nwg.cz

³ Ing. Ph.D., NETWORK GROUP, s.r.o., Olomoucká 91, 627 00 Brno, tel.: +420 548 216 316, e-mail: j.somer@nwg.cz

⁴ Ing. Ph.D., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: jakub.kralovanec@uniza.sk

⁵ Ing. Ph.D., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: frantisek.bahleda@uniza.sk

systemov na báze optovláknových FBG senzorov, ktoré sú veľmi stabilné a presné. Bežne sa stretávame s elektrickými prípadne elektromechanickými snímačmi pomerných pretvorení a teploty, ako sú strunové alebo odporové tenzometre a pod. Stále väčší význam však nadobúdajú optovláknové senzorické systémy vďaka svojej dlhej životnosti, časovo stálym parametrom, opakovateľnosti, citlivosti a presnosti, ktorú nie je možné dosiahnuť žiadnymi inými typmi senzorov. Vďaka týmto vlastnostiam sa FBG senzory čoraz viac presadzujú vo náročných aplikáciách, ktoré môžu významne zvýšiť kvalitu a spoľahlivosť výpočtových postupov, a tak prispieť k správne rozhodovaniu o ďalšej budúcnosti konštrukcie.

Využitie takýchto kombinovaných postupov pri analýzach stavu konštrukcie sa aplikujú často nielen u mostov, ktoré sú aktuálne diagnostikované, ale aj v prípadoch mostov, ktoré sú už v procese realizácie rekonštrukčných prác. To bol aj prípad mosta v Trenčíne, [2], kde sa jednalo o most ev. č. 50-80, v rámci stavby: Cesta I/9 v úseku Chocholná – Mníchova Lehota. Vzhľadom ku skutočnosti, že počas rekonštrukčných prác došlo k poškodeniu niektorých predpínacích drôtov pri hornom povrchu konštrukcie, ktoré boli odhalené, bolo úlohou analyzovať dopad tohto poškodenia a posúdiť možnosti ďalšieho postupu pri búracích prácach na zvršku konštrukcie z pohľadu bezpečného zaťažovania konštrukcie jedným materiálom, ako aj frézou, ktorá by sa pohybovala po moste. Navyše k tomuto poškodeniu došlo v strednom, najväčšom poli, ktoré zároveň vykazovalo známky trvalej deformácie, radovo okolo 200 mm. Presné analytické stanovenie zvyškovej odolnosti nosnej konštrukcie nebolo prakticky možné, vzhľadom na charakter poškodenia predpínacej výstuže, preto sa pristúpilo ku kombinácii analytického riešenia a experimentálnych meraní na konštrukcii. Jednak sa začalo s okamžitým monitoringom stavu mosta v rámci pôsobenia teplotných účinkov a overenia pružného chovania konštrukcie, ako aj následne bola vykonaná kontrolná zaťažovacia skúška, ktorá by simulovala práve problémový stav zaťažovania konštrukcie ťažkou frézou.

2 POPIS SLEDOVANEJ KONŠTRUKCIE

Most prevádza cestnú komunikáciu I/9 nad prívodným kanálom vodnej elektrárne (Biskupický kanál) a obslužnými poľnými cestami medzi obcami Chocholná – Mníchova Lehota v km 0,700 až 0,807. Mostný objekt predstavuje spojitú 3-poľovú nosnú konštrukciu s kĺbom v strede druhého poľa. Posuvný kĺb zabezpečuje spojitosť zvislých deformácií. Rozpätia jednotlivých polí sú 23,01 m + 61,209 m + 22,836 m, (Obr. 1). Celková dĺžka nosnej konštrukcie mosta je 108,020 m. Nosnú konštrukciu mosta tvorí 3-trámová konštrukcia, resp. s 2-komorový priečny rez. Pre výstavbu 1. a 3. poľa mosta bola použitá technológia výstavby nosnej konštrukcie na pevnej skruži, 2. pole bolo budované symetricky od piliera P2 resp. P3 technológiou letnej betonáže. Výška komorového prierezu nosnej konštrukcie je premenná a pohybuje sa v 1. a 3. poli od 1300 mm nad oporami do 3200 mm nad piliermi.



Obr. 1 – Pohľad na most pred rekonštrukciou

Nosná konštrukcia bola predpätá dodatočne predpätou výstužou, ktorá bola vedená v otvorenom žľabe v hornej doske komorového prierezu. Počas rekonštrukčných prác došlo k pretrhnutiu niektorých drôtov ϕ P 7 mm, ktoré boli umiestnené v otvorenom žľabe s nízkou mierou krycej vrstvy realizovanej zálievkovým betónom s rôznou kvalitou realizácie, (Obr. 2). Okrem tejto skutočnosti malo stredné pole, kde došlo aj poškodeniu drôtov už dlhodobé problémy so značnou trvalou deformáciou, ktorá dosahovala okolo 200 mm.

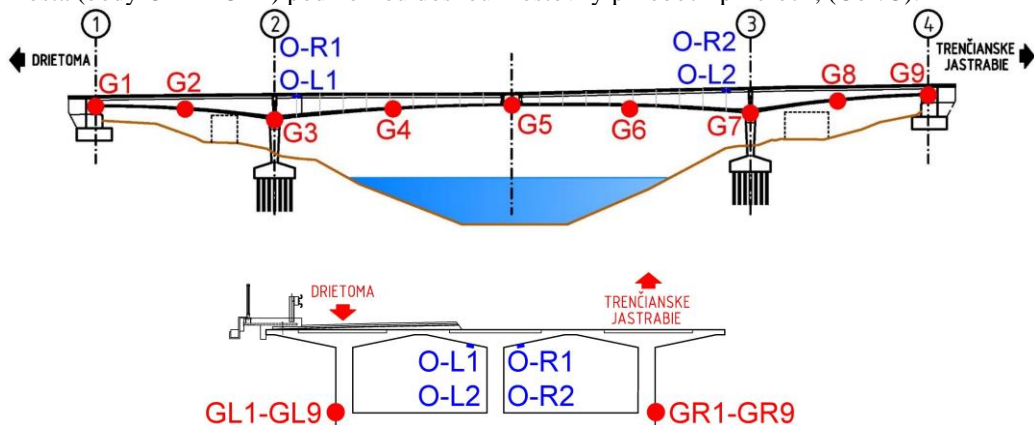


Obr. 2 – Pohľad na poškodenú predpínaciu výstuž

3 EXPERIMENTÁLNY PROGRAM

Po zistení situácie, kedy došlo k poškodeniu predpínacej výstuže pri hornom povrchu boli práce zastavené a vylúčená doprava z polovičného profilu mosta. V prvom rade sa okamžite prijalo rozhodnutie z dôvodu bezpečnosti a nastavil sa systém kontinuálneho monitoringu mosta. Ten mal za úlohu sledovať aktuálne chovanie mosta pri pôsobení teplotných vplyvov, či dochádza k pružnému, resp. vratnému charakteru pretvorenia alebo už dochádza vplyvom určitej straty predpätia k nevratným pretvoreniam. Na tento účel slúžilo jednak geodetické sledovanie mosta (body GL1 – GR9) trigonometrickým určovaním zvislých deformácií, ale hlavne inštalácia veľmi citlivých optovláknových FBG snímačov pomerných pretvorení s dĺžkou meracej základne 1000 mm v trvalo ťahaných oblastiach mosta (body OL1 – OR2) pod hornou doskou mostovky pri oboch pilieroch, (Obr. 3).

B2



Obr. 3 – Schéma osadenia FBG snímačov

Princíp merania bodovými FBG snímačmi je založený na tzv. Braggovej vláknovej mriežke, čo je štruktúra vytvorená vo vnútri optického vlákna. Braggova mriežka funguje ako optický selektívny filter, ktorého vlnová dĺžka sa mení na základe zmeny teploty alebo mechanickej deformácii, podľa toho, ako je senzor navrhnutý. Vyhodnocovacia elektronika

vysiela optický signál, ktorý sa optickým vláknom šíri až do snímača, kde sa časť svetla, odpovedajúca meranej vlnovej dĺžke, odrazí a vracia nazad k vyhodnocovacej jednotke, kde sa signál spracuje. Pri pôsobení na FBG štruktúru zmenou teploty alebo mechanickým namáhaním dochádza k zmene Braggovej vlnovej dĺžky odrazeného signálu, ktorého vlnová dĺžka sa vyhodnocuje.



a.)



b.)

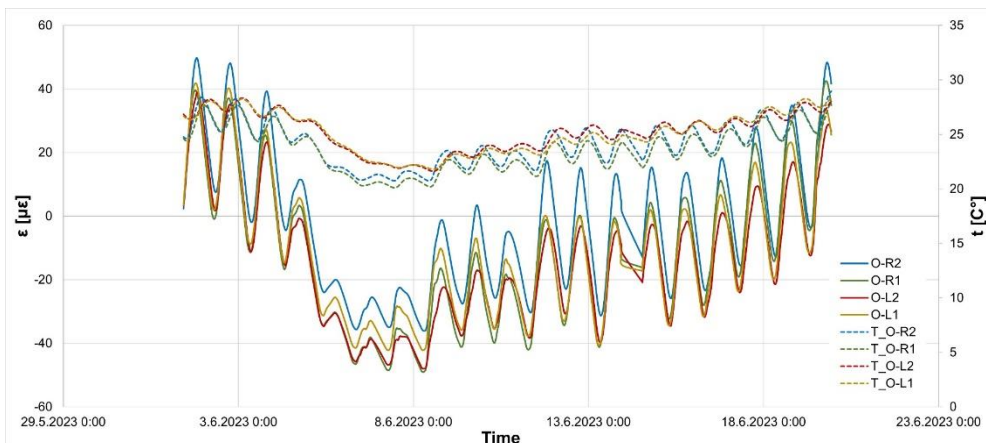
Obr. 4 – a.) FBG snímač; b.) Inštalácia snímačov v komore mostu

Pre tento účel boli vyvinuté špeciálne optovláknové snímače firmou Network Group s presnosťou 1 $\mu\epsilon$, s rozlíšením 0,1 $\mu\epsilon$ pre teplotnú kompenzáciu. FBG snímače majú dlhodobú stabilitu, vysokú presnosť a životnosť viac ako 20 rokov. Snímače sú úplne imúnne voči elektromagnetickému žiareniu a bludným prúdom a nepotrebujú napájanie na mieste merania. Inštalácia senzorov bola realizovaná osvedčenými postupmi, a to navrtaním otvorov do hornej dosky do hĺbky 80 mm pomocou vopred pripravenej šablóny a následne vlepéním závitových tyčí M10 pomocou chemickej kotvy. Po vytvrdnutí boli snímače prikotvené a dotiahnuté príslušným momentom, čím bola zaistená mechanická pevnosť a stálosť kotevných bodov. Sensory boli následne predopnuté na počiatočnú meraciu úroveň a merací rozsah bol nastavený na $\pm 2500 \mu\epsilon$. Všetky senzory boli opatrené ochrannými plechovými krytmí. Optické káble zo všetkých meracích miest smerovali do rozvodného boxu, s vyhodnocovacou elektronikou. Most bol meraný kontinuálne po dobu takmer 3 týždňov do doby zaťažovacej skúšky s periódou merania 3,5 s a dáta boli odosielané prostredníctvom 4G LTE modemu.

V rámci experimentu boli samozrejme vykonané aj kontrolné skúšky materiálov, ako kvalita betónu a parametre predpínacích drôtov, potrebné pre analytické výpočty. Priemerná tlaková pevnosť betónu bola pomerne vysoká $\approx 54,0$ MPa. Charakteristická medza klzu predpínacích drôtov bola stanovená ťahovou skúškou s výslednou hodnotou $f_{p0.1,k} = 1080,0$ MPa.

4 VÝSLEDKY MONITORINGU A ZAŤAŽOVACEJ SKÚŠKY

Z dôvodu maximálneho rozsahu príspevku sú ukázané iba niektoré výsledky jednak z monitoringu, ako aj samotnej kontrolnej zaťažovacej skúšky. Priebeh monitoringu pred samotnou kontrolnou skúškou mosta ilustruje (Obr. 5). Zobrazuje vývoj pomerných pretvorení v trvalo ťahanej zóne prierezu, ako aj vývoj teplôt v čase. Je zrejмый vplyv jednak zmien teploty na konštrukciu v rámci daného obdobia, ako aj vplyv zmien teploty počas dňa a noci. Rovnako je zrejмый aj vplyv oslnenia mosta počas dňa. Obrázok dokumentuje, že tento efekt je výraznejší viac na ľavej komore (TO-L1, TO-L2), ktorá je ešte pod asfaltom ako na pravej, kde je asfalt už odfrézovaný. Merania pred skúškou potvrdili predpoklady a konštrukcia pod teplotným zaťažením dokázala reagovať pri teplotných zmenách relatívne pružne, aj po poškodení niektorých predpínacích drôtov a nedochádzalo k tzv. „tečeniu“ pretvorení.



Obr. 5 – Časový záznam z monitoringu mosta pred skúškou

Základným cieľom kontrolnej statickej skúšky bolo overenie výpočtových predpokladov ako aj modelu a sledovanie statického správania konštrukcie pod presne stanoveným zaťaženie. Zaťažovacie stavy skúšobným zaťažením vychádzali z požiadavky overenia pôsobenia NK v stredovom poli s nadmernou deformáciou a miestom, kde došlo k poškodeniu predpínacích drôtov. Bolo navrhnutých postupne 6 zaťažovacích stavov, z toho tzv. 3 hlavné zaťažovacie stavy, tak aby sa overili rozhodujúce statické veličiny. Prvý zaťažovací stav pozostával len s 1 nákladného vozidla o hmotnosti 30 t, umiestneného v $\frac{1}{4}$ rozpätia. Hlavné zaťažovacie stavy tvorili 2 vozidlá v strede rozpätia o celkovej hmotnosti 60 t, čo simulovalo najkritickejšie pôsobenie zaťaženia pri frézovaní zvyšnej časti vozovky. Následne bol tento rozhodujúci zaťažovací stav po odľahčení znovu zopakovaný. Jednotlivé stavy sa menili cca po 1 hodine pôsobenia.



a.)

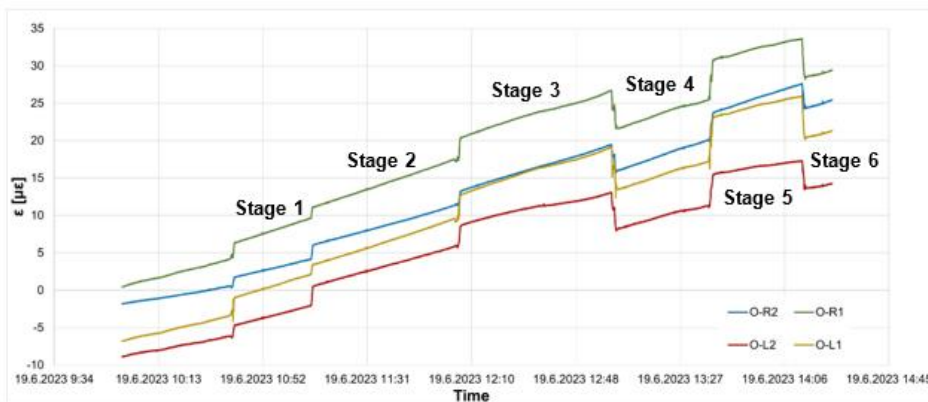


b.)

Obr. 6 – Hlavný zaťažovací stav

Výpočet jednotlivých statických veličín predpokladal, že konštrukcia sa nachádza v plne pružnom stave, a tým aj overiť veľkosť pôsobiaceho zvyškového predpätia v konštrukcii. Hlavný zaťažovací stav je zobrazený na (Obr. 6). Vývoj pomerných pretvorení

v čase na (Obr. 7) potvrdzuje predpokladané správanie konštrukcie pri zaťažovaní aj odľahčovaní a potvrdzuje výpočtové predpoklady o pružnom pôsobení konštrukcie pod zaťažením, ktoré simulovalo kritické zaťaženie pri frézovaní mostu.



Obr. 7 – Záznam z vývoja pomerných pretvorení v čase počas skúšky

5 ZÁVERY

Uvedený prípad monitoringu a online sledovania mostnej konštrukcie pod zaťažením je dobrým príkladom prepojenia analytických a experimentálnych metód pri hodnotení spoľahlivosti predpätých mostov. Práve pri takýchto analýzach konštrukcií je nutnosťou využívať veľmi presné meracie postupy a metódy. V súčasnosti sa ukazuje ako veľmi vhodné riešenie aplikácia optovláknových senzorických systémov, ktoré majú celý rad výhod (v porovnaní s prenosom el. signálu), ktoré vyplývajú zo samotného princípu prenosu optického signálu. Optické vlákno je nevodivé a plne imúnne voči elektromagnetickému rušeniu. Vďaka malému vložnému útlmu optického vlákna je napr. možné umiestniť senzory aj niekoľko kilometrov od vyhodnocovacej elektroniky bez straty kvality signálu a pod.

B2

PodĎakovanie

Tento príspevok vznikol za podpory Vedeckej grantovej agentúry MŠVVaŠ SR a SAV (VEGA) číslo 1/0321/24 a 1/0048/22.

Literatúra

- [1] MORAVČÍK, M. – BUJŇÁKOVÁ, P. – BAHLEDA, F.: *Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia*. Struct. Concrete. 2020, 21, 2353–2362, doi:10.1002/suco.201900526.
- [2] MORAVČÍK, M. et. al.: *Správa z diagnostiky a overovacej statickej skúšky mosta SO 201-00: Rekonštrukcia mosta – Most ev. č. 50-80, stavba: Cesta I/9 v úseku Chocholná – Mníchova Lehota*. SvF, ŽU Žilina; 2023.
- [3] KRAĽOVANEC, J. – MORAVČÍK, M. – ZAHURANEC, M. – ŠIFTA, R. – SOMER J.: *Saw-cut method verification for determining the most important factors influencing its applicability*. Struct. Concrete. 2024, <https://doi.org/10.1002/suco.202400271>

STAV ZAINJEKTOVANOSTI KÁBLOVÝCH KANÁLIKOV DODATOČNE PREDPÄTÝCH SEGMENTOVÝCH MOSTOV

Jakub Gašpárek¹ – Peter Paulík²

ABSTRAKT

V priebehu rokov 2019 a 2020 sa na území Slovenskej republiky krehko zrútilo niekoľko dodatočne predpätých segmentových mostov a lávok pre peších. V dôsledku náhlych kolapsov mostov sa od roku 2021 vykonáva kontrola veľkého počtu segmentových dodatočne predpätých mostov s cieľom určiť stav zainjektovanosti káblových kanálikov a zhodnotiť riziko ich prevádzky. Z doteraz získaných údajov vyplýva, že polovica kontrolovaných dodatočne predpätých mostov, postavených v 60-tych, 70-tych a 80-tych rokoch vykazuje určité percento káblov, ktoré sú len čiastočne alebo v niektorých prípadoch úplne nezainjektované. Ešte pred neskorým štádiom korózie boli na povrchu betónu pozorované voľným okom viditeľné javy, ktoré poukazujú na možné problémy s dodatočným predpätím rôznych typov segmentových prefabrikátov používaných v rámci cestnej infraštruktúry na Slovensku. V dôsledku týchto zistení bolo v niektorých prípadoch potrebné znížiť počet dopravných pruhov alebo maximálne povolené zaťaženie vozidiel na mostoch. Príspevok prezentuje údaje z diagnostik predpätia segmentových mostov aj v konfrontácii so skutočným stavom káblov po demolácii niektorých mostov a lávok pre peších.

1 ÚVOD

Životnosť mostov výrazne ovplyvňuje použitý konštrukčný typ mosta, jeho lokalita a faktory prostredia. Každá krajina má na svojom území špecifické podmienky (environmentálne, pokročilosť technológií a postupov) a podľa nich určuje pravidelnosť prehliadok alebo údržby [1]. Inšpekcie mostov vykonávané v rôznych časových horizontoch a v rôznych krajinách sveta sa značne líšia v záveroch vyplývajúcich zo získaných výsledkov. V roku 1995 bola publikovaná správa z inšpekcie 96 segmentových dodatočne predpätých mostov (mosty postavené v rokoch 1966 až 1993) v Severnej Amerike a Kanade. Z inšpekcie vyplynulo, že segmentové dodatočne predpäté mosty vykazujú v priebehu času dobré výsledky [2]. Naopak, vo Veľkej Británii sa v roku 1994 po rozsiahlych prehliadkach mostov zistilo, že s niektorými dodatočne predpätými mostami je čoraz väčší problém [3–5]. Na základe švajčiarskej štúdie na 107 mostoch, ktorá sa uskutočnila v rokoch 1995 a 1998, sa zistilo, že takmer polovica predpätých mostov vykazuje menšie až značné poškodenie predpätia koróziou. V prípade zainjektovaných dodatočne predpätých káblov sa zistilo, že korózia, ktorá nastala v priebehu životnosti, je bezvýznamná [6].

Na základe rozsiahleho výskumu [4,7] publikovaného nóorskymi autormi, ktorí zhrnuli problémy s trvanlivosťou dodatočne predpätých mostov z 12 krajín sveta, možno

¹ Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: jakub.gasperek@stuba.sk

² Doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU v Bratislave, Katedra betónových konštrukcií a mostov, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, e-mail: peter.paulik@stuba.sk

konštatovať, že najčastejším problémom dodatočne predpätých mostov je chloridmi iniciovaná bodová korózia nedostatočne zainjektovaných káblov.

1.1 Kolapsy dodatočne predpätých segmentových mostov vo svete

Od počiatkov výstavby predpätých mostov došlo na celom svete k niekoľkým kolapsom. Tab. 1 tvorí zoznam dodatočne predpätých mostov, ktoré počas svojej životnosti krehko zlyhali. Vzhľadom na zameranie článku na dodatočne predpäté mosty Tab. 1 neobsahuje niektoré typy mostných konštrukcií (napríklad Polcevera Viaduct v Janove, vzhľadom na to, že ide o zavesený most [8]). Vo všetkých prípadoch zrútenia dodatočne predpätých mostov išlo o konštrukcie s vnútorným predpätím. V niektorých prípadoch nedošlo ku varovným signálom pred zrútením alebo si ich údržba mosta nevšimla. Mosty s externe vedeným dodatočným predpätím majú tiež svoje problémy, ale vzhľadom na ľahší prístup ku káblom došlo na niektorých mostoch len k lokálnemu zlyhaniu niektorých káblov alebo ich kotvenia (napríklad most Bob Graham Sunshine Skyway Bridge, Tampa Bay, Florida, a most Varina Enon Bridge, cez rieku James, Virginia) [9].

Po zrútení mostov bolo v Spojenom kráľovstve zavedené dočasné moratórium na výstavbu dodatočne predpätých mostov [1,5,9–11]. Poškodenie vonkajších káblov vyvolalo v USA vlnu rozsiahlych štúdií, ktoré sa zaoberajú problematikou degradácie predpätia [9,12]. V nadväznosti na zistenia o nedostatočnej injektáži vnútorne vedených káblov sa skúmal vplyv nezainjektovania na šmykové správanie nosníkov [13,14]. Pozornosť sa venuje aj kontrole dodatočne predpätých mostov a zavádzajú sa rôzne príručky na ich kontrolu [1,15,16].

Tab. 1: Zoznam padnutých dodatočne predpätých mostov vo svete [4].

<i>Konštrukcia</i>	<i>Systém predpätia</i>	<i>Miesto porušenia</i>	<i>Príčina korózie</i>	<i>Varovné signály</i>
Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan, Wales, UK (životnosť mosta pri zrútení: 32 rokov) [10,11]				
<i>segmentový z I nosníkov</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>spoje</i>	<i>externé chloridy (z posypových solí)</i>	<i>nie</i>
Santo Stefano Viaduct, Messina, Sicília, Taliansko (životnosť mosta pri zrútení: 45 rokov) [17,18]				
<i>segmentový z komorových nosníkov</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>v strede rozpätia – krajný nosník</i>	<i>externé chloridy (vzdušné z morskej vody)</i>	<i>nie</i>
Petruella Viaduct, Licata, Sicília, Taliansko (životnosť mosta pri zrútení: ≈40 rokov) [19,20]				
<i>I nosníky</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>v strede rozpätia</i>	<i>externé chloridy (z posypových solí)</i>	<i>áno</i>
Fossano Bridge, Cuneo, Piedmont, Taliansko (životnosť mosta pri zrútení: ≈25 rokov) [20]				
<i>komorové nosníky</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>spoje</i>	<i>neznáma</i>	<i>neznáme</i>
Bickton Meadows Footbridge, Hampshire, UK (životnosť mosta pri zrútení: 15 rokov) [10,21]				
<i>segmentový</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>spoje</i>	<i>externé chloridy (z posypových solí)</i>	<i>áno</i>
Melle Bridge, Belgicko (kolaps v 1992, životnosť mosta pri zrútení: <i>neznámy</i>) [21,22]				
<i>inovatívna konštrukcia</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>spoje</i>	<i>externé chloridy (z posypových solí)</i>	<i>neznáme</i>
Mandovi River Bridge, Goa, India (životnosť mosta pri zrútení: 20 rokov) [3]				
<i>neznáma</i>	<i>dodatočné predpätie</i>	<i>neznáme</i>	<i>výrobný defekt</i>	<i>áno</i>

1.2 Kolapsy dodatočne predpätých mostov na Slovensku

V priebehu dvoch rokov (2019 a 2020) došlo na Slovensku k dvom krehkým kolapsom dodatočne predpätých segmentových mostov a ku jednému krehkému čiastočnému zrúteniu mosta, čo vyvolalo veľký mediálny rozruch. Zoznam krehkých kolapsov dokumentuje Tab. 2.

Tab. 2: Zoznam padnutých dodatočne predpätých mostov na Slovensku.

Konštrukcia	Systém predpätia	Miesto porušenia	Príčina korózie	Varovné signály
Most cez rieku Hornád, Kysak (životnosť mosta pri zrútení: ≈50 rokov)				
segmentový z I nosníkov	dodatočné predpätie	spoje	externé chloridy (z posypových solí)	áno
Most cez rieku Laborec, Strážske (životnosť mosta pri zrútení: ≈50-60 rokov)				
z nosníkov Vloššák	dodatočné predpätie	v strede rozpätia – krajný nosník	externé chloridy (z posypových solí)	tesne pred zlyhaním
Lávka pre peších cez rieku Hornád, Spišská Nová Ves (životnosť mosta pri zrútení: ≈50 rokov)				
segmentový z I nosníkov	dodatočné predpätie	spoje	externé chloridy (z posypových solí)	neznáme

2 STAV ZAINJEKTOVANOSTI KÁBLOVÝCH KANÁLIKOV

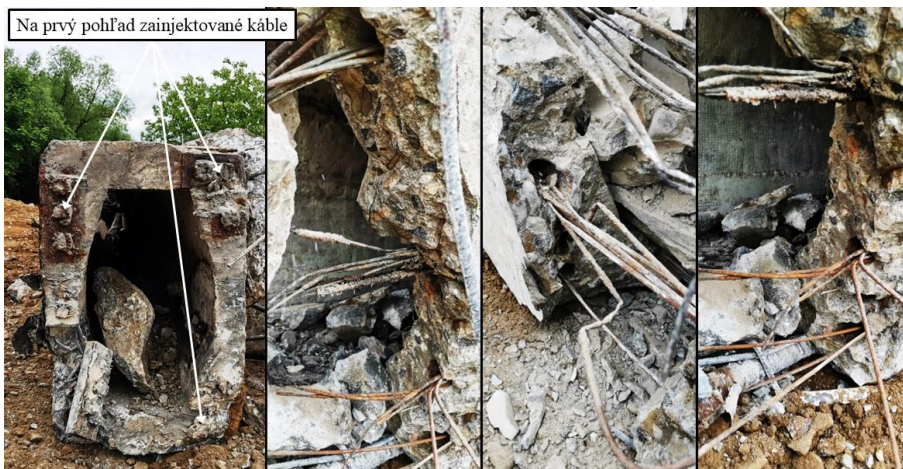
Od roku 2022 sa katedrou betónových konštrukcií a mostov vykonáva cieľená diagnostika predpätia mostných objektov. Na základe doterajších výsledkov bolo zistené, že vo vzorke 22-och mostov, 50 % kontrolovaných mostov vykazuje určité percento nezainjektovanosti káblových kanálikov [23]. V najhoršom prípade je percento nezainjektovanosti 27,8 %, čo pomaly dosahuje hraničnú hodnotu 30 % všeobecne akceptovanú na Slovensku. Pri prekročení hranice 30 % existuje vysoké riziko, že skrytá korózia predpínacích drôtov pokročí do takej miery, že počas bežnej prevádzky mosta môže dôjsť k narušeniu konštrukčnej celistvosti nosníkov zostavených z jednotlivých segmentov. Pri prekročení 30 % hranice sa ďalšia prevádzka mosta často podmieňuje aplikáciou online monitorovacieho systému, ktorý kontroluje otváranie škár/spojov medzi segmentami.

Pri všetkých mostoch, ktoré vykazovali určité percento nezainjektovanosti káblových kanálikov, sa zistili sprievodné chyby súvisiace s kvalitou injektážnej malty. Najčastejšie sa zistilo, že injektážna malta káblového kanálika bola popraskaná/rozdrobená a drôty predpínacej výstuže neboli dobre obalené maltou. Často bolo pozorované sadanie injektážnej malty v zdvíhaných kábloch, najmä za kotvami alebo v šikmých zónach káblových kanálikov. V najvyšších bodoch káblových kanálov sa pozorovali rozsiahle dutiny, ktoré boli často vyplnené vodou. Tento jav zároveň sprevádzali trhliny, ktoré sa vytvorili pozdĺž zdvíhaných káblov v stenách prefabrikátov [23].

Počas asanácie niektorých mostov sa zistilo, že prítomnosť injektážnej malty v okolí kotevných kuželíkov a v odvzdušňovacích rúrkach nemusí automaticky znamenať, že káblové kanáliky sú zainjektované, ako dokumentujú Obr. 1 a Obr. 2. Hodnotenie zainjektovanosti káblových kanálikov len na základe toho či je injektáž prítomná v okolí kotevných kuželíkov a v odvzdušňovacích rúrkach môže nebezpečne podhodnotiť stanovenie rizikovosti mosta. Preto sa hodnotenie rizikovosti mosta musí vždy zakladať na deštruktívnom overení zainjektovanosti predpínacích drôtov a ich stavu a riziko poškodenia drôtov počas kontroly prevažuje nad rizikom neznalosti skutočného stavu káblov [23].



Obr. 1: Podvod s injektážou – aj napriek výskytu injektážnej malty v okolí odvodu v kotevných kuželíkoch sú káblové kanáliky kompletne nezainjektované (prefabrikát KA).



Obr. 2: Podvod s injektážou – nezainjektované predpínacie drôty s rozsiahlymi koróznymi úbytkami; veľké množstvo drôtov bolo pretrhnutých pravdepodobne ešte pred demoláciou.

B2

3 ZÁVERY

Žiadna technológia na trhu nedokáže vo veľkom rozsahu spoľahlivo preskúmať nosnú konštrukciu mosta a odhaliť tak skryté nedostatky v injektáži káblových kanálikov. Je potrebné spoliehať sa na lokálne 3D skenovanie konštrukcie (niekedy nemožné z dôvodu tieniaceho efektu kovových korugovaných rúrok) alebo deštruktívne metódy, a tým je výsledok kontroly vždy ovplyvnený počtom kontrolovaných káblov. Kontrola by sa preto mala vykonávať v takom rozsahu, aby sa čo najviac znížila pravdepodobnosť, že závažná chyba zostane bez povšimnutia. Keďže rozpočet na inšpekciu je vždy obmedzený, výber káblov a ich kontrolu, by mali vykonávať len skúsení odborníci.

Pri kontrole predpätia je potrebné káblové kanáliky otvoriť na viacerých miestach z dôvodu, že lokálna kontrola nemusí nevyhnutne znamenať, že stav káblov je rovnaký po celej dĺžke. Pri vizuálnych prehliadkach a kontrole zainjektovanosti káblových kanálikov len na základe prítomnosti injektážnej malty v okolí kotevných kuželíkov a v odvodu v kotevných rúrkach sa odporúča byť opatrný pri formulovaní záverov o stave zainjektovanosti. Na všetkých mostoch, na ktorých boli objavené nezainjektované káblové kanáliky, sa chyby

injektáže vyskytovali najčastejšie v miestach, kde kanáliky majú šikmú geometriu, najčastejšie za kotvami zdvíhaných káblov alebo v najvyšších polohách káblových kanálikov. Dvojica paralelných trhlín, ktoré kopírujú geometriu kábla, môže naznačovať prítomnosť pokročilej korózie predpínacích drôtov v nezainjektovaných káblových kanálikoch - na väčšine mostov, kde sa tieto trhliny vyskytli, došlo ku pretrhnutiu niekoľkých predpínacích drôtov.

Pod'akovanie

Táto práca vznikla s podporou výskumného projektu VEGA 1/0459/24 "Hodnotenie korózie predpínacích lán v rámci existujúcich betónových predpätých mostov s aplikáciou elektronického monitoringu“.

Literatúra

- [1] P. Paulík, T. Makita, L. Bathen, B. Godart, C. Henty, 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>.
- [2] M.D. Miller, Durability of Segmental Concrete Bridges, J. Bridg. Eng. 6 (1995) 539–542. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2001\)6:6\(539\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:6(539)).
- [3] G.M. Clark, Post-tensioned structures – improved standards based on lessons learnt historical background of post-tensioning, Proc. Inst. Civ. Eng. - Forensic Eng. 166 (2013) 171–179. <https://doi.org/10.1680/feng.13.00010>.
- [4] A. Menga, T. Kanstad, D. Cantero, Corrosion induced failures of post-tensioned bridges. Report., 2022. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.25231.25763>.
- [5] D.. Cavell, P. Waldron, A residual strength model for deteriorating post-tensioned concrete bridges, Comput. Struct. 79 (2001) 361–373. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(00\)00150-4](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(00)00150-4).
- [6] P. Matt, F. Hunkeler, H. Ungricht, Durability of Prestressed Concrete Bridges in Switzerland, in: IABSE Congr. Lucerne 2000 Struct. Eng. Meet. Urban Transp. Challenges, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zurich, Switzerland, 2000: pp. 1097–1104. <https://doi.org/10.2749/222137900796313654>.
- [7] 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>.
- [8] M. Morgese, F. Ansari, M. Domaneschi, G.P. Cimellaro, Post-collapse analysis of Morandi's Polcevera viaduct in Genoa Italy, J. Civ. Struct. Heal. Monit. 10 (2020) 69–85. <https://doi.org/10.1007/s13349-019-00370-7>.
- [9] D. Trejo, M.B.D. Hueste, P. Gardoni, R.G. Pillai, K. Reinschmidt, S.B. Im, S. Kataria, S. Hurlbaas, 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>.
- [10] R. Poston, J. Wouters, Durability of Precast Segmental Bridges. NCHRP Web Document No. 15, Project 20-7/Task 92, National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998. <https://doi.org/10.17226/6356>.

- [11] R. WOODWARD, F. WILLIAMS, COLLAPSE OF YNS-Y-GWAS BRIDGE, GLAMORGAN., Proc. Inst. Civ. Eng. 84 (1988) 635–669. <https://doi.org/10.1680/iicep.1988.179>.
- [12] C.E. Inc., New Directions for Florida Post-Tensioned Bridges. Volume 1: Post-Tensioning In Florida Bridges, Florida, 2002. <https://www.fdot.gov/docs/default-source/structures/posttensioning/newdirectionsposttensioningvol1.pdf>.
- [13] S. Han, J. Zaborac, Z.D. Webb, J. Choi, A.C. Ferche, O. Bayrak, Shear Behavior of Spliced Post-Tensioned Girders with UngROUTED Tendons, FHWA/TX-22/5-6652-01-1. (2022) 181. <https://library.ctr.utexas.edu/ctr-publications/5-6652-01-1.pdf>.
- [14] A. Moore, C. Williams, D. Al-Tarafany, J. Felan, J. Massey, T. Nguyen, K. Schmidt, D. Wald, O. Bayrak, J. Jirsa, W. Ghannoum, Shear Behavior of Spliced Post-Tensioned Girders, FHWA/TX-14/0-6652-1. 7 (2015) 219. <https://library.ctr.utexas.edu/ctr-publications/0-6652-1.pdf>.
- [15] Design Manual for Roads and Bridges Highway Structures & Bridges Inspection & Assessment CS465 Management of post-tensioned concrete bridges, Highway England, Guildford, 2020. <https://www.standardsforhighways.co.uk/tses/attachments/3eab3df6-b87b-412d-ac0b-87a1ea1c325c?inline=true>.
- [16] T.W. Ryan, J. Eric Mann, Z.M. Chill, B.T. Ott, Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM), No. FHWA NHI 12-049. Volume 1 (2012) 1020. <https://www.dot.state.mn.us>.
- [17] P. Colajanni, A. Recupero, G. Ricciardi, N. Spinella, Failure by corrosion in PC bridges: a case history of a viaduct in Italy, Int. J. Struct. Integr. 7 (2016). <https://doi.org/10.1108/IJSI-09-2014-0046>.
- [18] G.M. Calvi, M. Moratti, G.J. O'Reilly, N. Scattarreggia, R. Monteiro, D. Malomo, P.M. Calvi, R. Pinho, Once upon a Time in Italy: The Tale of the Morandi Bridge, Struct. Eng. Int. 29 (2019) 198–217. <https://doi.org/10.1080/10168664.2018.1558033>.
- [19] L. Anania, A. Badalà, G. D'Agata, Damage and collapse mode of existing post tensioned precast concrete bridge: The case of Petrulla viaduct, Eng. Struct. 162 (2018) 226–244. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.039>.
- [20] F. Bazzucchi, L. Restuccia, G. Ferro, Considerations over the Italian road bridge infrastructure safety after the Polcevera viaduct collapse: past errors and future perspectives, Frat. Ed Integrità Strutt. 12 (2018) 400–421. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.46.37>.
- [21] J.P. Wouters, K. Kesner, R.W. Poston, Tendon Corrosion in Precast Segmental Bridges, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 1654 (1999) 128–132. <https://doi.org/10.3141/1654-15>.
- [22] G.P. Tilly, Performance and management of post-tensioned structures, Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build. 152 (2002) 3–16. <https://doi.org/10.1680/stbu.2002.152.1.3>.
- [23] 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>.

POSOUZENÍ STAVU TRIBUN FOTBALOVÉHO STADIONU ZA LUŽÁNKAMI

*Miloš Zich¹ – Pavel Schmid² – Petr Cíkrle³ – Jan Perla⁴ – Ivana Švaříčková⁵ –
Věra Heřmánková⁶ – Ondřej Šimek⁷ – Ondřej Anton⁸ – Petr Žit⁹ – Stanislav
Skalník¹⁰*

ABSTRAKT

Jedná se o příspěvek zabývající se současným stavem betonových konstrukcí tribun fotbalového stadionu v Brně za Lužánkami. Samostatně stojící objekt fotbalového stadionu byl postaven v průběhu 50. let minulého století. Jeho kapacita byla až sedmdesát tisíc diváků. Hlavní část objektu tvoří třípodlažní tribuna ze západní strany. Okolo zbývajících obvodů jsou ochozy (tribuny pro diváky) provedené na mohutných násypch. V posledních desetiletích nebylo adekvátně investováno do jeho údržby a rekonstrukcí. Přestal tak vyhovovat podmínkám pro vrcholovou kopanou. Poslední zápas na tomto stadionu se hrál v 9. kole sezony 2001–2002 mezi 1. FC Slovácko Brno a FC Hradec Králové. Stadion pak jen chátral, Obr. 1.

1 HISTORIE STADIONU

O výstavbě městského stadionu za Lužánkami bylo rozhodnuto již ve 30. letech. Návrh stadionu vypracoval vrchní rada města Brna inženýr Peňáz a počítal s kapacitou 30 000 diváků. Model stadionu v poloze identické s jeho pozdější realizací byl prezentován veřejnosti v roce 1935, [1] Následně došlo k zahájení přípravných prací, které však byly brzy ukončeny z důvodu nedostatku financí a vlivem zhoršené politické situace a okupace nebyly obnoveny. Ke změně došlo po skončení 2. světové války. Nejprve rok po osvobození započala stavba zimního stadionu, mezi lety 1949 až 1953 pak proběhla výstavba fotbalového stadionu. První utkání se odehrálo 05. 11. 1953 před zhruba 50 000 diváků, [2]. K zásadní přestavbě došlo v letech 1958 až 1960, kdy byla nejprve ubourána část násypů tribuny na západní straně, a to včetně střední dřevěné tribuny. Takřka celá západní tribuna byla snížena o 3,5 m, ve střední části dokonce o 7 m. Poté započalo kopání základů pro 300 m dlouhou železobetonovou tribunu se dvěma pořadími. I. pořadí mělo 18 řad výhradně na sezení pro cca 15 000 diváků. Nad posledními třemi řadami se zvedlo II. pořadí na železobetonových sloupech pro cca 15 000 stojících diváků. Uprostřed této dlouhé tribuny vzniklo zázemí o délce cca 80 m, se šatnami a tělocvičnou, [3]. Vlastní stavba byla zahájena na podzim roku 1958, s původně plánovaným dokončením v červnu roku 1959, které se však posunulo až do roku 1960. Stavba i tak postupovala velmi rychle, a to včetně zimního období. Stavbu prováděli pracovníci Průmyslových staveb Gottwaldov a na počátku února měli vybetonovanou hlavní tribunu, hlediště k stání mělo vybetonováno 17 stupňů, a zbývalo dokončit 38 stupňů. Vedoucí party betonářů soudruh

¹ doc. Ing., PhD., Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST Brno, e-mail: milos.zich@vut.cz

² doc. Ing., PhD., Ústav stavebního zkušebnictví VUT FAST Brno, e-mail: pavel.schmid@vut.cz

³ doc. Ing., PhD., Ústav stavebního zkušebnictví VUT FAST Brno, e-mail: petr.cikrle@vut.cz

⁴ Ing., Ústav betonových a zděných konstrukcí, e-mail: jan.perla@vut.cz

⁵ Ing., Ph.D., Ústav betonových a zděných konstrukcí, e-mail: ivana.svarickova@vut.cz

⁶ Ing., Ph.D., Ústav stavebního zkušebnictví VUT FAST Brno, e-mail: hermankova.v@vut.cz

⁷ Ing., Ph.D., Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST Brno, e-mail: ondrej.simek@vut.cz

⁸ doc. Ing., PhD., Ústav stavebního zkušebnictví VUT FAST Brno, e-mail: ondrej.anton@vutbr.cz

⁹ Ing., Ph.D., Ústav stavebního zkušebnictví VUT FAST Brno, e-mail: petr.zitt@vut.cz

¹⁰ Ing., Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST Brno, e-mail: stanislav.skalnik@vut.cz

Hanák se zavázal, že denně vybetonují 1 stupeň, tedy za měsíc březen 31 stupňů. S únorem se nepočítalo z důvodu nízkých teplot. Na slavnostní otvírací zápas v kopané ČSR - Maďarsko dne 6. dubna 1960 měla být k dispozici kapacita 50 000 diváků a o měsíc později na dojezd etapy Závodu míru již 65 000 až 70 000 tisíc diváků, [4].

V roce 1970 byla dokončena výstavba čtyř stožárů umělého osvětlení. Z důvodu statických problémů byly tyto stožáry dodatečně přikotveny lany a v pozdější době zcela odstraněny.

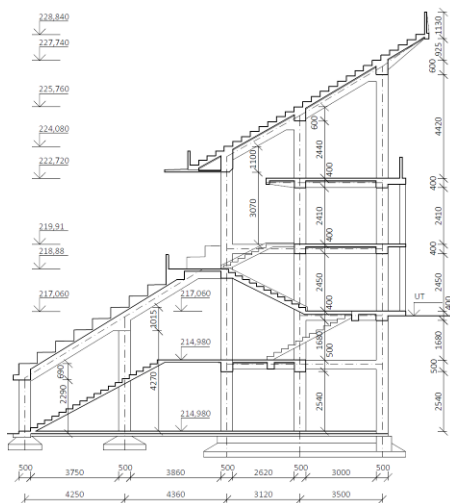


Obr. 1 Celkový pohled na současný stav tribuny a hřiště

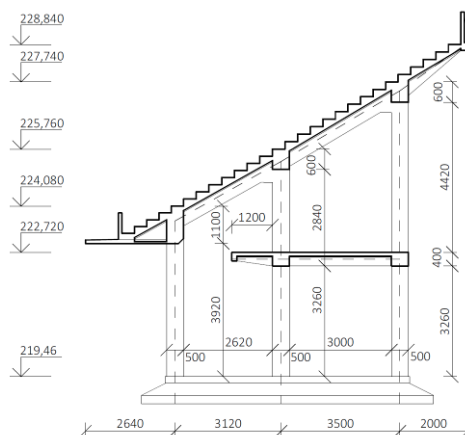
2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ HLAVNÍ TRIBUNY

Konstrukčně se jedná o železobetonovou prostorovou konstrukci, která se skládá z jednotlivých příčných rámců (60 ks), které jsou vůči sobě natáčeny od cca 1,2 do 3,0 stupňů, přičemž jejich běžná osová vzdálenost činí 3,9 m. Vlastní betonová tribuna se šikmou plochou (střechou) se skládá ze sedmi dilatačních částí a šesti vložených dilatačních polí o celkové rozvinuté délce vnějšího průřezu cca 270 m.

B2



Obr. 2 Řez hospodářskou částí



Obr. 3 Řez tribunou

Tribuna je složena ze dvou typů základních rámců – čtyřpodlažního rámu v hospodářské budově (Obr. 2), situovaná ve střední části tribuny a jednopodlažního rámu (s vloženým mezistropem – mezonetem, Obr. 3) v krajních dilatačních částech – přičemž v horní části

jsou oba tyto rámy konstrukčně tvarově shodné. Příčné rámy jsou vždy dvojtraktem s osovou vzdáleností sloupů 3,0 až 3,05 m při vnitřním průčelí, resp. 3,5 m při vnějším (západním) průčelí. Rámy jsou v podélném směru propojeny podélnými průvlaky (ztužidly), které společně vynášejí vodorovné stropní desky, resp. šikmou desku tribuny. Trojice sloupů má obdélníkový průřez 400 × 500 mm, které jsou v patě vetknuté do příčného základového pásu. Průvlaky v běžných podlažích hospodářské budovy a mezistropu mají průřez 400 × 400 mm (včetně stropní desky). Šikmý průvlak ukloněný venkovní tribuny má šířku 400 mm (odpovídá šířce rámu) a kolmou výšku 500 mm včetně stropní desky. Stropní desky jednotlivých podlaží hospodářské budovy a mezistropu mají zjištěnou tloušťku 105 až 110 mm.

Zastřešení, které slouží v celé délce tribuny jako plocha pro stojící diváky, je navrženo jako šikmá železobetonová stropní deska kolmé tloušťky 105 až 110 mm. Konstrukčně se jedná o poměrně tenkou, obousměrně pnutou spojitou desku mezi příčnými rámy a podélnými průvlaky. Deska je na volných koncích mezi průvlaky zakončena betonovým zábradlím o výšce cca 0,8 m, které je vetknuto do podélného trámu mezi jednotlivými rámy. Vložená pole jsou kloubově ukládána na sousedící příčné rámy. Jejich primární nosnou konstrukcí jsou jednopólové podélné průvlaky. Průvlaky jsou ukládány na ozuby sloupů (krátké konzoly) o výšce rovné polovině výšky průvlaku s vyložení do 200 mm. Příčné rámy jsou založeny na jednotlivých příčných železobetonových základových pásech pravděpodobně o šířce 1,75 m, resp. 2,4 m pro prohloubenou hospodářskou část a jednotné délce 8,6 m. Výška pásů je 0,9 m. Pásky jsou založeny ve dvou výškových úrovních.

3 STÁVAJÍCÍ STAV

V současné době je objekt stadionu prakticky nevyužíván, částečně byla v minulých letech využita hrací plocha pro trénování mládeže a konání festivalu, avšak se zákazem vstupu na tribuny a do hospodářské části objektu. Tribuny zarůstají náletovou zelení, velmi problematický je její výskyt v dilatacích vložených polí. Zároveň dochází k degradaci betonu stupňů pro stání s postupným rozpadem betonu hran, podstupnic a soklů zábradlí (viz Obr. 1, Obr. 4).



Obr. 4 Pohled na horní tribunu – koroze betonu stupňů



Obr. 5 Trhlina v hlavě sloupu

Stav hospodářské části západní tribuny lze charakterizovat slovy „vybydlený a totálně zpustlý“ objekt, který navíc není v posledních letech důsledně zabezpečen proti neoprávněnému vniku. Díky „volnému přístupu“ zde dlouhodobě přespávají bezdomovci a narkomani.

Díky nerovnoměrnému sedání objektu (přetvoření příčného základového pásu) dochází ke vzniku trhlin v hlavách sloupů, Obr. 5. Trhlinky prochází celým betonovým průřezem sloupu se šířkou až 4,0 mm. Rozdílné sedání mezi jednotlivými příčnými rámy se rovněž

projevuje trhlinami na podélných průvlacích spojujících hlavy sloupů. Obvykle se jedná o dvě trhliny přes celý betonový průřez přibližně ve čtvrtinách až třetinách rozpětí. Jeden z největších problémů objektu je zatékání přes dilatační spáry a absence izolačních vrstev pod betonovými stupni tribuny na zastřešení západní tribuny. Utěsnění dilatačních spár vložených polí je provedeno tak, že při horním povrchu betonové konstrukce je vložen utěšňující profil, Obr. 6. Takto provedené dilatace dlouhodobě protékají, takže se je provozovatel objektu vícekrát pokoušel opravit. Vždy ale bez dlouhodobějšího kladného výsledku, protože oprava po čase opět praskla.



Obr. 6 Dilatační profil



Obr. 7 Detail uložení vloženého pole, porušená konzola

Toto dlouhodobé zatékání má neblahý vliv na trvanlivost betonových ozubů, za které jsou podélné nosníky kloubového dilatačního pole uloženy na krátké konzoly na bocích sloupů příčných rámu. Všechny ozuby a krátké konzoly jsou výrazně mokré, takže lze předpokládat započatou korozi zabudované betonářské výztuže, Obr. 7.

Šikmá železobetonová konstrukce venkovní tribuny pro stojící diváky není z horního líce opatřena izolací proti stékající srážkové vodě. To na mnoha místech téměř celé šikmé plochy způsobuje prosakování až protékání vody. V části konstrukce došlo vlivem dlouhodobého zatékání, změn klimatických teplot a působení mrazu k odpadnutí velké plochy krytí betonu, včetně dodatečné ochranné cementové omítky, Obr. 8.

B2



Obr. 8 Odpadaná krycí vrstva vlivem karbonatace a koroze výztuže



Obr. 9 Pata sloupu, odtržená přízdívka, obnažená podélná výztuž, zjevně bez třmíneků

V patách sloupů se místně vyskytuje obnažená svislá výztuž zabudovaná v rohu sloupu s příčnými třmínky. Vlivem odstříkující dešťové vody, střídání klimatických teplot

a mrazových cyklů dochází ke korozi betonu se začínající povrchovou korozí svislé výztuže. Zároveň nebyla v některých patách sloupů stykovácí část svislé výztuže sloupu nad pracovní spárou zabetonována do betonového průřezu paty sloupu vyšší úrovně, Obr. 9. Konstrukce tribun je narušena mnoha dalšími poruchami, jako například: degradací betonu tribun přímo umístěných na terénu, poškození stupňů svahovými pohyby, vykloněním sloupů objektu časomíry apod.

4 MATERIÁLOVÝ PRŮZKUM

V loňském roce byl pracovníky VUT proveden podrobný stavebně technický průzkum betonových konstrukcí. Jeho cílem bylo získat maximum dat pro provedení statických výpočtů. Průzkum byl zaměřen na hodnocení kvality betonů jednotlivých konstrukčních celků a identifikaci skutečného provedení vyztužení rozhodujících konstrukčních řezů nosných prvků a celků. Vycházelo se z požadavků [6]. V obou případech byla metodika průzkumu zaměřena na stanovení aktuálních mechanických i trvanlivostních vlastností betonu a betonářské výztuže.

V rámci diagnostiky fotbalového stadionu v Brně za Lužánkami bylo odebráno celkem 40 jádrových vývrtů Ø75 mm a 20 vzorků betonu pro stanovení chemických rozborů z nosných železobetonových konstrukcí. Na základě provedených laboratorních zkoušek pevnosti betonu s ohledem na lokalizaci provedených jádrových vývrtů (umístění, typ konstrukce) je kvalita betonu rozdělena do následujících kategorií:

- Pro beton sloupů v administrativní části objektu (7 jádrových vývrtů s odzkoušeným počtem 17 zkušebních těles) je stanovena výsledná pevnostní třída C 12/15, průměrná objemová hmotnost je 2150 kg/m³, variační koeficient souboru hodnot je 9,8 %.
- Pro beton sloupů mimo administrativní část objektu (celkem 12 jádrových vývrtů s odzkoušeným počtem 29 zkušebních těles) je stanovena výsledná pevnostní třída C 8/10, průměrná objemová hmotnost je 2110 kg/m³, variační koeficient souboru hodnot je 11,3 %.
- Pro beton vodorovných nosných konstrukcí (nosné železobetonové desky, trámy a průvlaky, celkem 21 jádrových vývrtů s odzkoušeným počtem 38 zkušebních těles) je stanovena výsledná pevnostní třída C 16/20, průměrná objemová hmotnost je 2160 kg/m³, variační koeficient souboru hodnot je 8,1 %.
- Pro beton schodišťových stupňů (součást odběru vzorků ze schodišťových stupňů, celkem 14 jádrových vývrtů s odzkoušeným počtem 19 zkušebních těles) je stanovena výsledná pevnostní třídou C 12/15, průměrná objemová hmotnost je 2160 kg/m³, variační koeficient souboru hodnot je 10,3 %.

Hloubky karbonatace betonu stanovené na odebraných jádrových vývrtech se pohybují v rozmezí 6 – 65 mm, přičemž nejčastěji stanovené hloubky karbonatace betonu jsou v rozmezí 25 – 55 mm. Chemická analýza betonu prokázala masivní karbonataci povrchových vrstev betonu konstrukčních prvků a celků. Procesem karbonatace jsou již v některých partiích sníženy mechanické vlastnosti betonu.

Vzhledem k nezachování výkresů výztuže bylo nutno určit vyztužení ve vybraných reprezentativních a pro výpočet kritických řezech. Konkrétně se jedná o základní části rámové konstrukce (sloupy, průvlaky), dále podélníků, desek i konstrukce stupňů tribun pro návštěvníky. Sekundárně byla věnována pozornost zjištěným typům výztužných vložek. Byla určena míra koroze a provedeny tahové zkoušky odebraných vzorků. Celkem bylo realizováno 39 diagnostických sond. Ověření vyztužení bylo provedeno kombinací nedestruktivních metod, doplněných semidestruktivními sekanými sondami. Při aplikaci

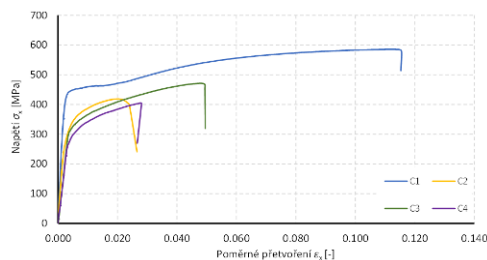
NDT metod byly použity elektromagnetický indikátor výztuže Profometer PM 630 a georadar Hilti PS1000 X-SCAN

Vyztužení konstrukce je provedeno z výztuže hladké (třmínky Ø6 mm), typu Laxor (třmínky Ø6 a výztuž desek) a z výztuže výstupkové (Ø14, 16 – průvlaky). Je nutno říci, že výztuž je na mnoha místech velmi zkorodovaná, Obr. 10. Na odebraném vzorku výztuže desky, jejíž jmenovitá plocha průřezu má být 28,26 mm², průměrná zbytková plocha vzorku byla spočtena po odstranění korozních produktů na 16,16 mm² a v nejslabším místě vzorku je plocha průřezu pouze 9,84 mm². Prut má plochu průřezu v průměru pouze 57 % původní plochy, a v nejslabším místě pouze 35 %. Díky nefunkčnosti izolací proti srážkové vodě v částech hlediště či přímo vystavení povětrnosti je logicky nejvíce korodována výztuž železobetonových desek bezprostředně pod hledištěm tribun, a v některých prvcích vložených polí. Korozí lze zaznamenat i u výztuže dalších vodorovných prvků pod hledištěm, tedy u příčných a podélných průvlaků, nicméně nedosahuje takového rozsahu, jako v případě desek, zde je možné ji považovat pouze za povrchovou, kdy zásadním způsobem neoslabuje vyztužený průřez. Nejméně je korozí postižena výztuž ve sloupech, zde je koroze zanedbatelná, nicméně podmínky pro její vznik jsou zde jednoznačně dány vysokým stupněm karbonatice do takové hloubky, že pasivační ochrana výztuže betonem již prakticky neexistuje.

Laboratorními tahovými zkouškami celkem 7 vzorků odebrané výztuže byly stanoveny meze kluzu o hodnotách 286 MPa až 441 MPa, meze pevnosti 318 MPa až 522 MPa, Obr. 11.



Obr. 10 Koroze výztuže



Obr. 11 Pracovní diagramy vybraných vzorků betonářské výztuže

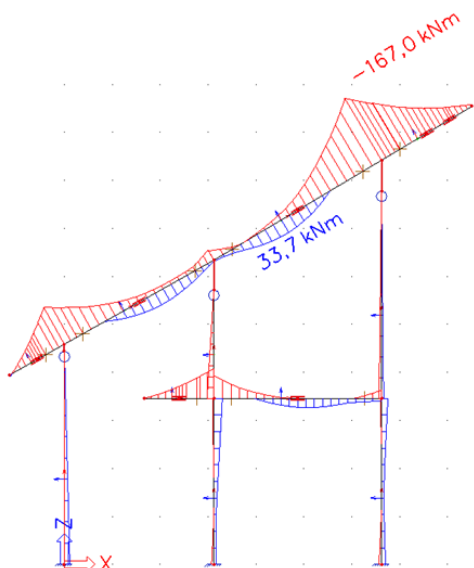
5 STATICKÝ PŘEPOČET

Výpočtové modely jsou vytvořeny v programu SCIA Engineer [5]. Pro ověření namáhání konstrukce byly vytvořeny 2 výpočtové modely. Prvním je 2D model rámu č. 6, který sloužil pro základní ověření statického a dynamického namáhání konstrukce tribuny, Obr. 12. Druhým je 3D deskostěnový model 5 příčných rámu (včetně 4 mezilehlých polí a podélných průvlaků), Obr. 13. Zde byly ve statické analýze analyzovány účinky nerovnoměrného poklesů pilířů rámu na přidavné namáhání dílčích konstrukčních prvků. Oba modely jsou vytvořeny s ohledem na stávající stav konstrukce. V místě hlav sloupů, kde jsou již vzniklé trhliny, jsou uvažovány klouby (volné pootočení ve směru rámu). Je totiž zřejmé, že výztuž sloupů v místě kloubů není dostatečně zakotvená do průvlaků. Podepření v patách sloupů je uvažováno jako vetknutí do základů.

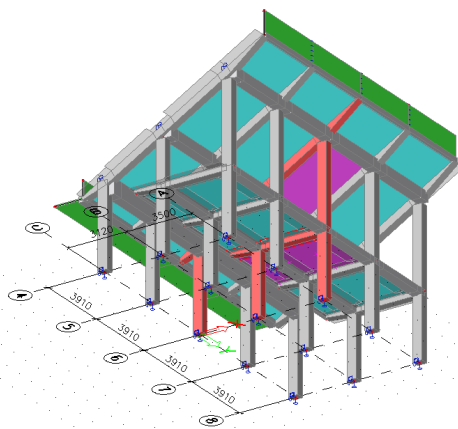
Statický výpočet typické části konstrukce tribuny byl proveden dle současně platných norem. Byla maximální snaha vycházet ze skutečného stavu objektu (pevnosti betonu, výztuže, vliv koroze). Jsou maximálně využívány normově možné redukce součinitelů zatížení

a materiálové součinitele (γ_f , γ_c). Užité zatížení tribuny je uvažováno hodnotou $5,0 \text{ kN/m}^2$ (na půdorysnou plochu) dle současně platných norem, i když v minulosti platily pro tribuny se stojícími diváky jiné hodnoty.

Je nutné poznamenat, že značně omezující pro výpočet je neexistence výkresů vyztužení jednotlivých prvků. Bylo proto nutno provést řadu sond k výtuži. Sond ale bylo možno provést jen určité omezené množství. V dalších částech nelze potvrdit ani vyloučit jiné vyztužení než ve sledovaných oblastech. To představuje značné riziko, protože v případě sanace konstrukce by bylo nutné sondáže k výtužím výrazně rozšířit.



Obr. 12 Obálka ohybových momentů na průvzlaku tribuny (MSÚ) – 2D model



Obr. 13 3D model tribuny

Statický výpočet ukázal na řadu nevyhovujících a staticky problematických míst. Na základě provedených výpočtů lze konstatovat následující statický stav:

- Zcela nevhodné je statické působení vložených šesti dilatačních polí. Ty mají velmi degradované uložení přes ozub a konzoly sloupů. Uložení je havarijní. Vložná pole nemají zajištěnu stabilní polohu. Riziko havárie je zde velmi vysoké.
- Bylo zjištěno, že stropní a tribunové desky mezi průvzlaky mají horní vyztuž ve staticky nevhodné poloze (sešlapaná). To má za následek, že desky nevyhovují na mezní stav únosnosti.
- Nevyhovující únosnost desek tribun je dále na mnoha místech zvýšena korozi vyztuže (zmenšení průměru a zhoršením fyzikálních vlastností vyztuže).
- U šikmých tribunových průvzlaků je pro dimenzování rozhodující průřez na sloupech v ose A vynášející vnější konzolu tribuny. Tento průřez nevyhovuje na mezní stav únosnosti ohybovým momentem. Problematické je i namáhání smykem průvzlaků, zejména z vnější strany tribun, kdy nebylo možné ověřit existenci ohybů (z vnitřní strany od sloupu B byly nelezeny). Vyztužení tříminky se v době provádění konstrukce dělalo v zásadě konstrukční, navrhovaly se zejména ohyby. Ty je ale bez výraznějších destruktivních zkoušek často obtížně nalézt.

- Nevyhovující namáhání konzoly je dále zesíleno případnými dynamickými účinky od pohybů diváků. Zrychlení konstrukce lze klasifikovat jako „nepohodlné“ pro diváky sedící na konzolové části tribuny.
- Je zřejmé, že nerovnoměrné sedání celé tribuny je poměrně velké (až 30 cm oproti referenčnímu rámu č. 30). Vzhledem k neexistenci dlouhodobého měření je ale tento jev velmi obtížně relevantně kvantifikovatelný pro výpočty. Nicméně studii bylo ověřeno, že tento jev mohl způsobit významné poruchy na podélných průvlacích a v hlavách sloupů.
- Samotné sloupy rámu vykazují schopnost přenést dané zatížení v mezním stavu únosnosti.
- Při ověřování dimenzování bylo zjištěno, že by řada prvků (desky, průvlaky) nevyhověla současně platným normám na mezní stavy použitelnosti (omezení napětí, šířky trhlin).

6 ZÁVĚRY

V rámci prací VUT Brno byla provedena celková pasportizace poruch objektu, rozsáhlý stavebně technický průzkum a komplexní přepočet betonové konstrukce tribun zohledňující skutečný stav. Je nutné říci, že na objektu tribun byla již minulosti provedena řada průzkumů a hodnocení. V podstatě všechny se společně s analýzou VUT shodují, že došlo k velmi výrazné degradaci a poškození nosné konstrukce (vysoká karbonatace betonu, lokálně masivní koroze betonářské výztuže, ztráta pasivační funkce krycích vrstev betonu). Bylo identifikováno závažné poškození konstrukce (dilatační pole), statickým výpočtem byla též prokázána nevyhovující mechanická odolnost řady prvků.

Jedná se o rozsáhlou betonovou konstrukci, která byla dlouhodobě vystavena účinkům povětrnosti. K tomu se přidala zanedbávaná údržba. Objekt tak bohužel sloužil ke svému účelu jen cca 40 let. Nyní je již více jak dvacet let uzavřen. Vzhledem k rozsahu poškození, velkým nákladům na případnou sanaci, a též vzhledem k současným požadavkům na nové stadiony, bylo doporučeno provést jeho demolici.

Literatura

- [1] Lidové noviny. V Brně: Vydavatelské družstvo Lidové strany v Brně, 1893-1945. ISSN 1802-6265. Ročník 43, č. 177 z 06. 04. 1935.
- [2] Rudé právo, 06. 11. 1953, dostupné z: <https://archiv.ucl.cas.cz/index.php?path=RudePravo/1953/11/6/4.png>
- [3] Rovnost. 1945-2004. Brno: Krajský výbor KSČ, 1945-2004. ISSN 0862-7967. Ročník 73, č. 166 z 13. 07. 1958.
- [4] Rovnost. 1945-2004. Brno: Krajský výbor KSČ, 1945-2004. ISSN 0862-7967. Ročník 75, č. 33 ze 07. 02. 1960.
- [5] Scia Engineer 21.1: A Nemetschek Company [online]. [cit. 2023-06-19]. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/scia-engineer>
- [6] ČSN 73 0038 – Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení, 11/2019.

EXPERIMENTÁLNA ANALÝZA KLENBOVÝCH MOSTOV V LABORATÓRNYCH PODMIENKACH

Ondrej Kridla ¹ - Peter Koteš ² - Patrik Kotula ³

ABSTRAKT

V článku je opísaná problematika analýzy klenbových mostov v laboratórnych podmienkach, ktorej účelom je zistiť skutočnú odolnosť klenbových mostov s vplyvom bočných stienok a bez ich vplyvu. Získané údaje budú implementované do numerických modelov slúžiacich k analýze skutočných klenbových mostov zabudovaných v železničnej a cestnej infraštruktúre.

1 Úvod

Klenbové mosty sú považované za vzácne odkazy umenia predchádzajúcich generácií. Aby boli zachované čo možno najdlhšie, je snahou neustále ich obnovovať a zachovávať ich pôvodný vzhľad. Aby sme vedeli čo najlepšie posúdiť ich skutočný skutkový stav a prípadne aj následne správne navrhnuť rekonštrukciu, musíme vedieť skutočné správanie s pôsobením všetkých konštrukčných častí klenbových mostov.

2 Príprava experimentálneho merania v laboratóriu

Zámerom merania v laboratórnych podmienkach je zistiť skutočné pôsobenie klenbových mostov s vplyvom bočných stienok a bez ich vplyvu.

Vybudovali sa dve vzorky experimentálnych klenieb bez stienok a dve vzorky experimentálnych klenieb so stienkami na oceľových úložných laviciach, ktorých tvar a konštrukčné riešenie nahrádza spodnú stavbu klenbových mostov a vyhovuje priestorovým podmienkam skúšobného laboratória.

Pri prvej vzorke experimentálnej murovanej klenby sa skúšalo aj otestovanie merania napätia v klenbe prostredníctvom zabudovaných strunových tenzometrov v betónových blokoch (pevnosť betónu približne odpovedala kvalite použitého murovacieho prvku) umiestnených v päte a $\frac{1}{4}$ klenby.

Geometrický tvar vzorky murovaných klenieb [1]: oblúkový tvar $R=1600$ mm, svetlá výška oblúka 700mm, svetlá dĺžka oblúka 2500mm, celková šírka 1200mm, celková dĺžka 3500mm, hrúbka klenby 140mm, výška bočnej stienky vo vrchole klenby 300mm.

Materiálové charakteristiky murovacích prvkov [2]: rozmery plnej pálenej tehly $290 \times 140 \times 65$ mm, objem. hmotnosť 1550 kg/m^3 , pevnosť v tlaku 20 N/mm^2 , pevnosť v ťahu za ohybu 4 N/mm^2 .

Materiálové charakteristiky murovacej malty [3]: malta vápenno - cementová s pevnosťou tlaku 5 MPa.

B2

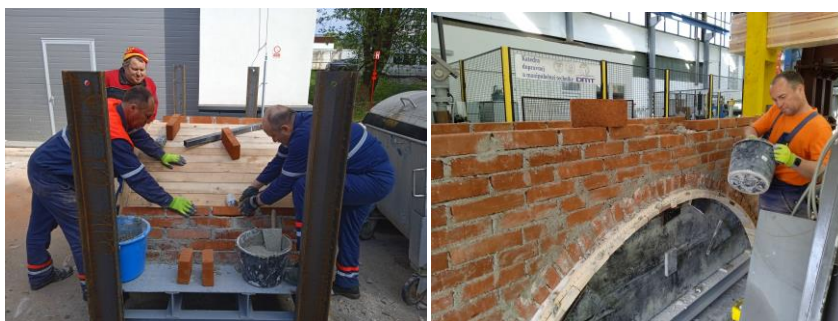
¹ Ing., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, Staničná 4, 066 01 Humenné

² Prof., Ing., PhD., Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

³ Ing., PhD., Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, I.mája 34, 010 02 Žilina



Obr. 1 Príprava prvej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb



Obr. 2 Príprava druhej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb



Obr. 3 Príprava tretej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb



Obr. 4 Príprava štvrtej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb

3 Experimentálne meranie v laboratóriu

Všetky klenby budú zaťažované vo vrchole osovou silou v minimálne v piatich fázach až do kolapsu vzorky a budú merané deformácie v strede rozpätia a v štvrtinách rozpätia klenby v závislosti na veľkosti pôsobiacej sily vo vrchole klenby.



Obr. 5 Zaťažovanie a porušenie prvej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb



Obr. 6 Zaťažovanie a porušenie druhej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb



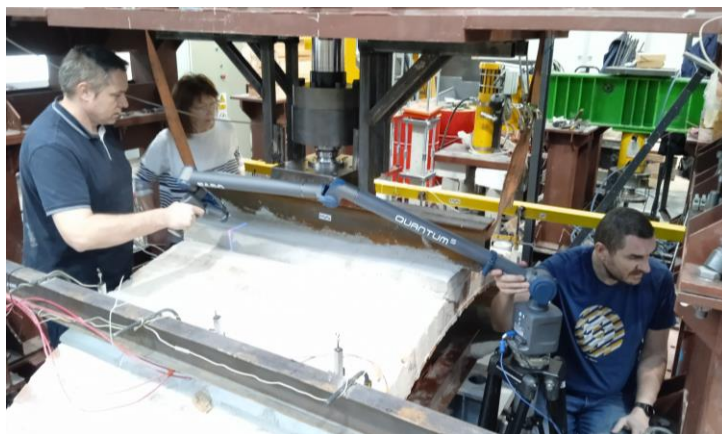
Obr. 7 Zaťažovanie a porušenie tretej vzorky z experimentálnych murovaných klenieb

Štvrtá vzorka z experimentálnych murovaných klenieb sa plánuje zaťažovať v priebehu októbra 2024.

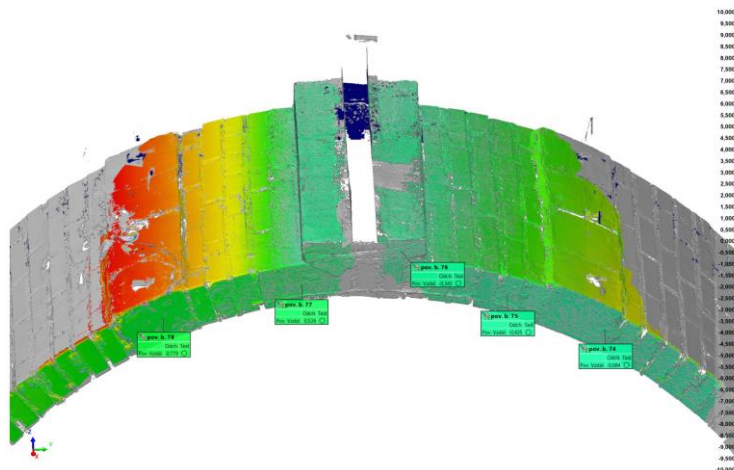
4 Vyhodnocovanie experimentálneho merania v laboratóriu

Pri vyhodnocovaní deformácií prvej vzorky sa použila aj geodetická metóda s použitím 3D skeneru v kombinácii s priamym meraním zvislej deformácie indukčnými lineárnymi snímačmi dĺžky HBM WA/50 mm osadených v strede a vo štvrtinách rozpätia.

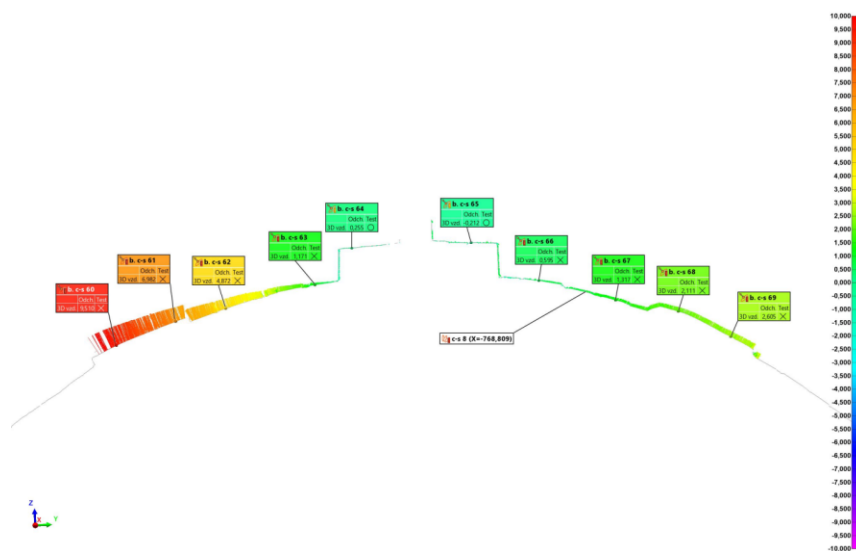
B2



Obr. 8 Geodetické meranie 3D skenerom počas jednotlivých fáz zaťaženia



Obr. 9 Geodetické meranie 3D skenerom – objemové zobrazenie výsledkov



Obr. 10 Geodetické meranie 3D skenerom –zobrazenie výsledkov v reze

5 Záver

Príspevok prezentuje prvotné výsledky experimentálnych meraní zameraných na murované klenbové mosty z tehál klasického formátu, ktorý bude slúžiť na hlbšiu analýzu skutočného pôsobenia týchto typov mostov v železničnej prevádzke. Numerické analýzy a výpočtové modely sa budú vykonávať v programe ATENA, ktorý je určený pre nelineárnu analýzu konštrukcií na báze metódy konečných prvkov. Výskum sa vykonáva v rámci dlhodobej spolupráce ŽSR, Výskumného a vývojového ústavu železníc Žilina a KSKM, Stavebnej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline.

Literatúra

- [1] Kridla, O.: Skutočné pôsobenie klenbových objektov, PDP, Žilina 2023
- [2] STN EN 771-1: 2011 (72 2632), Špecifikácia murovacích prvkov, Časť 1
- [3] STN EN 998-2: 2019 (72 2430), Špecifikácia mált na murivo Časť 2 Malta na murovanie

POUŽITIE NEDEŠTRUKTÍVNEJ AKUSTICKEJ EMISIE A NUMERICKEJ ANALÝZY NA SLEDOVANIE DEFORMÁCIÍ VLÁKNOBETÓNU

Martin Vavruš¹ - Peter Koteš² – Michal Zahuranec³ - Anna Adamczak-Bugno⁴

ABSTRAKT

Cieľom výskumu bolo overiť možnosť využitia nedeštruktívnej metódy akustickej emisie na posúdenie stavu betónu bez rozptýlenej výstuže a s rôznymi obsahom pridaných zakrivených ocelových vlákien. Počas experimentu bola vykonaná aj deformačná analýza pomocou MKP. Boli vykonané trojbodové ohybové skúšky pre tri typy nosníkov so súčasným získavaním signálov akustickej emisie a optickým záznamom deformácií. Zaznamenané signály boli rozdelené do tried pomocou algoritmu k-means a priradené k deštruktívnym procesom prebiehajúcim v materiáli. Modely jednotlivých výskumných prvkov boli vyrobené v programe Abaqus. Na základe vykonaných analýz sa zistilo, že práca betónového kompozitného materiálu pri zaťažení v závislosti od množstva pridaných vlákien je spojená s dosahovaním rôznych hodnôt napätí a deformácií, ako aj rozdielov v procese akustickej emisii.

1 ÚVOD

Betón vystužený ocelovými vláknami je kompozitný materiál vyrobený z cementu, minerálneho kameniva, piesku, vody a ocelových vlákien. Na rozdiel od konvenčného železobetónu ide o homogénny materiál s rovnomerne rozloženou výstužou. Základnými parametrami ocelových vlákien, ktoré ovplyvňujú vlastnosti kompozitného betónu, sú dĺžka vlákna, priemer, pevnosť v ťahu ocele použitej na jeho výrobu a jej geometria. Pomer štihlosti, definovaný ako pomer dĺžky vlákna k jeho priemeru, bol zavedený už dávno. Pomer štihlosti vlákna použitého ako výstuž by nemal byť menší ako "50". Ďalšou veľmi dôležitou vlastnosťou vlákna, ktorá nepopierateľne ovplyvňuje vlastnosti betónu, je jeho tvar. Tvar vlákien musí byť zvolený tak, aby konce vlákien boli čo najbezpečnejšie ukotvené v betónovej matici [1-2].

Primárnou funkciou ocelových vlákien v betóne je zníženie koncentrácie napätia. Keď sú vlákna rovnomerne rozložené v betóne, prenášajú zaťaženie cez existujúce diskontinuity betónovej matrice, ako sú trhliny alebo praskliny, pričom preberajú sily vyplývajúce zo zaťaženia. Tieto

¹ Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: martin.vavrus@uniza.sk

² prof. Ing. PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5663, e-mail: peter.kotes@uniza.sk

³ Ing., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: michal.zahuranec@uniza.sk

⁴ Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kielce University of Technology, Av. 1000-an. of Polish State 7, 25-314 Kielce, Poland;

sily sa prenášajú cez lom z jednej strany na druhú a znižujú napätia na konci lomu v dôsledku oveľa väčšieho Youngovho modulu pre oceľ vo vzťahu k matici okolitého betónu. Opísaný jav zabráňuje premene vnútorných mikrotrhlín na väčšie trhliny vedúce k deštrukcii betónu [2].

Rôzne výskumy a štúdie o využití nedeštruktívnej techniky na hodnotenie technického stavu zariadení a konštrukcií pracujúcich pri vysokom zaťažení sa uskutočňujú už najmenej v posledných desaťročiach. Osobitnú úlohu v tomto smere zohráva metóda akustickej emisie, ktorá umožňuje posúdiť celkový technický stav konštrukcie, a to ako pri jednorazovom zaťažení, tak aj pri dlhodobom monitorovaní objektu prevádzkovaného pri zaťažení [3].

Pojem akustická emisia (AE) je definovaný ako okamžité elastické vlny spôsobené náhlym uvoľnením energie uloženej v materiáli. Tieto vlny sú generované v miestach nazývaných zdroje AE a sú zvyčajne výsledkom niekoľkých javov, ktoré sa navzájom prekrývajú. V dôsledku aplikovaného vonkajšieho podnetu (napr. napätie, tlak, teplotný gradient, magnetické pole atď.) sa elastické vlny šíria od zdroja k povrchu hranice materiálu, kde môžu byť zaznamenané špeciálnymi prijímacími prevodníkmi [4].

V kompozitných materiáloch, za ktoré nepochybne treba považovať betón vystužený rozptýlenými oceľovými vláknami, je základným zdrojom akustickej emisie vznik a vývoj mikrotrhlín. Pri zaťažení sa môžu mikrotrhliny šíriť a stávajú sa aktívnymi zdrojmi AE. Ich veľkosť a miesto výskytu sú dôležitými faktormi pri analýze celistvosti konštrukcie, pretože nestabilné poruchy sa zvyčajne šíria dlho pred porušením konštrukcie. Takto vznikajúce diskontinuity sa stávajú aktívnymi zdrojmi AE, čo umožňuje odhaliť vznikajúce nebezpečenstvá [4].

2 MATERIÁLY A METÓDY

2.1 MATERIÁLY

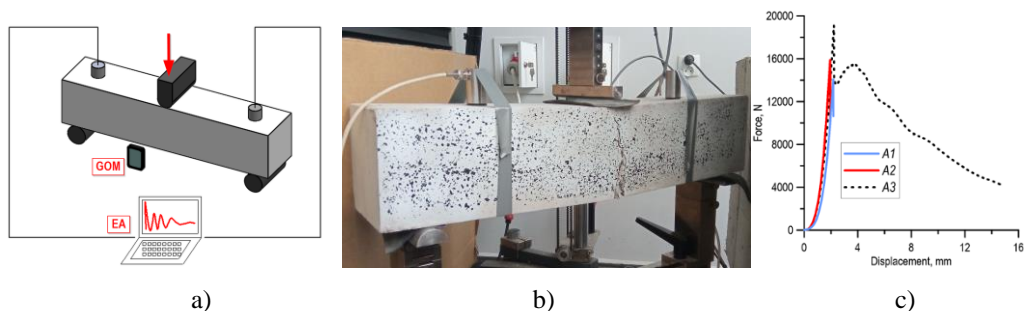
V testoch boli použité tri vzorky s rozmermi 150x150x700 mm. Vzorky boli odlišné z hľadiska obsahu oceľových vlákien. Referenčná vzorka A1 neobsahovala žiadne vlákna. Vzorka A2 obsahovala vlákna v množstve 40 kg/m³. Vzorka A3 obsahovala vlákna v množstve 60 kg/m³. Zloženie vzoriek je uvedené v tabuľke 1.

Tab. 1: Zloženie cementového kompozitu

Zloženie	Vzorka A1	Vzorka A2	Vzorka A3
CEM II/B-S 32,5R (Ladce)	400	400	400
Kamenivo 0/8 mm	910	910	910
Kamenivo 8/16 mm	685	685	685
Vysokopecná troska	80	80	80
Voda	200	200	200
Vlákná DRAMIX 3D	0	40	60

2.2 METÓDY

Vzorky vláknotetónu sa podrobili trojbodovému ohybu pomocou testovacieho stroja Zwick Roell. Počas skúšok boli zaznamenané nasledujúce signály: čas skúšky, posuv a sila zaťažujúca vzorku. Vzďialenosť medzi podperami v stroji bola 600 mm. Vzorky boli zaťažované do porušenia. Schéma a pohľad na skúšobný stroj je znázornená na obrázku 1.



Obr. 1: Test, a) schéma zapojenia, b) vzorka po zaťažení, c) Diagram sila-deformácia, chovanie sa vláknotónu pri zaťažení 3-bodovým ohybom

AE signály sa zaznamenávali počas testov. Na tento účel bol použitý procesor akustickej emisie AEWIn (od Mistras, USA) a dva snímače VS75-SIC-40dB od Vallen. Kvôli citlivosti merania AE senzorov bol proces kalibrácie AE senzorov vykonaný pred začiatkom cieľových meraní. Za týmto účelom boli vykonané odčítania parametrov signálu AE, generované referenčným zdrojom - lomeným grafitom ceruzky Pentel s priemerom 0,3 mm a tvrdosťou 2H, nastavenou pod uhlom 30 stupňov k povrchu testovaného prvku (zdroj Hsu-Nilsen). Dĺžka vyťaženej grafitu bola asi 2,5 mm. Rozbitie grafitu bolo spojené s emisiou signálov s amplitúdou nad 95 dB. Na základe toho sa zistilo, že signály sú zaznamenané správne.

Počas testov sa obraz prednej časti vzorky zaznamenal na neskoršie analýzy pomocou softvéru GOM Suite. Predná strana vzorky bola pred testovaním riadne pripravená nanosením vrstvy farby (zobrazenej na fotografii na obrázku 1b).

Ako výsledok trojbodových ohybových skúšok vzoriek vláknotónu boli na stroji na skúšanie pevnosti vykreslené diagramy sily-deformácie. Grafy sú znázornené na obrázku 1c. Maximálna sila zaznamenaná počas testu potrebná na porušenie vzorky sa zvyšovala so zvyšujúcim sa množstvom pridaných oceľových vlákien. Najnižšia sila bola zaznamenaná pri vzorke bez výstuže, zatiaľ čo pri vzorkách s obsahom vlákien 60 % bola maximálna zaznamenaná sila vyššia asi o 35 %. Pre vzorku so 40% obsahom vlákničky bola maximálna sila počas testu vyššia o cca. 12 % vo vzťahu k východiskovej vzorke (nevystužené) (Tab. 2). Pri vláknotónovej vzorke bez výstuže a so 40 % podielom prídavku oceľových vlákien došlo pri skúške k porušeniu krátko po dosiahnutí maximálnej sily. Získané experimentálne výsledky sa stali podkladom pre realizáciu numerických výpočtov.

Tab. 2: Výsledky zo zaťažovacej skúšky pomocou 3-bodového ohybu.

Vzorka	Max. sila [N]	Deformácia (pre max. silu) [mm]	Max. deformácia [mm]
A1	14 068	2,18	2,18
A2	15 882	1,94	1,95
A3	19 088	2,22	14,70

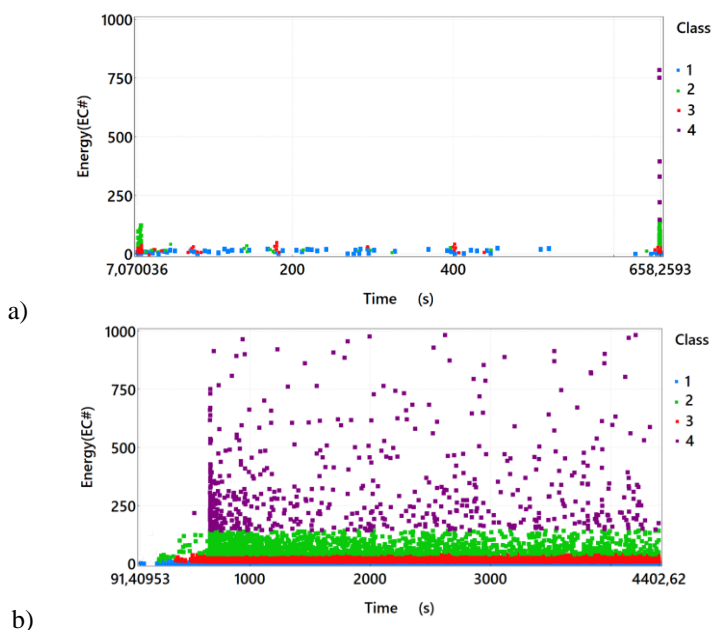
Na vytvorenie základne referenčných signálov pre procesy deštrukcie vo vzorkách vláknotónu bolo použitých 14 parametrov signálov: trvanie, čas nábehu, čas rozpadu, RMS, počet, počet vrcholov, amplitúda, energia, priemerná frekvencia, frekvencia dozvuku, počiatková frekvencia, absolútna frekvencia, sila signálu a priemerná úroveň signálu (ASL).

Po rozdelení zaznamenaných AE signálov do štyroch tried pomocou algoritmu k-means bol ako ilustrácia prebiehajúcich procesov použitý jeden zo štrnástich parametrov akustickej emisie,

ktorým je energia signálu. Jednotlivé triedy signálov EA boli na základe predbežných štúdií priradené k procesom prebiehajúcim v štruktúre testovaného materiálu:

- Trieda 1 (modrá) – iniciácia mikrotrhlín;
- Trieda 2 (zelená) – tvorba a šírenie trhlín;
- Trieda 3 (červená) – vznik trhlín, drvenie betónu;
- Trieda 4 (fialová) – plastická deformácia, porušenie materiálu.

Analýzou rozloženia energie signálov akustickej emisie jednotlivých tried v čase pre vzorku A1 (obr. 2a) možno pozorovať, že signály prvých troch tried sa objavujú v časovom priebehu od začiatku procesu zaťaženia. Najmä prítomnosť signálov triedy 3 naznačuje, že pri nízkej úrovni zaťaženia a deformácie v ťahovej zóne prvku došlo k poškodeniu vedúcemu k jeho porušeniu. Výskyt signálov triedy 4 sa rovnal porušeniu prvku.



Obr. 2: Graf energie v čase, berúc do úvahy rozdelenie zaznamenaných signálov akustickej emisie do tried pre vzorku a) A1 a b) A3.

Analýzou rozloženia energie signálov akustickej emisie jednotlivých tried v čase pre vzorku A3 (obrázok 2b) možno pozorovať, že v časovom priebehu, v prvej fáze testu, sú prítomné signály triedy 1, čo naznačuje vznik mikrotrhliny v materiáli pri zaťažení. Až po 300 s skúšky sa začnú objavovať signály triedy 2 súvisiace s tvorbou a šírením trhlín v ťahovej zóne. Čoskoro po výskyte signálov 2. triedy sa objavujú aj signály 3. triedy, ktoré súvisia so vznikom trhlín a postupným drobením betónu v blízkosti rozširujúcej sa trhliny. Signály triedy 4 sa objavia po 600 sekundách. Pri porovnaní distribúcie signálov triedy 4 charakteristických pre vzorku A3 so vzorkou A1 je možné pozorovať, že ich počet je výrazne vyšší. V prípade vzorky vystuženej rozptýlenou oceľovou výstužou signalizujú signály triedy 4 praskanie materiálu a vytváranie takzvaných „mostov“ spojených s preberaním zaťaženia vláknami. Vzor porušenia vzorky nie je náhly. Zaťaženie je sprevádzané poklesmi a nárastmi hodnoty sily, pričom deformácia sa zvyšuje.

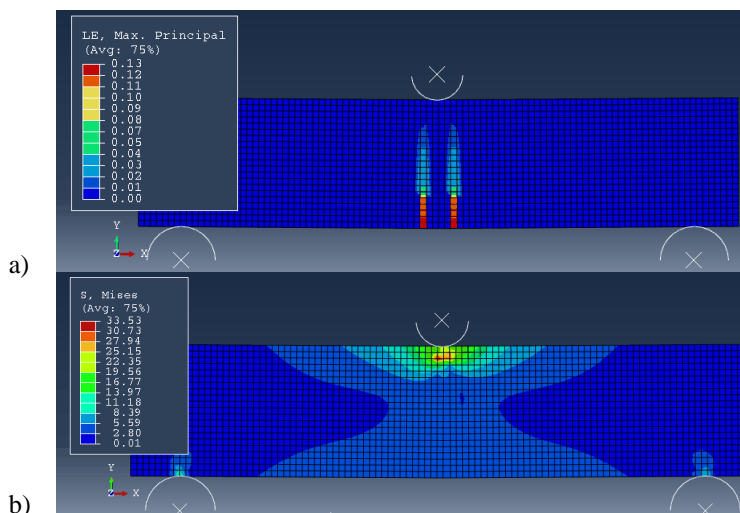
3 NUMERICKÝ MODEL VLÁKNOBETÓNU

Numerické výpočty modelov vláknobetónových prvkov boli vykonané pomocou softvéru Abaqus, ver. 2017. Bola modelovaná trojbodová ohybová skúška vláknobetónových nosníkov s rôznym obsahom oceľových vlákien. Použil sa plochý (2D) numerický model nosníka. Valce na podperách a zaťažovací valec boli modelované ako tuhé konštrukcie. Medzi valcami a nosníkom bol modelovaný povrchový kontakt. Pri možnostiach okrajových podmienok bola zablokovaná možnosť posunutia dvoch spodných valcov, pričom na horný valec pôsobila záťaž v podobe posunu (posun pozdĺž osi y). Hodnota posunu v numerickom výpočtovom programe bola zvolená na základe experimentálnych výsledkov, čo bol posun zaznamenaný pri maximálnej sile počas testu. V numerickom modeli nosníka boli použité 4-uzlové konečné prvky.

Na základe numerických výpočtov boli stanovené vybrané hodnoty mechanických polí vznikajúcich v analyzovaných vláknobetónových prvkoch pri zaťažovaní. Uvádzajú sa výsledky získané pre: efektívne napätie (podľa von Misesa) a maximálne hlavné napätie (prvé hlavné napätie) (obr. 3a,b, tabuľka 3).

Najvyššia úroveň efektívneho napätia (podľa von Misesa) sa vyskytla pre vláknobetónovú vzorku bez pridania výstužných oceľových vlákien. Keď sa percento oceľových vlákien v betóne zvýšilo (40 % a 60 %), pozoroval sa pokles maximálnej efektívnej úrovne napätia. Pokles úrovne efektívneho napätia pre vzorku bez výstuže a s podielom oceľových vlákien (A3, 60 %) bol asi 35 %. Naopak, najvyššia úroveň maximálneho hlavného napätia bola zaznamenaná pri analyzovanej vzorke betónu s podielom oceľových vlákien na úrovni 60 %. Bola asi o 1/3 vyššia ako u vzorky bez podielu výstuže oceľovými vláknami (A1).

V prípade rozdelenia polí maximálnych hlavných deformácií možno pozorovať určité rozdiely medzi východiskovým materiálom (A1) a ostatnými analyzovanými materiálmi (A2, A3). Rozdiely boli spôsobené podielom oceľových vlákien v betóne označenom A2 a A3. Charakter rozloženia efektívnych napätí v priereze analyzovaných vzoriek bol podobný pre tri materiály zahrnuté do numerickej analýzy.



Obr. 3: Numerické výsledky vláknobetónu, a) vzorka A1, b) vzorka A3

Tab. 3: Maximálne hodnoty vybraných parametrov z numerického modelu.

Numerické výsledky/ vzorky	A1	A2	A3
σ_{eff} (Misses) [MPa]	51,80	48,93	33,53
ε_1 , %	13,31	20,01	21,12

4 ZÁVERY

Na základe vykonaných výskumov a analýz boli vyvedené tieto závery:

- Potvrdilo sa, že pridanie zakrivených oceľových vlákien do betónu má pozitívny vplyv na zlepšenie pevnosti vzoriek vystavených trojbodovému ohybu;
- Zaťaženie pomocou trojbodového ohybu vláknobetónových vzoriek je spojené s emisiou akustických signálov charakteristických pre rôzne deštruktívne procesy prebiehajúce v materiáli;
- Pridanie oceľových zakrivených výstužných vlákien vo forme rovnomerne rozmiestnenej výstuže mení počet a rozloženie signálov akustickej emisie jednotlivých tried;
- Rozdiely v počte a rozložení signálov akustickej emisie jednotlivých tried sú pozorované pri nízkej úrovni zaťaženia a deformácií.
- Metóda akustickej emisie je veľmi užitočná pri monitorovaní prvkov alebo konštrukcií vyrobených z betónu vystuženého rovnomerne rozloženými oceľovými vláknami pri zaťažení.
- Ukázalo sa, že numericky určené efektívne úrovne napätia klesali so zvyšujúcim sa podielom oceľových vlákien v betóne. Maximálne úrovne prvých hlavných napätí sa však zvýšili (najvyššia hodnota pre materiál vzorky A3).

PodĎakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24 a podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy APVV-23-0626.

Literatúra

- [1] Allen, H.G. The purpose and methods of fibre reinforced. Prospect of Fibre Reinforced Construction Materials. In Pro-ceedings of an International Building Exhibition Conference Sponsored by the Building Research Station, Olympia; London, UK, 24 November 1971, pp. 3–14.
- [2] Bywalski, C.; Kaźmierowski, M.; Kamiński, M.; Drzazga, M. Material Analysis of Steel Fibre reinforced High-Strength Concrete in Terms of Flexural Behaviour: Experimental and Numerical Investigation. *Materials* 2020, 13, 1631
- [3] Aggelis, D.G.; El Kadi, M.; Tysmans, T.; Blom, J. Effect of propagation distance on acoustic emission fracture mode classification in textile reinforced cement. *Constr. Build. Mater.* 2017, 152, 872–879.
- [4] Ono, K. Rayleigh wave calibration of acoustic emission Sensors and ultrasonic transducers. *Sensors* 2019, 19,3129

VPLYV ÚROVNE PREDPÄTIA CELOZÁVITOVEJ KOTEVNEJ TYČE NA RÝCHLOSŤ KORÓZIE

Michal Zahuranec¹ - Peter Koteš² - Martin Vavruš³

ABSTRAKT

Tento príspevok prezentuje experimentálny výskum korózie na ocelových predpínacích tyčiach CKT, ktoré sú vyrábané z vysokoakostnej ocele triedy Y 1050 (1050 MPa). Experiment bol vykonaný pomocou zrýchlenej elektrochemickej skúšky korózie. Sledovali a skúmali sa aspekty vplyvu veľkosti elektrického prúdu a časová závislosť na rýchlosť korózie a hlavne vplyv veľkosti ťahovej sily v predpínacej tyči na rýchlosť korózie. Výsledky experimentu ukázali, že ak je vzorka pod napätím, tak jej stupeň korózie sa zvyšuje. Pri maximálnej zvolenej veľkosti sily 90% z nameranej medzi pevnosti predpínacej tyče sa stupeň korózie zvýšil o 7,3% ako pri nulovej veľkosti sily. Teoretický stupeň korózie bol vypočítaný pomocou Faradayovho zákona, ktorý umožnil predpovedať hrubý odhad aký stupeň korózie získame pri známych vstupných údajov. Experimentálne výsledky ukázali, že neexistuje žiadny zjavný rozdiel v morfológii korózie vzorky počas rovnakého časového vplyvu korózie pri rovnakej veľkosti sily vo vzorke s rovnakou veľkosťou elektrického prúdu.

1 ÚVOD

Faktorov, ktoré môžu vplývať na poškodenie konštrukcií a mostov je mnoho, napríklad posun základov, preťaženie konštrukcie, náhodné mechanické poškodenia a iné. Avšak poškodenie železobetónových alebo predpätých konštrukcií dôsledkom korózie výstuže je jedným z významných vplyvov, ktoré ovplyvňujú spoľahlivosť a tiež zostatkovú životnosť konštrukcií a mostov, čo môže viesť k porušeniu a následne aj ku strate na životoch [1]. Takmer všetky materiály používané v stavebníctve podliehajú degradácii. V stavebníctve sú najpoužívanejšími materiálmi betón, betonárska a predpínacia výstuž. Korózia výstuže je jednou z najznámejších spôsobov degradácie železobetónových prvkov.

Fyzikálno-chemické reakcie zapríčinené koróziou trvalo menia chemické, fyzikálne a mechanické vlastnosti materiálu [2]. Samotné prejavy korózie bývajú veľmi rozmanité a závisia od charakteru materiálu (kovu, skla, polymérov), prostredia a všetkých vonkajších a vnútorných faktorov. V prípade betonárskej výstuže alebo predpätej výstuže, korózia v prvom rade (primárne) spôsobuje znižovanie priečneho rezu výstuže, čo ovplyvňuje odolnosť prvku (medzný stav únosnosti). Následne (sekundárne) môže korózia tiež spôsobiť významné poškodenie ako napríklad trhliny v betóne, hlavne v krycej vrstve, drvenie betónu, korózne sfarbenie alebo iné príznaky poškodenia železobetónu alebo predpätého betónu, prípadne degradáciu samotného betónu. To znamená, že ovplyvňuje používateľnosť konštrukcie (medzný stav používateľnosti).

¹ Ing., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5672, e-mail: michal.zahuranec@uniza.sk

² prof. Ing., PhD, Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5663, e-mail: peter.kotes@uniza.sk

³ Ing., PhD., Katedra stavebných konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (041) 513 5666, e-mail: martin.vavrus@uniza.sk

Korózia výstuže (korózný úbytok) je pomerne komplikovaný proces, ktorý je možné merať buď v zrýchlených podmienkach v koróznej komore, in-situ na reálnych vzorkách, prípadne urýchleným testom v laboratóriu pomocou elektro-chemickej korózie [3]. Je zrejmé, že v rámci celého sveta sú rôzne agresívne prostredia, ktoré ovplyvnia konečnú hodnotu koróznej rýchlosti. Mnoho výskumov bolo zameraných viac na koróziu klasickej betonárskej výstuže ako na koróziu predpínacej výstuže.

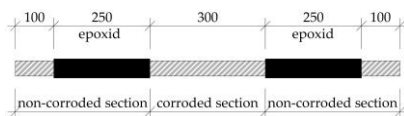
Preto je potrebné taktiež preskúmať zrýchlenú koróznú skúšku na predpínacích tyčiach v rôznych zvolených veľkostiach ťahovej sily. Keďže rýchlosť korózie ocele v podmienkach atmosférickej korózie je relatívne pomalá, je ťažké získať očakávaný stupeň korózie v krátkom čase. Preto bola v experimentálnych meraniach použitá elektrochemická korózia ako v experimentoch [4,5], čím sa dosiahol značný stupeň korózie v relatívne krátkom čase na analýzu vplyvu korózie na predpínacie tyče. Externý elektrický prúd je všeobecne používaný pri elektrochemickej zrýchlenej korózii na simuláciu korózneho porušenia výstuže pri určitom čase. Pri elektrochemickej koróznej skúške sa korózný proces výstuže urýchľuje za podpory externého elektrického prúdu. Je potrebné poznamenať, že neexistuje žiadny štandardný postup pre elektrochemickú koróznú skúšku [2].

Cieľom tohto príspevku je preskúmať proces korózie celozávitovej predpínacej tyče CKT z vysokoakostnej ocele triedy Y 1050 (1050 MPa). Experiment bol zameraný na elektrochemickú zrýchlenú koróznú skúšku pomocou jednosmerného elektrického prúdu, pri rôznych veľkostiach ťahovej sily k závislosti na čase a veľkosti elektrického prúdu, keďže v tejto oblasti je pomerne málo vykonaných výskumov.

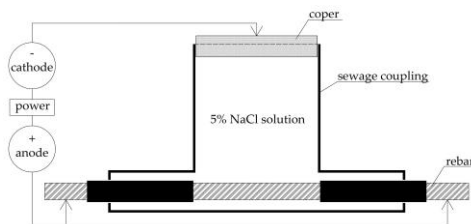
2 PRÍPRAVA VZORIEK A ZAPOJENIE ELEKTRICKÉHO PRÚDU

Zrýchlenie procesu korózie na predpínacích tyčiach bolo pomocou elektrochemickej zrýchlenej skúšky. Zdroj elektrickej energie a presne zvolenú veľkosť elektrického prúdu dodával prístroj Keysight Technologies N8739.

Korózne skúšky sa vykonali v akreditovanom laboratóriu na Žilinskej univerzite v Žiline, Stavebná fakulta. Predpínacie tyče boli uložené do plastovej spojky, ktorá bola naplnená soľným roztokom s 5% koncentráciou NaCl. Koróznemu úbytku bola vystavená len určitá dĺžka vzorky, zvyšok vzorky bol chránený epoxidovým náterom, obr. 1. Anóda (plus) bola pripojená na predpínaciu tyč na oboch stranách a katóda (mínus) bola pripojená na medený plech, ktorý bol zvislo vložený do soľného roztoku do hĺbky cca 4 cm (obr. 2). Skúška bola vykonávaná v laboratóriu pri teplote 20°C, teplota soľného roztoku bola 15°C s pH v rozsahu 6.3 až 7.4.



Obr. 1: Schéma a rozmery skúšanej vzorky (jednotky: mm)



a)



b)

Obr. 2: Schéma a zobrazenie pripojenia obvodu vzorky: (a) schéma zapojenia; (b) fotografia zo skutočného zapojenia

3 TEORETICKÝ VÝPOČET POMOCOU FARADAYOVHO ZÁKONA

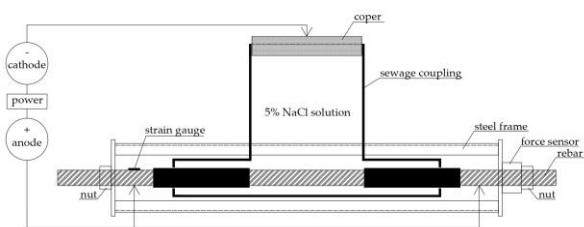
Teoretický stupeň korózie (zmenu hmotnosti) môžeme vypočítať pomocou rovnice na základe Faradayovho zákona, kde teória hovorí, že hmotnosť látky vylúčenej elektrolytom je priamo úmerná elektrickému náboju prenesenému pri elektrolýze a atómovej hmotnosti látky a nepriamo úmerná nábojovému číslu danej látky.

$$\eta_{fr} = \frac{\Delta m}{m} = \frac{M \times I \times t}{m \times Z \times F} = \frac{M \times I \times t}{\pi \times r^2 \times \rho \times l \times Z \times F}$$

4 VPLYV VEĽKOSTI SILY NA KORÓZIU

Pri ťahovej skúške tyčí bola nameraná sila na medzi pevnosti 235 kN, preto sa zvolili tri úrovne sily v predpínacej tyči (0, 85, 170 a 210 kN), čo znamená 0%, 35%, 75% a 90% využiteľnosť z nameranej medzi pevnosti. Skúška sa vykonávala v rovnakom časovom úseku pre každú zvolenú veľkosť sily a to po 20 dňoch (480 h). Veľkosť elektrického prúdu bola zvolená 0.25 A.

Na obr. 3 je znázornený prípravok na predpínanie - dve oceľové dosky, na ktoré sú privarené štyri L-profily. Predpínacia tyč bola umiestnená v strede oceľovej dosky. Na jednom konci sa umiestnil tenzometrický snímač sily s čelnou doskou, ktorý sa zaistil maticou. Na predpínaciu tyč boli nainštalované dva fóliové tenzometrické snímače. Ťahová sila sa realizovala elektrickou hydraulickou pumpou a hydraulickým lisom. Ťahová sila sa aplikovala až do dosiahnutia požadovanej veľkosti ťahovej sily. Tenzometrické snímače sa ponechali na vzorkách a po zvolenom čase na skorodovanie vzorky sa veľkosť ťahovej sily znova zmerala.



a)



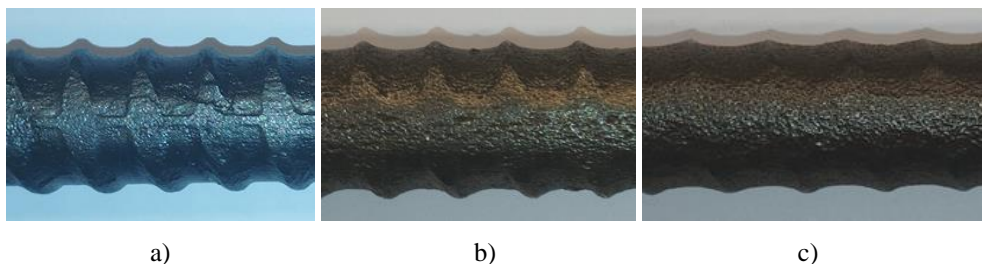
b)

Obr. 3: Schéma predpínania a zobrazenie pripojenia obvodu: (a) schéma zapojenia v predpätom stave; (b) fotografia zo skutočného zapojenia predpätých vzoriek

5 VÝSLEDKY

5.1 MORFOLÓGIA KORÓZIE

Morfológia korózie vzorky pri rôznom čase korózie je znázornená na obr. 4. Na obrázkoch je vidieť rovnomerné korózne napadnutie. Rovnomerná korózia je charakteristická vyváženým rozpúšťaním celého povrchu materiálu. Po predĺžení času korózie z 10 dní na 20 dní a následne na 30 dní sa hĺbka korózných jamiek mierne zväčšila, plochy korózie postupne rozširovali, priečne a pozdĺžne rebrá postupne mizli. Celkovo bola hĺbka lokálnych korózných jamiek relatívne malá, preto morfológia korózie bola definovaná ako rovnomerná.



Obr. 4: Morfológia korózie, vzorky pri rôznom čase korózie: a) skorodovaná vzorka po 10 dňoch; b) skorodovaná vzorka po 20 dňoch; c) skorodovaná vzorka po 30 dňoch

5.2 ÚČINNOSŤ ELEKTRICKÉHO PRÚDU

Účinnosť elektrického prúdu a percentuálnu odhadovanú stratu korózie bola vypočítaná pomocou Faradayovho zákona. Teoretický stupeň korózie bol potvrdený pomocou experimentálneho stupňa korózie. Porovnanie odchýlky môžeme vidieť v Tab. 1

Je vidieť, že účinnosť prúdu sa pohybovala od 92.0% do 96.43%. Výsledky ukázali, že účinnosť prúdu je nižšia ako 100%, čo je bežným javom.

Tab. 1: Efektívnosť elektrického prúdu

Veľkosť elektrického prúdu (A)	Čas (dni)	Teoretická korózia n_{fr} (%)	Experimentálna korózia n_{ex} (%)	Efektívnosť elektrického prúdu (%)
0.25	10	3.50	3.22	92.00
	20	7.00	6.54	93.42
	30	10.50	9.78	93.14
0.5	10	7.00	6.52	93.14
	20	14.00	13.37	95.50
	30	21.00	20.07	95.57
	10	10.50	10.12	96.38

0.75	20	21.00	20.25	96.43
	30	31.50	29.74	94.41

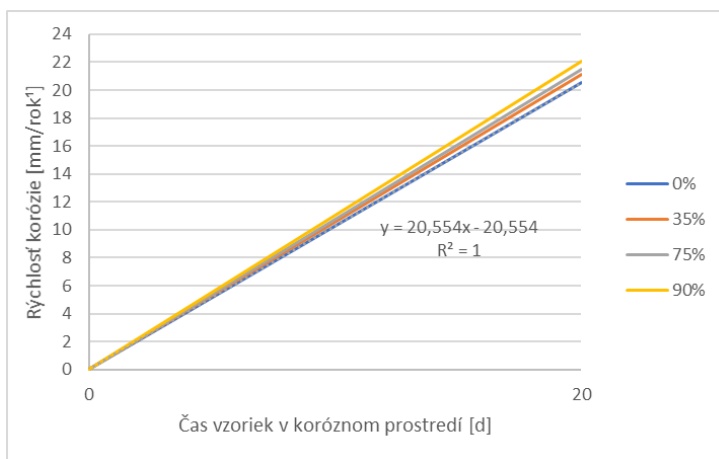
5.3 VPLYV VEĽKOSTI SILY NA KORÓZIU

Stupne korózie vzoriek pri každej zvolenej veľkosti sily v predpínacej tyči k jednotnému času 20 dní sú uvedené priemerné hodnoty v Tab. 2.

Tab. 2: Stupeň korózie vzoriek od veľkosti sily v závislosti k jednotnému času 20 dní

Veľkosť sily (%)	Čas (dni)	Teoretická korózia n_{fr} (%)	Experimentálna korózia n_{ex} (%)	Efektívnosť elektrického prúdu (%)
0 %	20	7.00	6.54	93.42
35 %	20	7.00	6.72	96.00
75 %	20	7.00	6.84	97.71
90 %	20	7.00	7.02	100.29

Zvýšená rýchlosť korózie sa potvrdila, kde pri veľkosti ťahovej sily 35% sa rýchlosť korózie zvýšila o 2.8%, pri veľkosti ťahovej sily 75% sa rýchlosť zvýšila o 4.6% a pri veľkosti ťahovej sily 90% sa rýchlosť korózie zvýšila o 7.3%, voči nulovej sile, obr. 5.



Obr. 5: Zvýšená rýchlosť korózie vplyvom zvyšovania veľkosti ťahovej sily v predpínacej tyči za 20 dní

6 ZÁVERY

Na základe uskutočnených korózných meraní je možné sformulovať závery z vykonanej štúdie:

1. Experimentálne výsledky ukázali, že neexistuje žiadny zjavný rozdiel v morfológii korózie vzorky počas rovnakého časového vplyvu korózie pri rovnakej veľkosti sily vo vzorke s rovnakou veľkosťou elektrického prúdu.
2. Veľkosť elektrického prúdu výrazne ovplyvňuje koróziu predpínacích tyčí. Hodnota 0.25 A je optimálna veľkosť elektrického prúdu pre zvolený priemer vzorky, ktorá nevytvára výraznú jamkovú koróziu na začiatku a konci korózneho oblasti vzorky. Táto jamková korózia by mohla mať pri predopnutých vzorkách za následok predčasné porušenie, respektíve roztrhnutie vzorky.
3. Efektívnosť elektrického prúdu bola mierne nižšia ako teoreticky vypočítaná pomocou Faradayovho zákona. To mohlo nastať vplyvom straty prúdu v konkurenčných reakciách, tým pádom len časť vonkajšieho prúdu oxiduje anódou na tvorbu korózných produktov. Hoci Faradayov zákon neplatí presne, ale je možné predpovedať hrubý odhad aký stupeň korózie získame pri známych vstupných údajoch.
4. Experimentálne ale aj teoretické výsledky korózie pri rôznych časových závislostiach ukazujú že stupeň korózie sa zvyšoval s predlžovaním času korózneho skúšky a stupeň korózie s časom mal lineárny priebeh.
5. Veľkosť sily ovplyvnila stupeň korózie predpínacej tyče. Čím vyššia veľkosť sily, tým vyšší je stupeň korózie. Stupeň korózie vzorky pri maximálnej zvolenej veľkosti sily 90% sa stupeň korózie zvýšil o 7,3% ako pri nulovej veľkosti sily.

Avšak z uvedených experimentálnych meraní je zjavné, že sú potrebné ďalšie merania, ktoré umožnia jej lepšie preskúmanie danej problematiky.

B2

PodĎakovanie

Tento článok vznikol za finančnej podpory Grantovej agentúry VEGA SR v rámci riešenia úloh 1/0321/24 a podpory Agentúry na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy APVV-23-0626.

Literatúra

- [1] STN 03 8137, Corrosion prevention. Metals, alloys and metal coatings. Metallographic examination of corrosion stress
- [2] Hadzima B., Liptáková T., Základy elektrochemickej korózie kovov, Žilinská univerzita v Žiline/EDIS – vydavateľstvo ŽU 2008
- [3] Moravcik M., Bujnakova P., Bahleda F., Failure and damage of a first-generation precast prestressed bridge in Slovakia, 2020 fib. International Federation for Structural Concrete
- [4] Tu B., Dong Y., Fang Z., Time-Dependent Reliability and Redundancy of Corroded Prestressed Concrete Bridges at Material Component, and System Levels, Journal of Bridge Engineering 24 (9), 2019
- [5] Wu X., Li L., Li H., Li B., Ling Z., Effect of strain level on corrosion of stainless steel bar. Construction and Building Materials, 163 (2018) 189-199

Autori zodpovedajú za obsahovú, odbornú a jazykovú úroveň príspevkov.

Príspevky boli recenzované.

Názov: **Betonárske dni 2024**
Zborník prednášok

Vydala Slovenská technická univerzita v Bratislave vo Vydavateľstve SPEKTRUM STU

Autori: Kolektív
Redakčná úprava: doc. Ing. Róbert Sonnenschein, PhD.
Vydanie: prvé, október 2024
Rozsah: 378 strán
Formát: B5

elektronický zborník

ISBN 978-80-227-5442-2