# 46. ZBORNIK ZBOROVANJA GRADBENIH KONSTRUKTORJEV SLOVENIJE

13./14. NOVEMBER 2025 PORTOROŽ

PRIMOŽ MOŽE MATIJA GAMS DANILO MALNAR

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Narodna in univerzitetna knjižnica, Ljubljana

692(082)
624(082)

ZBOROVANJE gradbenih konstruktorjev Slovenije (46 ; 2025 ; Portorož)
46. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije : 13./14. november 2025, Grand hotel Bernardin, Portorož / uredniki Primož Može, Matija Gams, Danilo Malnar. - Ljubljana : Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, 2025

ISBN 978-961-93926-9-0
COBISS.SI-ID 255458307

**Uredniki:**
Primož Može
Matija Gams
Danilo Malnar

**Člani znanstvenega odbora in recenzenti znanstvenih prispevkov:**
David Antolinc
Boštjan Brank
Leon Hladnik
Gorazd Humar
Jože Korelc
Meta Kržan
Jože Lopatič
Lara Slivnik
Andrej Štrukelj
Mojmir Uranjek
Gregor Vilhar

**Izdalo in založilo:** Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, Jamova 2, Ljubljana, 2025

**Oblikovanje naslovnice:** Veronika Saje

**Tisk:** Formatisk, Ljubljana

**Naklada:** 250 izvodov

**Cena:** Knjiga je brezplačna

© Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, 2025

# P R E D G O V O R

Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev je 46. zborovanje ponovno organiziralo v Portorožu. Letos so se našemu vabilu odzvali strokovnjaki iz največjih svetovnih podjetij, ki so pripravili zanimiva in aktualna predavanja, predstavniki društev gradbenih konstruktorjev Severne Makedonije in Srbije, z visoko udeležbo pa ste naša prizadevanja nagradili številni udeleženci.

V prihodnjih letih nas zaradi uvedbe evrokodov druge generacije čakajo večje spremembe. Zato smo tudi letos v program vključili prispevke, ki obravnavajo projektiranje konstrukcij po novih standardih. Druga generacija evrokodov se je po vsebini zelo povečala (trenutno skupaj več kot 8000 strani). Preden bodo novi standardi zaživeli v praksi, bo treba pripraviti nove nacionalne dodatke in izobraževanja. Pri pripravi nacionalnih dokumentov je treba opredeliti nacionalne parametre, s čimer vplivamo na varnost, odpornost, trajnost in ekonomičnost obstoječih in novih objektov. Nacionalni dodatki morajo biti objavljeni do marca 2027, leto kasneje pa morajo biti evrokodi prve generacije umaknjeni. Za dosego tega cilja bo potrebna strokovna in finančna podpora ter sodelovanje več deležnikov – od državnih organov in strokovnih združenj do raziskovalnih ustanov in industrije.

Na 46. zborovanju bo predstavljenih 33 strokovnih in znanstvenih prispevkov z raznoliko vsebino. Med njimi je 5 vabljenih, 9 znanstvenih in 19 strokovnih prispevkov. Znanstvene prispevke so recenzirali člani znanstvenega odbora. Prispevke smo v zborniku razvrstili v naslednje tematske sklope:

- Vabljena predavanja,
- Konstrukcije,
- Aktualno v stroki,
- Mostovi,
- Utrjevanje in sanacije konstrukcij,
- Informacijska tehnologija v gradbeništvu,
- Eksperimentalna analiza konstrukcij.
- Numerična analiza konstrukcij in
- Zgodovina konstrukcij.

V prvem vabljenem predavanju nam bo Lorenz Haspel, direktor za raziskave in razvoj pri schlaich bergermann partner, predstavil prvi železniški jekleni ločni most z mrežastim sistemom vešalk, izdelanih iz kompozita iz ogljikovih vlaken. Nadaljevala bo Jennifer Anna Pazdon, podpredsednica in direktorica za Združeno kraljestvo podjetja CAST CONNEX, s predavanjem na temo vozlišč iz litega jekla, ki je v Sloveniji dokaj nepoznano področje. Po kosilu bomo slišali o trendih pri načrtovanju, gradnji in monitoringu mostov z velikimi razponi, predavanje dobitnika številnih priznanj in odlikovanj ter projektanta več kot 200 mostov, dr. h. c. Marjana Pipenbaherja. V petek dopoldne bo dr. Rajesh Rupakhety z Univerze na Islandiji predstavil študijo upoštevanja nelinearnih vplivov lokacije v verjetnostni analizi potresne nevarnosti za tla s plastmi lave. Zadnje vabljeno predavanje na temo tehničnih izboljšav pri projektiranju jeklenih in betonskih mostov, ki jih prinaša druga generacija evrokodov, bo imel Chris Hendy, tehnični direktor pri AtkinsRéalis, projektant večjih svetovnih mostov, aktiven član strokovnih delovnih skupin za razvoj evrokodov in avtor publikacij, ki so poznane projektantom mostov širom sveta.

Zborovanje je rezultat predanega prostovoljnega dela širšega organizacijskega odbora, ki z veliko zavzetostjo skrbi za širjenje znanja ter povezovanje strokovnjakov s področja gradbenih konstrukcij. Iskreno se zahvaljujem vsem, ki ste prispevali k uspešni izvedbi dogodka.

Posebna zahvala gre avtorjem in recenzentom za njihov dragoceni čas in trud, vložen v pripravo prispevkov. Zahvaljujem se tudi sponzorjem – vaša podpora nam omogoča uresničevanje vizije društva.

Vsem udeležencem želim uspešno delo, prijetno druženje in dobro počutje na zborovanju.

Portorož, 13.11.2025

Primož Može
Predsednik SDGK

## Zlati pokrovitelji zborovanja:

SCHÖCK
Steber zanesljivosti

SCIA IDEA StatiCa
A NEMETSCHEK COMPANY Calculate yesterday's estimates

SCIA gradbeni studio ALLPLAN

TRM

FINAL Pasarič

Feromat
Feromat d.o.o., Ljubljana

FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

## Pokrovitelji zborovanja:

iC ELEA

CGP

KOLEKTOR

CESTEL

LESPATEX

Preklade d.o.o.

RÖFIX
Gradbeni sistemi

DRI
upravljanje investicij

# V S E B I N A

## VABLJENA PREDAVANJA

*Znanstveni prispevek*
*Lorenz HASPEL*
CARBON NETWORK ARCH - A CASE STUDY OF THE ODER BRIDGE AT KÜSTRIN (KOSTRZYN NAD ODRĄ)..... 1

*Znanstveni prispevek*
*Marjan PIPENABHER*
AKTUALNI TRENDI PRI NAČRTOVANJU, GRADNJI IN MONITORINGU MOSTOV Z VELIKIMI RAZPONI ..... 15

*Znanstveni prispevek*
*Victor M. HERNÁNDEZ-AGUIRRE, Rajesh RUPAKHETY*
INCLUSION OF NON-LINEAR SITE-EFFECTS IN PSHA FOR A SOIL SITE WITH EMBEDDED LAVA LAYERS..... 33

*Znanstveni prispevek*
*Chris HENDY*
IMPROVEMENTS MADE IN THE SECOND GENERATION EUROCODES FOR STEEL AND CONCRETE BRIDGE DESIGN..... 41

## KONSTRUKCIJE

*Samo PERGAREC, Andreas SCHNUBEL, Knut STOCKHUSEN*
STRUCTURAL DESIGN AND INSTALLATION OF THE AL THUMAMA STADIUM ROOF ..... 61

*Anton HOČEVAR, Tomaž STRMOLE*
PROJEKTIRANJE FAKULTETE ZA FARMACIJO ..... 71

*Bruno DUJIČ, Jurij JANČAR, Blaž KOCINA, Žiga STEPIŠNIK*
IZVEDBA 5-ETAŽNE STAVBE V LESENEM MASIVNEM X-LAM SISTEMU..... 79

*Iztok ARNUGA, Patrick HUBER, Dieter PICHLER*
GRADNJA INŽENIRSKIH OBJEKTOV OB ŽELEZNIŠKI INFRASTRUKTURI: IZBRANI PRIMERI DRUGE PROGE MESTNE ŽELEZNICE V MÜNCHNU ..... 87

*Nejc HANŽEL, Borut KORPAR*
PRIZIDAVA KONZOLNIH NOSILCEV DOLŽINE 12,5 m NA HE ZLATOLIČJE..... 97

## AKTUALNO V GRADBENIŠTVU

*Branko ĐURIĆ, Uroš SELAN, Maruša ROT*
PRIKAZ SLABIH PRIMEROV V POSAMEZNIH FAZAH GRADITVE IN NJIHOV VPLIV NA GRADNJO..... 107

*Julien MERCIER, Antoine CARRY, Miha MARAŽ*
TENSHIELD – A LOW CARBON CEMENT FREE FILLER FOR POST TENSIONING TENDONS ..... 123

## MOSTOVI

*Rok MLAKAR, Jernej MAHER, Viktor MARKELJ*
NOVI MOST ZA PEŠCE IN KOLESARJE PRI ŠPICI V CELJU ..... 135

*Dominik KLEMENČIČ*
POKRIT LESENI MOST ČEZ POLJANSKO SORO NA HOTAVLJAH ..... 143

*Borut KORPAR*
REKONSTRUKCIJA TREH MOSTOV PREKO DOVODNEGA KANALA HIDROELEKTRARNE ZLATOLIČJE ..... 153

*Peter ZUPANČIČ, Simon ARČAN, Martin HOSTNIK*
PREMOŠČANJE KRAŠKIH POJAVOV V PREDORU T2 ..... 161

## UTRJEVANJE IN SANACIJE KONSTRUKCIJ

*Znanstveni prispevek*
*Ilma KULOVIĆ, Meta KRŽAN*
UČINKOVITOST UTRJEVANJA ZIDOVJA S FRP SISTEMI: PRIMERJAVA ANALITIČNIH PRISTOPOV Z EKSPERIMENTALNIMI REZULTATI ..... 173

*Znanstveni prispevek*
*Neja FAZARINC, Matjaž DOLŠEK*
MODEL PARAMETRIČNE POTISNE KRIVULJE ZA NAČRTOVANJE POTRESNE UTRDITVE STAVBNEGA FONDA ..... 183

*Peter HUBER, Felix WEBER, Luis PINTO*
OPTIMUM PROTECTION OF HOSPITAL TORRE SALVADOR ZUBIRÁN IN MEXICO CITY BY ADAPTIVE BASE ISOLATORS ..... 195

## INFORMACIJSKA TEHNOLOGIJA V GRADBENIŠTVU

*Luka GRADIŠAR, Tilen URBANČIČ , Miha HAFNER , Uroš BARLIČ*
DIGITALNI DVOJČEK PODPORNEGA ZIDU: FOTOGRAMETRIČNI ZAJEM IN SAMODEJNO ZAZNAVANJE ..... 209

*Nikola RAJIĆ,*
INTEGRATING PARAMETRIC DESIGN TOOLS INTO ENGINEERING WORKFLOWS: EXPERIENCE FROM LARGE-SCALE BRIDGE PROJECTS ..... 215

## EKSPERIMENTALNA ANALIZA KONSTRUKCIJ

*Mirko KOSIČ, Doron HEKIČ, Izabela Joanna DRYGALA*
MERITEV DINAMIČNE OBČUTLJIVOSTI BRVI ČEZ REKO SOČO V SOLKANU ..... 223

*Znanstveni prispevek*
*Maja KRESLIN, Mirko KOSIČ , Aljoša ŠAJNA , Andrej ANŽLIN , Doron HEKIČ , Vladimir POŽONEC , Petra TRILLER*
LABORATORIJSKE PREISKAVE STARIH PREDNAPETIH NOSILCEV ..... 233

*Mitja PAPINUTTI, Đorđe ĐUKIĆ , Andrej ANŽLIN*
MERITVE VIBRACIJ V GRAJENEM OKOLJU ..... 243

*Znanstveni prispevek*
*Maks ALIČ, Robert KLINC, Andy SHAW, Tina MAROLT ČEBAŠEK*
UPORABA ELEKTROMAGNETNEGA VALOVANJA ZA KONTROLO KVALITETE IZVEDBE TUNELSKIH SEGMENTOV ..... 253

## NUMERIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJ

*Znanstveni prispevek*
*Nemanja KRTINIĆ, Matija GAMS, Marko MARINKOVIĆ*
RAZISKAVA VPLIVA BISTVENIH PARAMETROV NA POTRESNI ODZIV POVEZANEGA ZIDOVJA ..... 261

*Anastasija LAZAREVIĆ, Tomaž PAZLAR, Boris AZINOVIĆ*
NAČRTOVANJE ODRPTIN IN PREBOJEV V LESENIH LEPLJENIH LAMELIRANIH NOSILCIH – NOVO POGLAVJE V EVROKODU 5 ..... 271

*Znanstveni prispevek*
*Peter KOČMAN, Jerneja ČEŠAREK KOLŠEK, Sebastjan BRATINA*
ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA NAKNADNO PREDNAPETIH BETONSKIH NOSILCEV Z RAZLIČNO POVEZAVO MED KABLOM IN BETONOM..... 281

*Barbara Mihaela SAJE, Blaž DOLINŠEK, Drago SAJE*
OJAČITEV TEMELJNE PLOŠČE NA MESTU SIDRANJA STOLPNEGA ŽERJAVA ..... 289

*Znanstveni prispevek*
*Tomaž ŽULA*
OPTIMIRANJE SOVPREŽNEGA STROPNEGA SISTEMA PRI VELIKIH OBTEŽBAH ..... 299

*Lukáš JUŘÍČEK*
COMPRESSION SOFTENING EFFECT - 2D PLANAR PILE CAPS..... 307

## ZGODOVINA KONSTRUKCIJ

*Znanstveni prispevek*
*Lara SLIVNIK*
GRADBENI INŽENIR MIROSLAV KASAL: STAVBNI KOMISAR, PROJEKTANT, PODJETNIK, STATIK ..... 317

*Znanstveni prispevek*
*Ana BRUNČIČ , Kristina HADJIEVSKA, Tina POTOČNIK, Meta KRŽAN*
RAZVOJ POTRESNOODPORNEGA PROJEKTIRANJA ERVINA PRELOGA: STOLPNICI NA LJUBLJANSKEM TRGU REPUBLIKE IN NARODNA BANKA V KRANJU ..... 327

Lorenz HASPEL[1]

# CARBON NETWORK ARCH - A CASE STUDY OF THE ODER BRIDGE AT KÜSTRIN (KOSTRZYN NAD ODRĄ)

**Summary**

Carbon fiber reinforced polymers (CFRP) offer a unique combination of high tensile and fatigue strength, low weight, and exceptional durability against environmental influences. Their application in bridge engineering, particularly as fatigue-critical tension members, marks a turning point for sustainable, high-performance construction. The quest for material-appropriate design with this comparatively young material is far from complete. Economically viable and sustainable use of carbon in structural engineering requires material-tailored technologies to exploit as many of its advantageous properties as possible while minimizing material consumption. This article presents an overview of the network arch bridge principle, the transformative effects of substituting traditional steel hangers with CFRP tension members, and a comprehensive case study of a pioneering rail bridge. This includes key technical developments, manufacturing, qualification, and installation of CFRP looped cables, as well as results from the launching of the two-track Oder Railway Bridge at Küstrin. The findings highlight the engineering, durability, and economic advantages of CFRP hangers in modern bridge design.

**Key words:** Network arch, CFRP, carbon, high-strength, tension members, fatigue, launching

## Lok z mrežnim sistemom vešalk – študija primera mostu na Odri pri Küstrinu (Kostrzyn nad Odrą)

**Povzetek**

Polimerni kompoziti, ojačani z ogljikovimi vlakni (CFRP), ponujajo edinstveno kombinacijo visoke natezne trdnosti in odpornosti na utrujanje, majhne mase ter izjemne obstojnosti proti vplivom okolja. Njihova uporaba v mostogradnji, zlasti za natezne elemente, običajno občutljive na utrujanje, pomeni prelomnico pri trajnostni, tehnično zahtevni gradnji. Iskanje tehnično ustrezne zasnove za ta razmeroma mlad material še zdaleč ni zaključeno. Gospodarno in trajnostno uporabo ogljika v gradbeništvu omogočajo tehnologije, prilagojene materialu, ki izkoriščajo kar največ njegovih prednosti in ob tem zmanjšujejo porabo materiala. Članek podaja primer ločnega mostu z mrežnim sistemom vešalk, učinke zamenjave tradicionalnih jeklenih vešalk z nateznimi elementi iz CFRP ter celovito študijo primera pionirskega železniškega mostu. Vključuje ključne tehnične razvojne dosežke, izdelavo, kvalifikacijo in vgradnjo zankastih kablov iz CFRP ter rezultate narivanja dvotirnega železniškega mostu čez Odro pri Küstrinu. Ugotovitve poudarjajo inženirske, trajnostne in ekonomske prednosti vešalk iz CFRP pri sodobnem načrtovanju mostov.

**Ključne besede**: mrežasti lok, CFRP, ogljikova vlakna, visoka trdnost, natezni elementi, utrujanje, narivanje

## 1. INTRODUCTION

### 1.1 The Network arch

The network arch bridge is a further development of the traditional tied arch system, characterized by its use of multiple inclined tension members arranged in a crossed network between arch and tie girder (Figure 1). This network pattern enhances both structural efficiency and distribution of loads, resulting in remarkably low bending moments and allowing for slender arch ribs and deck

[1] Dipl. Ing./Director, schlaich bergermann partner sbp se, Stuttgart, Germany, l.haspel@sbp.de

construction [L1][L2]. By interlacing hangers – often with several crossings per span – engineers can minimize bending in the main structural elements and mitigate the effects of asymmetrical, moving traffic loads, especially in rail applications [L2][L5].

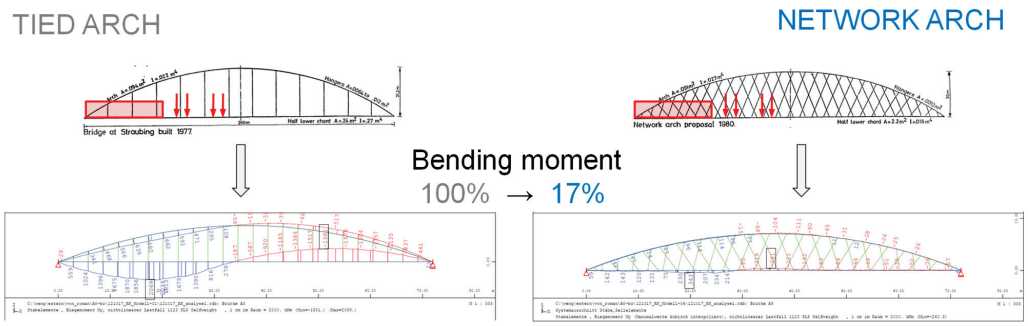



*Figure 1: Bending moment of the tie girder – network arch compared to tied arch under asymmetric loading condition. [L3] unsing content of [L1].*

This principle was pioneered in the late 19th century, with early experiments in Europe employing inclined members to supplement conventional vertical hangers. The 1878 Elbe bridge in Riesa (Figure 2) is often cited as an initial milestone, featuring crossed diagonal tension bars that foreshadowed today's network arch concept.

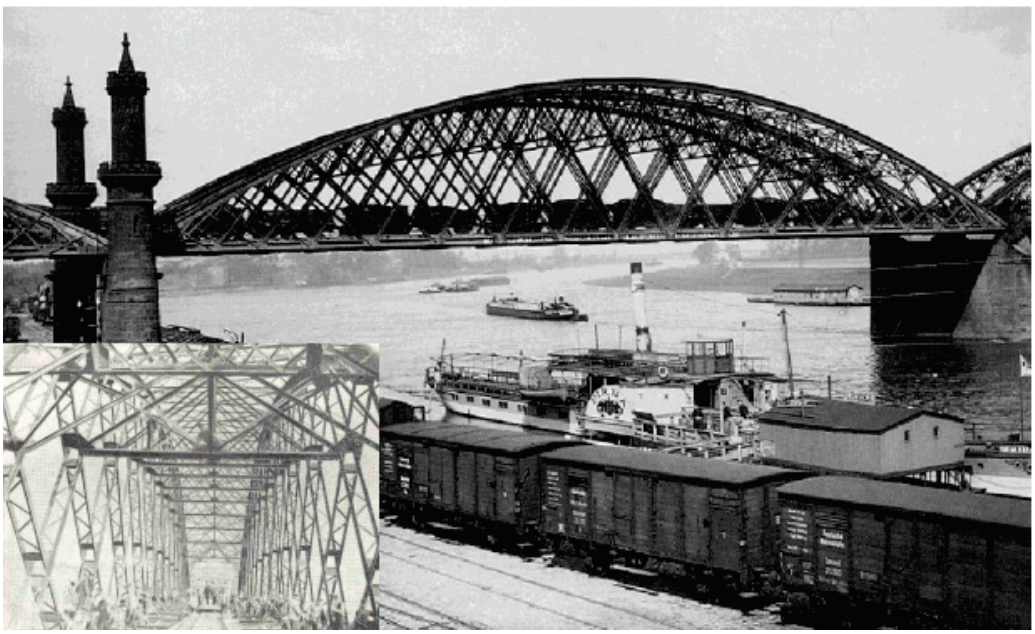


*Figure 2: Bridge over river Elbe near Riesa 1878, Span 3 x 101,4 m [L2].*

Progress continued sporadically through the early and mid-20th century, as design understanding and analysis capabilities advanced. Notably, developments in Scandinavia and Germany saw the emergence of more complex network hanger configurations, aiming for both improved load distribution and enhanced resistance to dynamic effects. However, practical limitations such as fabrication complexity, joinery, and the challenge of precisely tensioning steel hangers limited broader adoption.

The modern theory of the network arch emerged through the work of Norwegian engineer Per Tveit in the 1960s [L1][L2]. His research showed, both analytically and experimentally, that the crossing of hangers at shallow angles can create a network effect that provides a global load path for asymmetric load situations activating mainly normal forces in hangers, arches and tie girders. This dramatically reduces bending within the arch and tie girder – enabling the use of extremely slender hanger sections when acting in tension only and slender sections for arch and tie girders, even for rail applications. Tveit's designs were soon realized in Scandinavia, inspiring parallel advances in Germany and Japan, where local variants responded to specific demands and technologies [L2] [L4].

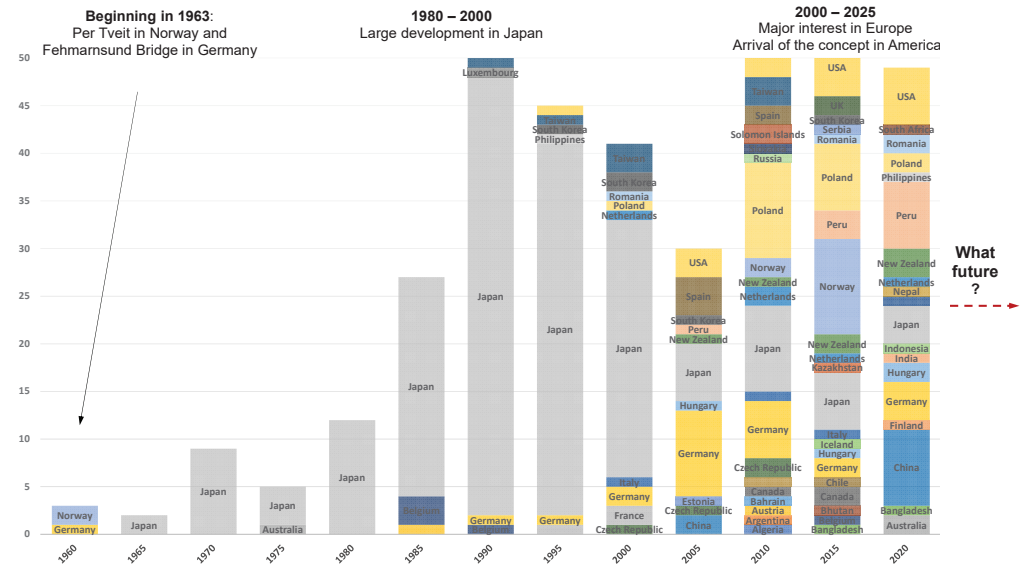



*Figure 3: Historic timeline of network arch bridge development. From: Macaudiere, M.: Design of Network Arch Bridge: Hangers for wide span. Master Thesis. Ecole des Ponts ParisTech (ENPC). 2020 [L4], updated 2025.*

Throughout the 20th century, notable network arch bridges were constructed across Europe and Asia, including the Fehmarnsund road and rail bridge (Germany, 1963) and a wave of Japanese network arches for medium and long spans (Figure 3). Design choices evolved, with variable hanger spacings and layouts, and using variants for the hanger tension members such as fully-locked steel cables, parallel wire strand bundles, open spiral strand cables, parallel wire bundles, welded circular or rectangular bar sections, pinned tension rod systems and their respective different anchorage details. While welded sections and tension rod systems were mainly used for short and medium spans, fully locked coil and spiral stranded ropes can be found in almost all spans up to 280 m and wire and strand bundles were used in spans up to 420 m [L4]. The variety of different technologies may be an indication for a high potential that is not yet fully revealed.

Despite these successes, the wider adoption of the network arch type was accompanied by challenges. Most notably the framework-like hanger system experiences significant load amplitudes due to traffic loads leading to a design and section driving fatigue action for the hanger system on the one hand, and on the other hand a controversy discussion on whether to allow hangers to get slack or even to be sized for compression forces, or if the pretension of hangers must be selected in such a way that slackening – and a subsequent system change – is prevented [L6][L2][L7][L5]. For recent applications of German Railway a verification of remaining tension force was required even in design state – thus leading to modifications of the hanger layout in a way to optimize the performance against

slackening – mainly by flattening the hanger inclination – but increasing the maximum tension forces and the fatigue relevant load amplitude at the same time. In this context the use of additional dead load by raising the thickness of the concrete deck-slab to increase the tension preload of the hanger system was proposed and, in some cases, executed [L7]. Achieving the expected prestress state in the highly static indeterminate hanger system is a complex task and especially for systems without adjustment like welded hanger systems partially quite inaccurate as therefore varying temperature conditions on site as well as weld shrinkage need to be accurately predicted. Depending on the type of hanger and anchorage detail, damping devices or other measures to prevent fatigue damage from wind-induced vibrations can be required. The mentioned measures can partially or fully erode the intrinsic potential for material savings of the system.

Recent advances in materials and design – particularly the introduction of nonmetallic tension members such as CFRP – now allow engineers to revisit and overcome many of these historic limitations [L10][L11][L12]. Today, the network arch is recognized as a leading efficient bridge type, blending a century of structural refinement with the benefits of emerging materials, advanced analysis, and construction technology.

## 1.2 Carbon network arch

Classical steel hangers, while proven and readily available, may suffer from issues of prestress loss, fatigue, and problematic dynamic behavior (especially wind-induced vibrations for long or flat inclined hangers). To overcome these, CFRP (carbon fiber reinforced polymer) tension members have been proposed by the author [L5], fundamentally changing the structural working principle and achievable design of the network arch.




*Figure 4: Stadtbahnbrücke – two track light rail bridge with a carbon network arch [L11]. Andreas Schnubel/sbp.*

The substitution yields:

- **Enhanced fatigue strength and reduced cross section:** CFRP's fatigue endurance surpasses steel by one order of magnitude or more in full-scale testing [L8][L12][L14][L21]. Where fatigue verification determines the cross section, the use of CFRP may allow a reduction to about 25 % sectional area.
- **Reduced mass:** Considering the reduced cross section and thanks to its low density, a CFRP hanger replacing a 1,5 ton steel member weighs only 30–90 kg, greatly improving site

handling, allowing manual installation without heavy lifting machinery, and reducing overall design loads [L11].

- **Low member stiffness:** Reduced cross section in combination with the moderate CFRP's Young's modulus allows for larger elastic elongation at the same preload level, which in the network arch layout is beneficial—it accommodates tension variation, prevents slackening under asymmetric live load, and removes the risk of hangers entering compression [L10].
- **Superior dynamic response:** With higher prestress (per area) and lower mass, the natural frequencies of CFRP hangers are significantly higher and as for the executed examples are entirely above 10 Hz. This however does not prevent wind induced vibrations. Observations are ongoing. It can be preliminary concluded that Eigen frequencies seem to be high enough to avoid rain-wind-induced vibrations, while vortex induced vibrations can be observed in the first Eigen mode and partially in higher Eigen modes. Fatigue verification for the member and the terminations so far can be proven without additional damping measures and – in case – could be significantly improved by even a small damping mass due to the low weight of the CFRP section.
- **Corrosion resistance and durability:** CFRP elements are immune to atmospheric and chemical corrosion, do not suffer from moisture ingress, and have demonstrated exceptional durability in service – even under variable climate and pollutant exposure [L18].
- **Design flexibility:** The mechanical properties of CFRP permit uniform, steeper network layouts with reduced cross-sections and improved aesthetics, while still accommodating required redundancies and strength [L13][L11].

These innovations allow for longer spans, lighter decks, and advanced construction techniques, opening new corridors for rail and highway infrastructure.

### 1.3 Stadtbahnbrücke Stuttgart — First Carbon Network Arch

The Stadtbahnbrücke Stuttgart (Figure 4), inaugurated in 2021, stands as the world's first rail network arch bridge utilizing looped CFRP hangers, marking a milestone in bridge construction technology [L11][L13][L14]. The structure spans the A8 motorway near Stuttgart Airport and was pre-assembled entirely off-site before being launched into position using an incremental launching procedure.

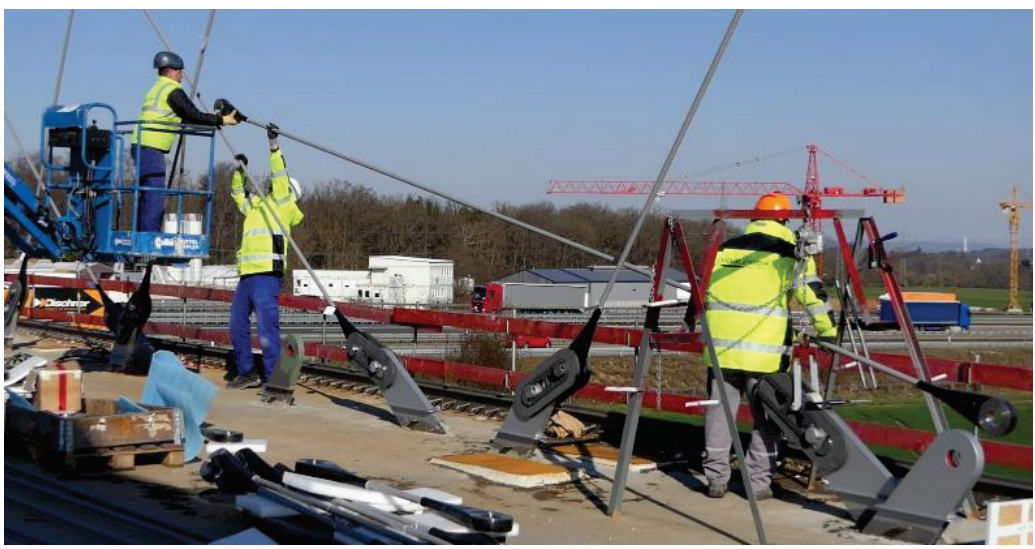


*Figure 5: On-site installation of CFRP hangers at Stadtbahnbrücke Stuttgart [L11]. Lorenz Haspel/sbp.*

A total of 72 prefabricated looped CFRP hangers, each with a 32 mm diameter, replaced traditional 65 mm fully locked coil ropes (steel), delivering both aesthetic slenderness and significant reductions in dead weight. Thanks to the CFRP hangers' low mass and simplified pinned anchorage technology, installation was achieved in just four days by a small crew (Figure 5), while fatigue qualification and lifecycle durability requirements were met or exceeded through extensive laboratory and onsite testing [L11].

## 2. CFRP LOOPED CABLES

### 2.1 Principle

CFRP looped cables (straps, loops) consist of unidirectional prepreg tapes wound in closed loops around titanium or steel thimbles, then consolidated into a compact round section in the free length [L17]. Load transfer is achieved via fiber turn-around at the thimble, distributing force and eliminating stress concentrations typical with threaded or bolted connections.

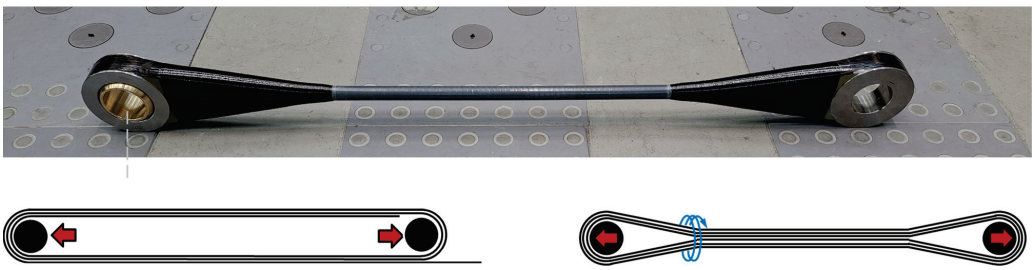


*Figure 6: CFRP looped cable fabricated by Carbo-Link AG Switzerland [L16], Manufacturing principle [L16][L11].*

Advantages include:

- Precise control of fiber volume and orientation
- Corrosion-free anchorage
- Lightweight handling
- Reduced mechanical complexity at connections [L17][L18][L19][L20].

Engineering challenges include local stress at anchorages and design against fretting fatigue at the fiber/thimble interface.

### 2.2 Manufacture

For manufacture for CFRP looped cables unidirectional carbon fiber prepreg tapes – already impregnated with resin – are laid up in multiple layers according to the load requirements, forming closed loops around custom-designed thimbles (Figure 6). After the layup, the free span of the cable is consolidated circumferentially, resulting in a dense, round profile. The cable assembly is then subjected to a controlled thermal curing cycle, which promotes bonding between fiber and matrix and is crucial for both strength and environmental resilience.

### 2.3 Qualification, Testing, Approval and Design

Approvals are currently project-specific (single case approval – ZiE Germany) but ongoing standardization activities (e.g. CEN/TS 19101:2022) will facilitate broader use.

Extensive qualification and testing forms base of the experts reports such as static tests, fatigue tests executed at 1:1 cable samples and a wide range of further research results including the performance of CFRP under humidity, temperature, ballast impact and effects related to overhead line operation. Investigations related to the redundancy and robustness of the structural system were requested to demonstrate the full level of safety in case of two hanger cables missing and to verify a loss of up to

five hanger cables in accidental design stages including vandalism, lightning, fire and derailment.

For the pilot applications [L23][L24], only laboratory tests on small specimens were available to assess performance under non-stationary loading [L9][L8], on the basis of which G. Hanswille derived an initial operational fatigue concept. Full-scale, project-specific fatigue tests confirmed sufficient performance for the intended application, but, as control tests per EC 0 [N1] Annex D.3, they were terminated after reaching adequate numbers of load cycles due to the high effort. Consequently, robust evidence on the actual full-scale capacity of carbon strand loops under non-stationary loading was lacking and could only be obtained within a research project funded by the German government, which allowed to execute a series of fatigue tests until failure for the first time. Building on this fatigue database – akin to the decades-long establishment of S–N curves in steel – a fatigue failure function could be defined by the author as a basis for a general design approach for carbon strand loops as tension members under non-stationary loading to exploit the potential.

## 3. THE ODERBRIDGE AT KÜSTRIN: DESIGN, INSTALLATION, LAUNCHING

### 3.1 The Third Generation Oder Bridge at Küstrin

Kostrzyn nad Odrą (Küstrin), in Poland near Berlin, spanned both Oder riverbanks until 1945. To unite its old town sections, a single-track swing railway bridge was built in 1857, later expanded in response to traffic growth. Replacement in 1926 consisted of two parallel single-track riveted steel trusses (main span 80 m, three side spans). The bridge was destroyed at WWII's end, briefly repaired, and ultimately one side span replaced with another from the ruined Karnin lift bridge. Existing—except minor work—until 2020, it mainly served cross-border freight. Isolation of riverbanks persists. After 95 years, structural conditions demanded a new bridge.

The 2015 competition, won by Knight Architects and Schüßler-Plan, envisioned a network arch uniting both nations [L22]. Schlaich Bergermann Partner (sbp) proposed a technical alternative, innovating with CFRP hangers learned from the carbon network arch realized before in Stuttgart [L23] which finally was selected for realization.

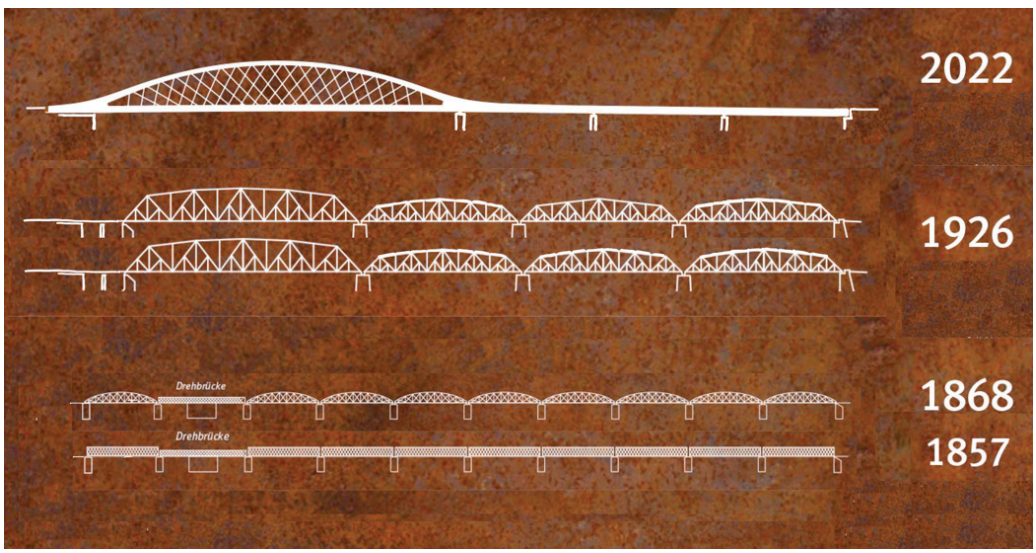



*Figure 7: Three generations of railway bridges over river Oder near Küstrin[L11]. Antje Ludwig, Hartmut Schreiter.*

### 3.2 Carbon-Optimized Technical Design Alternative

The optimized re-design using CFRP tension members allowed a reduction of dead weight, enhanced the overall efficiency, and thus allowed a reduction of construction cost. The hanger layout of the network arch was changed for the application of carbon tension members, leading to a visually more regular pattern at the same time. The arch axis was re-engineered to minimize bending effects using a form finding principle that is frequently used to determine the shape of so-called spokes wheel roof structures for wide span sports facilities. For the arches a varying section outline with increased width and reduced height in midspan was selected to improve stability performance. However the redesign by sbp aimed to keep close to the visual design intent of the competition win by Knight Architects and Schüßler-Plan.



*Figure 8: Railway bridge over river Oder near Küstrin [L11]. Wilfried Dechau.*

### 3.3 Installation and Carbon Hanger Assembly

The 2200-t superstructure was fully preassembled onshore, integrating both steelwork and CFRP hangers. The steel structure of tension tie girders and arches had to achieve tight tolerances to provide the connection points for the carbon hanger cables at the expected locations. Steel structure was prefabricated in segments – all of which were executed with slight overlength of 50 mm. A digital trial fit based on the workshop measurement of the prefabricated segments was continuously updated, including a mathematical best fit routine to minimize offsets of the hanger attachment pin points and was used to inform the workshop on an ideal cutting pattern for the site weld preparation as well as the layout coordinates for each new segment on site. Provisions for site weld shrinkage were considered on top. After completion of the arch structure, all temporary supports were removed and the achieved arch geometry was surveyed in dead load condition prior to installation of the hanger members. Based on the as-built location of the pin points and the as-built length of the carbon cables length adjustments were determined for every single tension element.

Installation of the carbon cables – peace weights between 35 kg and 90 kg – could be performed manually with a man lift. After installation of all carbon cables a systematic prestressing cycle for all cables was performed prior to the launching operation. Via length-adjustable chain links at the lower connection, the prestress can be precisely set using filler plates (Figure 9).

Final measurement and adjustment of tension forces for all hanger cables was executed after the launching and execution of the concrete composite deck, ballast and tracks, achieving the tight tolerance of less than 1 % of the breaking load relative to the expected hanger cable preload in dead load state.



*Figure 9: Carbon hanger cables with length adjustment device. Paul Oevermann/sbp.*

### 3.4 Launching Concept

A comprehensive evaluation of launching concepts was undertaken to address the challenging site conditions at the Oder River, including highly variable water levels, unpredictable riverbed topography, fluctuating flow rates, and the risk of sudden peak water events. Earlier concepts, such as launching on floating pontoons, required a consistently high minimum water depth and extensive preparation (e.g., dredging, temporary causeways for ramp access), making them sensitive to timing and weather. These approaches also introduced significant logistical risk: rapid changes in water level could threaten structural support stability, and riverbed sedimentation proved difficult to control, as documented by prior experience at the Oder bridge in Frankfurt. [L15]



*Figure 10: Overview of stationary launching bearings and temporary supports. Arch without temporary stiffening structure (props). sbp.*

Given these risks and the lessons learned from similar projects, the project team at Küstrin pursued alternative methods designed to minimize hydraulic dependency and improve construction

robustness. After detailed geotechnical and hydrological analysis, modeling of water levels over the past 22 years, and verification of riverbed stability, the method selected was an incremental longitudinal launching using stationary sliding bearings positioned on the abutment, new piers, and a single temporary auxiliary pier directly founded in the riverbed. No pontoon support was necessary, eliminating uncertainties regarding water level and sediment transport. This strategy was only feasible due to the unique mechanical properties of the CFRP hanger net, whose carbon tension members could withstand repeated complete unloading, substantial shortening of the net distance of the pin points, and large movements during construction without damage – a significant advance over classical welded steel hangers, which would require complex auxiliary stiffening. [L15]

### 3.5 Longitudinal Launching of the Arch Structure Without Arch Stiffening, Using Stationary Bearings

For launching the steel structure without pontoons, it was necessary to determine the maximum clear span between fixed supports that the structure could bridge without cross-sectional modification or arch stiffening. Two critical cases were considered:

Maximum Cantilever: When almost all descending hangers are slack, a significant support moment develops at the arch base points.

Arch base point between Supports: The support moment shifts from the arch to the longitudinal girder, designed as a thin-walled box section for tension under service loads; arch-to-girder clearance is reduced by up to 120 mm, and almost all rising and four descending hangers become slack.

The girder acts like a single-span beam fixed at both arch base points. The critical launch position was determined by iteration: as launching progresses, the bearing at axis 15 becomes more demanding, but the load rapidly shifts toward the next bearing at axis 20b. This is influenced by the cantilever length and elevation difference between the two supports – a longer or higher cantilever promotes earlier load transfer and reduces axis 15's load.

A cantilever of 53 m allowed for a support spacing of 48 m and provided a 40 m clear navigation opening. Once agreed with the water authorities, this method was implemented. The construction joint was relocated, and a 45 m part of the side span was used as a launching nose, constructed in parallel at the pre-assembly yard and welded to the main bridge section after arch and hanger assembly.

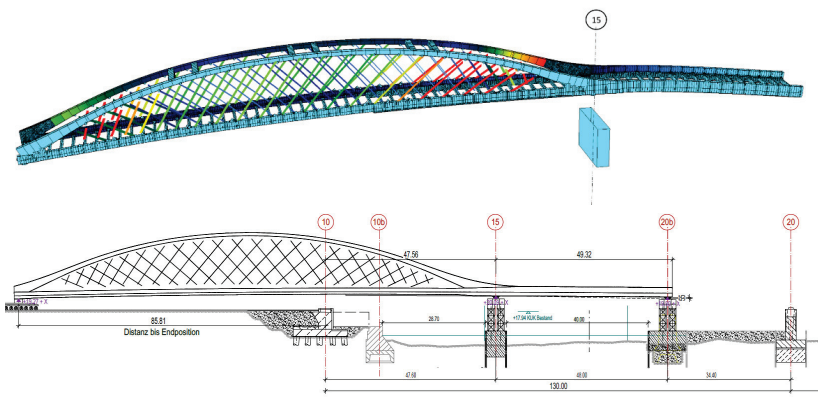



*Figure 11: Launching on stationary launching bearings and using an auxiliary launching support in the middle of the river (axis 15) – Launching state with maximum cantilever of the side span used as launching nose when reaching the sliding support at axis 20b (Existing foundation of old pier). sbp.*

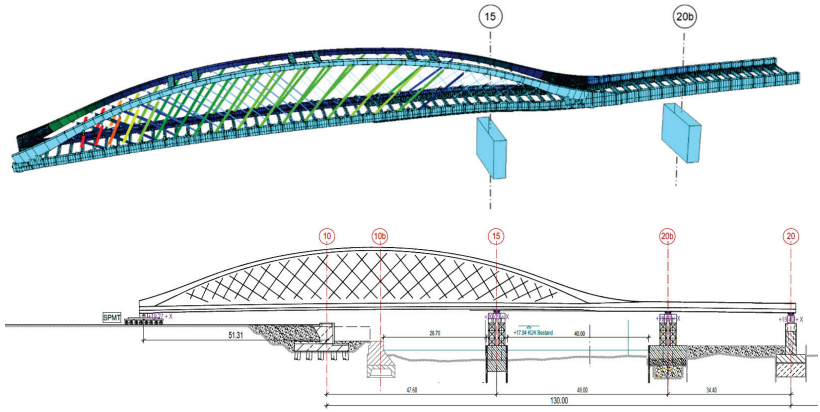



*Figure 12: Launching on stationary launching bearings – launching state decisive for the longitudinal girder and maximum number of unloaded hangers (no tension force remaining): Base boint of the arch near the midspan between the launching supports in axis 15 (additional temporary support) and axis 20b (Existing foundation of old pier). sbp.*

Carbon tension members cannot be subjected to compression. Laboratory tests confirmed that the hanger connection design provided sufficient rotational flexibility so that no compression forces occurred during temporary unloading. During launching, movement clearance was observed at all connections to ensure the integrity of the carbon hangers. Most hangers experienced a entire unloading and the clear distance between pin points was shortened by as much as 120 mm, up to eight times over the course of launching.

To meet revised navigation clearance requirements, the new bridge lower edge was raised by 1.65 m. Design measures included minimizing the deck depth in the main span and increasing it in the side spans. Subsequently the lower edge of the main girder was designed with a vertical offset between side and main span bottom chords of 37.5 cm and a 10 cm horizontal offset of the box girder webs – at that time a launching process with sliding supports was not foreseen. To provide a continuous launching surface a launching wedge – a bolted steel structure beneath the girder – had to be implemented. Where friction forces arose, it was welded to the steelwork; after launching, temporary installations were removed and surfaces finished to meet durability requirements.

When launching is planned from the start, the bridge deck gradient is designed to permit geometric launching without introducing restraint in the superstructure. Usually, the lower chord is straight or curved, but more complex launching paths are possible. Divergences require either moving the bearings in height or accepting varying induced stresses and changing reaction forces during the launch. In this project, the initial design did not account for stationary bearing launching, and the pre-assembly area was level. The bearing elevations (axes 10, 15, 20b) were chosen to minimize additional forces, however elevations were not adjusted during launch. Each bearing was lowered and removed as the bridge passed the launching wedge.

The final 185 m, 2200 t steel superstructure was first shifted with SPMTs to the abutment (axis 10). There, a stationary bearing was installed and loads transferred from the SPMT (axis 20) onto the bearing; subsequent advancement occurred over the auxiliary support at axis 15. Hydraulic strand jacks anchored at the end transverse girder in axis 10 provided motion, while the SPMT group acted as rolling support and brake on descending gradients, and allowed side alignment corrections.

During a two-day navigation channel closure, the bridge was shifted via four bearings over auxiliary supports at axes 15, 20b, and new piers at axes 20 and 30. [L15]




*Figure 13: Launching state with maximum cantilever when reaching the launching support at the other bank in axis 20b. Lukas Hornberger/sbp.*

Launch bearings used rocker plates atop spherical bearings mounted on hydraulic presses, accommodating rotations about both bridge axes. The majority of loads were routed through inner webs; slight excentricity provided stabilizing moments. Up to three bearings were used in tandem for load distribution. Continuous monitoring of jack pressures during launch verified structural safety and prevented overstressing either the superstructure or supports.

For the last 12 meters, the superstructure was transferred onto sliding skids beneath the end transverse girder, enabling final movement onto the abutment. The SPMT group acted as a brake on the descending portion. [L15]



*Figure 14: Overview of stationary launching bearings and temporary supports. Arch without temporary stiffening structure (props). Lukas Hornberger/sbp.*

### 3.6 Launching of a carbon network arch – Conclusions

Pre-assembly and subsequent launching of self-anchored arch bridges using the deck as a tie is both efficient and economical. For composite superstructures, generally only the steel frame is launched and the concrete deck is added later. Temporary supports near the arch base points are advantageous, but not always feasible. When temporary supports are located intermediate between the arch base points, the network of hangers is unloaded, prestress is lost, and hangers may be subject to

compression – a load they are not designed for. Traditionally, temporary stiffening (compression struts between arch and girder) is installed. Launching noses are rare. And for situations with temporary support at the launching nose again compression forces may affect hangers, leading to possible unloading of an entire plane of hangers. By contrast to continuous beam systems, arch launching almost entirely uses methods where the bridge is lifted and moved at specific points (SPMT, pontoon, skid tracks) which are often close to the arch base point or near temporary stiffening of the arch.

The Oder Bridge at Küstrin demonstrated that the carbon tension members with chain-like connections can tolerate multiple cycles of complete unloading during assembly. Only with this property was it possible to launch the structure on stationary bearings without temporary arch stiffening. The carbon tension members also contributed to an overall rapid and efficient assembly process. At the design stage, the final launch method was not yet determined—had it been known, provision for a continuous lower flange would have been made. In future, these expanded possibilities can be considered for network arch bridges with carbon hangers from the outset. [L15]

## 4. SUMMARY AND OUTLOOK

The use of CFRP tension members in major railway network arch bridges marks a major advance in bridge engineering. Pioneering full-scale projects like the Oder bridge at Küstrin demonstrate:

- Unmatched fatigue resistance of lightweight high strength tension members
- Optimized efficiency of the overall network arch structural system
- Simplified installation and launching procedures, rapid construction
- Architectural freedom
- Manual handling, precise measurement and adjustability of prestress state, replaceability

Ongoing standardization and maturing experimental validation support broader usage for future applications. As priorities shift to sustainability and whole-life value, CFRP network arches are poised for central importance in next-generation infrastructure.

Current experience also shows that an economically viable and material-appropriate use of carbon tension members is only possible if their inherent properties – high tensile strength, fatigue resistance, and comparatively low stiffness – are fully and advantageously exploited within the overall structural system. The greatest ecological and economic potential is realized when, as in the case of the Oder Bridge at Küstrin, the use of carbon tension members enables significant material savings in both the deck slab and the overall structure. In this context, the often-discussed approach of stiffness-equivalent substitution of steel tension members is insufficient and misleading and currently often prevents the realization of existing potential. The successful application of carbon tension members in load-bearing structures requires a deep understanding of the interaction between the component and the structure, as well as a willingness to make beneficial use of increased deformations and flexibility in structural design.

## 5. LITERATURE

[L1] Tveit, P. The Network Arch [online] (2015) https://home.uia.no/pert

[L2] Teich, S. Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken. Dissertation, TU Dresden, 2012.

[L3] Wenger, P. Comparative study of the performance of network arch and tied arch (2013), unpublished.

[L4] Macaudiere, M. Design of Network Arch Bridge: Hangers for Wide Span. Master Thesis, ENPC, 2020.

[L5] Haspel, L. Netzwerkbogenbrücken mit Hängern aus Carbon. Stahlbau 88, H. 2, S. 153–159 (2019).

[L6] Geissler, K., Steinmann, U., Graße, W. Netzwerkbogenbrücken – Entwurf, Bemessung, Ausführung. Stahlbau 77 (2008), H. 3, S. 158–171.

[L7] Fettke, M. Phänomen der wirbelerregten Querschwingungen bei Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnverkehr. Stahlbau 86 (2017) H. 12, S. 1063–1072.

[L8] Terrasi, G. P.; Baschnagel, F.; Gao, J.; Meier, U. Fatigue behaviour of laminated carbon fibre reinforced polymer straps for bridge suspenders. ECCM17 (2016).

[L9] Baschnagel, F.; Härdi, R.; Triantafyllidis, Z.; Meier, U.; Terrasi, G. P. Fatigue and durability of laminated carbon fibre reinforced polymer straps for bridge suspenders. Polymers, 10(2), 169 (2018).

[L10] Haspel, L. Bauen mit Zuggliedern aus Carbon. Univers. Stuttgart (2020). https://elib.uni-stuttgart.de/handle/11682/10779

[L11] Haspel, L. Carbonnetzwerkbogen – Erfahrungen aus der Erstanwendung von Netzwerkhängern aus Carbon. Stahlbau 91, H.2, S. 84–94 (2022).

[L12] Meier, U. Carbon fibre-reinforced polymers: modern materials in bridge engineering. Structural Engineering International, 2(1), 7–12 (1992).

[L13] Keil, A.; Haspel, L. Stadtbahnbrücke - Integrale Netzwerkbogenbrücke mit Hängern aus Carbon. Bautechnik 98, H. 2, S. 149–158 (2021).

[L14] Meier, U.; Winistörfer, A.; Haspel, L. World's First Large Bridge Fully Relying on Carbon Fibre Reinforced Polymer Hangers. SAMPE Journal, 57(1), 22–30 (2021).

[L15] Haspel, L.; Ambrasas, P.; Hornberger, L. Verschub der Oderbrücke Küstrin – Erkenntnisse zum Längsverschub von Netzwerkbogenbrücken. Stahlbau (2024); https://doi.org/10.1002/stab.202300086

[L16] Haspel, L.; Ebentheuer Barceló, J.; Krenn, B. et al. Carbonzugglieder unter statischer und nicht-ruhender Beanspruchung – Erste Ergebnisse aus dem Verbundforschungsvorhaben NeZuCa. Stahlbau 92, H. 7, S. 437–452 (2023).

[L17] Winistoerfer, A. U. Strangschlaufen als externe Spannglieder. CFK im Bauwesen – heute Realität! Festschrift zum 60. Geburtstag von Professor Urs Meier, 2003, S. 53–58.

[L18] Boloux, A.; Bisby, L.; Ott, V.; Terrasi, G. P. The Performance of Prestressed Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) Bridge Tendons after 18 Years in Service. Special Publication, 360, 548–562 (2024).

[L19] Stankovic, D.; Bisby, L.A.;Triantafyllidis, Z.; Terrasi, G.P. Fretting Fatigue Performance of Unidirectional, Laminated Carbon Fibre Reinforced Polymer Straps at Elevated Service Temperature. Polymers 2021, 13, 3437.

[L20] Baschnagel, F.; Rohr, V.; Terrasi, G. P. Fretting Fatigue Behaviour of Pin-Loaded Thermoset Carbon-Fibre-Reinforced Polymer (CFRP) Straps. Polymers 2016, 8, 124.

[L21] Meier, U.; Winistörfer, A.; Haspel, L. World's First Large Bridge Fully Relying on Carbon Fibre Reinforced Polymer Hangers. SAMPE Journal, 57(1), 22–30 (2021).

[L22] Trettin, J.; Reinke, H. G.; Gollek, A. Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau der Eisenbahnüberführungen über die Oder und die Odervorflut bei KüstrinKietz. Dresdner Brückenbausymposium, 03/2016.

[L23] sbp SE (2024). Projekte – Stadtbahnbrücke. https://www.sbp.de/projekt/stadtbahnbruecke/

[L24] sbp SE (2024). Projekte – Oderbrücke Küstrin. https://www.sbp.de/projekt/eisenbahnueberfuehrung-oder-bei-kuestrin/

Marjan PIPENABHER[1]

# AKTUALNI TRENDI PRI NAČRTOVANJU, GRADNJI IN MONITORINGU MOSTOV Z VELIKIMI RAZPONI

**Povzetek**

Vse od začetkov civilizacije imajo mostovi pomembno vlogo pri gospodarski rasti in razvoju družb. Razvoj pri načrtovanju in gradnji mostov ponuja vpogled v napredek inženirstva skozi čas. V manj kot 2000 letih smo prešli od starodavnih kamnitih lokov z razponi le nekaj metrov do sodobnih mostov s poševnimi zategam z razponi preko 1000 m in visečih mostov že z razponi med 2000 in 3000 metri.

Napredki v konstrukcijskih sistemih, materialih visoke in ultra visoke trdnosti ter visoko zmogljivi računalniki omogočajo načrtovanje najzahtevnejših konstrukcij doslej. Trenutni trendi na tem področju se osredotočajo predvsem na naslednja glavna področja: razvoj inovativnih konstrukcijskih sistemov in izvedbe globokih temeljenj, razvoj materialov visokih trdnosti, aero-dinamična stabilnost lahkih jeklenih voziščnih konstrukcij ter potresna odpornost ob upoštevanju interakcije temeljnih tal s konstrukcijo ter seizmičnih izolatorjev.

Zgodovinsko gledano so bili viseči mostovi pogosto edina izbira za premoščanje velikih razdalj. Vendar pa so v zadnjih 30 letih postali mostovi s poševnimi zategami, predvsem zaradi večje togosti in aerodinamične stabilnosti, tehnološke usposobljenosti večjega števila mednarodnih gradbenih podjetij, ter predvsem, v veliko primerih nižjih stroškov gradnje, resni konkurenti visečim mostovom, tudi pri razponih preko 1000 m.

**Ključne besede**: most s poševnimi zategami, viseči most, veliki razponi, veter, potres, kabli

## Current trends in design, construction, and monitoring of large-span bridges

**Summary**

Since the start of civilization, bridges have played an important role in economic growth and the development of societies. They are designed to connect people, reduce distances, and enhance both domestic and international trade. The evolution of bridge design and construction offers a window into the advancements of engineering over time. In less than 2000 years, we have progressed from ancient stone arch bridges with spans of only a few meters to contemporary cable-stayed bridges exceeding 1000 meters and suspension bridges spanning over 2000 meters.

Modern advancements in structural systems, high-strength materials, and computational technologies now allow engineers to design the most challenging bridge structures ever conceived. Current trends in this field focus on following main areas: inventive structural systems, high-strength materials, deep foundation systems, aerodynamic cross-section design for wind stability, and seismic resilience through soil-structure interaction (SSI) and seismic isolation technologies.

Historically, suspension bridges have been favored for spanning large distances. However, in the past 30 years, cable-stayed bridges have gained recognition as viable candidates for ultra-long spans over 1000 meters due to their superior stiffness and aerodynamic stability.

**Key words:** cable-stayed bridge, suspension bridge, large spans, wind, earthquake, cables

[1] Dr.h.c., univ. dipl. inž. grad./direktor in vodilni projektant, Ponting d.o.o. / Pipenbaher inženirji d.o.o., e-mail: marjan.pipenabher@ponting.si / marjan.pipenbaher@pce.si

# 1. UVOD

Vse od začetkov civilizacije so mostovi igrali pomembno vlogo pri gospodarski rasti in razvoju družb. Namenjeni so povezovanju ljudi, skrajševanju razdalj ter izboljšanju domače in mednarodne trgovine. Razvoj načrtovanja in gradnje mostov ponuja vpogled v napredek inženirstva skozi čas. V manj kot 2000 letih smo napredovali od starodavnih kamnitih ločnih mostov s razponi le nekaj metrov do sodobnih mostov s poševnimi zategami z razponi nad 1000 metrov in visečih mostov že z glavnim razponom med 2000 in 3000 metri.

Sodobni napredki v konstrukcijskih sistemih, materialih visoke, oziroma ultra visoke trdnosti ter vedno bolj zmogljivi računalniki danes inženirjem omogočajo načrtovanje najbolj zahtevnih mostov, kar jih je bilo kdaj koli zasnovanih. Trenutni trendi na tem področju se osredotočajo predvsem na naslednja področja:

- razvoj inovativnih konstrukcijskih sistemov in izvedbe globokih temeljenj,
- razvoj materialov visoke in ultra visoke trdnosti,
- inventivno aerodinamično koncipiranje prečnih prerezov lahkih voziščnih konstrukcij tako, da je zagotovljena stabilnost tudi pri udarnih vetrovih visoke hitrosti
- zagotavljanje potresne odpornosti z upoštevanjem geometrijske in materialne nelinearnosti, interakcijo temeljnih tal z mostno konstrukcijo (SSI) ter uporabo potresne izolacije.

Odločitev o izboru med visečim mostom in mostom s poševnimi zategami je v prvi vrsti odvisna od dolžine razpona, zagotavljanja optimalne učinkovitosti konstrukcijskega sistema, geoloških in ostalih pogojev, ki so vezani na lokacijo objekta ter seveda od višine stroškov gradnje.

Geotehničino načrtovanje mostov z velikimi razponi, zlasti tistih na zahtevnih terenih ali veliko globino nosilne hribinske osnove, zahteva izvedbo zahtevnih globokih temeljev, ki zagotavljajo učinkovit prenos obremenitev s podporne konstrukcije v temeljna tla. Vedno bolj prepoznaven dejavnik v tem procesu je pomen interakcije med nosilno konstrukcijo in tlemi (SSI soil – structure interaction), zlasti pri objektih na visoko aktivnih potresnih območjih.

Medsebojno delovanje temeljne konstrukcije in okoliških tal lahko bistveno vpliva na dinamični odziv mostu. Nelinearna dinamična SSI analiza, podprta z realnimi zapisi pospeškov ali pomikov temeljenjih tal je ključna za zmanjševanje tveganj in optimizacijo sistema temeljenja. Potresna izolacija lahko na zelo učinkovit način zmanjša rizike in bistveno poveča potresno odpornost konstrukcij.

Nestabilnosti, ki jih lahko povzroča veter, predstavljajo velik izziv pri načrtovanju mostov z velikimi razponi. Aerodinamične sile, kot so vrtinčenje, nihanje in sunki vetra, lahko povzročijo znatna nihanja voziščne konstrukcije mostu, kar lahko ogrozi varnost in življenjsko dobo konstrukcije. Za obvladovanje teh izzivov se sodobno načrtovanje mostov v veliki meri osredotoča na optimizacijo oblik prečnih prerezov.

Testiranja v vetrnih tunelih v kombinaciji z računalniško CFD (computational fluid dynamic) analizo se pogosto uporablja za analiziranje dinamičnih sil vsled turbulentnega strujanja zraka. Koncipiranje aerodinamično optimiziranih prečnih presekov voziščnih konstrukcij je ključno za preprečevanje vibracij in rotacij, ki lahko vodijo do dinamične nestabilnosti voziščnih konstrukcij.

Poleg teh aerodinamičnih izboljšav se v načrtovanje mostov vse pogosteje vključujejo tudi aktivno prilagojeni masni dušilci (TMD) in aerodinamični ščitniki, ki pomagajo pri obvladovanju dinamičnega odziva konstrukcij pri obremenitvah vetra.

Vse te dodatne zaščitne mere omogočajo gradnjo mostov na vetrno najbolj izpostavljenih območjih, hkrati pa zmanjšujejo poškodbe vsled utrujanja materiala ter podaljšujejo življenjsko dobo konstrukcije.

Zgodovinsko gledano so bili viseči mostovi pogosto edina izbira za premoščanje velikih razdalj.

Vendar pa so v zadnjih 30 letih postali mostovi s poševnimi zategami, predvsem zaradi večje togosti in aerodinamične stabilnosti, tehnološke usposobljenosti večjega števila mednarodnih gradbenih podjetij, ter predvsem, v veliko primerih nižjih stroškov gradnje, resni konkurenti visečim mostovom, tudi pri razponih preko 1000 m.

Med najbolj opaznimi primeri sodobnejših mostov s poševnimi zategami, ki so presegli mejo glavnega razpona 1000 metrov so most Russky (Rusija) z navigacijskim razponom 1104 metrov, most Sutong (Kitajska) z razponom 1088 metrov in most Stonecutters (Hongkong) z glavnim razponom 1018 metrov.



*Slike 1 - 3: Most Stonecutters (Honkong), most Sutong (kitajska) in Most Rusky bridge (Rusija)*

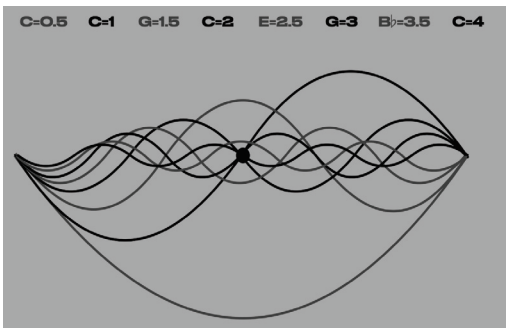
Nenehen napredek pri načrtovanju, gradnji in monitoringu mostov z velikimi razponi poganjajo

inovativni materiali in tehnologije gradnje. Betoni ultra visoke trdnosti (UHPC) s trdnostjo nad 120 MPa, kabelska jekla z zagotovljeno natezno trdnostjo (G.U.T.S.) do 2200 MPa ter lahki kabli iz karbonskih vlaken (CFRP) z natezno trdnostjo nad 33000 MPa in maso le 1600 kg/m³ že omogočajo pilotno gradnjo mostov z razponi do 4000 metrov.

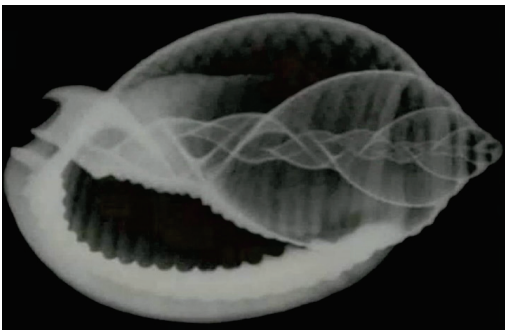
S koriščenjem najsodobnejših računalniških orodij, materialov in inventivnih konstrukcijskih sistemov, inženirji še naprej premikajo meje načrtovanja mostov z velikimi razponi ter zagotavljajo, da bodo tudi prihodni infrastrukturi objekti varni, učinkoviti in odporni.

## 2. KAJ SE INŽENIRJI LAHKO NAUČIMO OD NARAVE

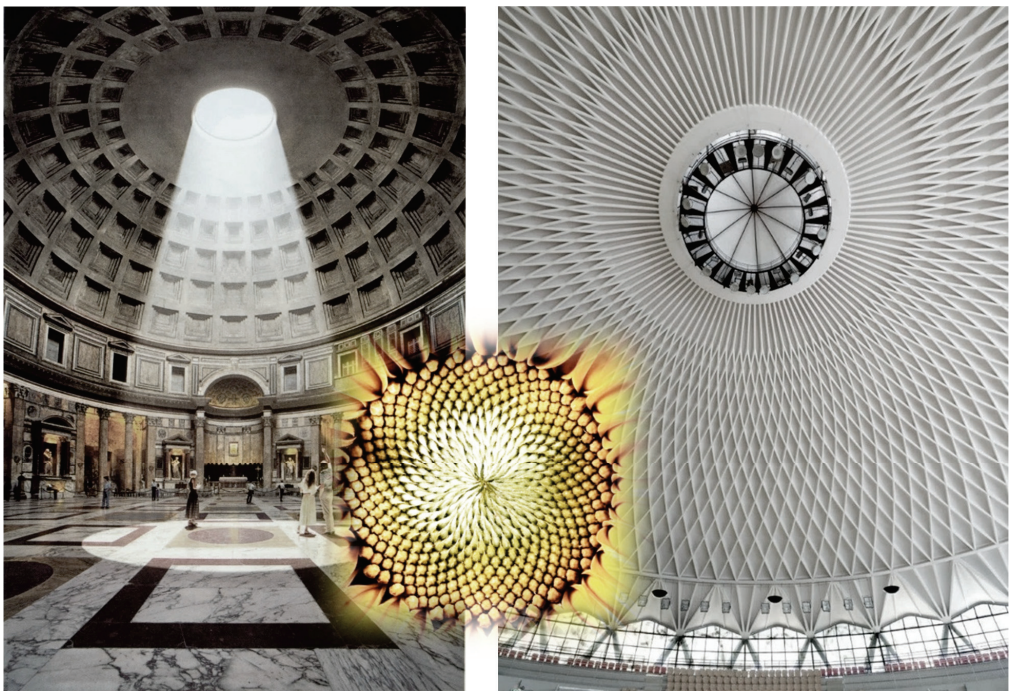
Inženirji vedno težimo k perfekciji kot jo lahko zasledimo v naravi. Vsled tega poskušamo koncipirati in prenesti v konstrukcijske sisteme maksimalno optimizirane forme, ki so v naravi nastajale, se razvijale, prilagajale, spreminjale in optimizirale milijone in milijone let




*Slika 4: Graf prvih 9 nihajnih oblik strune*



*Slika 5: Rentgenska slika notranje strukture školjke*



*Slike 6 - 8: Pantheon, cvet sončnice, Sport Palace Rim (P.L. Nervi)*

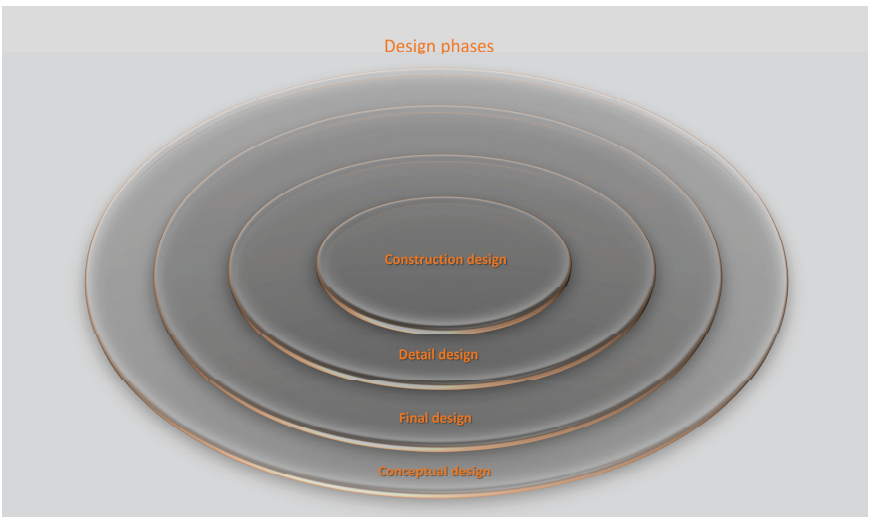



*Slike 9,10: Cape Greco – Cioer, Nova železniška postaja v Stuttgartu*

## 3. O NAJPOMEMBNEJŠI FAZI PROJEKTIRANJA – FAZI ZASNOVE

Projektanti vedno težimo k ideji o optimalni arhitekturni in konstrukcijski zasnovi objektov. Investitorji žal postajajo vedno pragmatični in po navadi uveljavlja kot osnovni kriterij ceno projekta ali objekta. Naročniki in investitorji pa bi se morali zavedati, da je:

- Faza zasnove objekta najzahtevnejši del procesa projektiranja in zahteva od inženirjev, da v celoti izkoristijo vse svoje izkušnje, ustvarjalnost, inventivnost in domišljijo.
- Stabilnost, ekonomičnost, eleganca, tehnologija gradnje in tveganja so glavna merila, ki se uporabljajo pri odločanju v fazi zasnove objekta.
- Kvalitetna zasnova mora zagotoviti, da je mostu varen, funkcionalen, ekonomičen in oblikovno skladen.
- Kvalitetne zasnove niso samo plod vrhunskega strokovnega znanja, temveč tudi izkušenj in zavedanja oblike strukture, ustvarjalne domišljije ter predvsem inventivnosti projektanta.
- Čeprav je čas, ki je potreben za pripravo zasnove objekta običajno najkrajši, je svoboda snovanja v tej fazi največja.
- Dobro se moramo zavedati, da odločitve sprejete v tej fazi, odločilno vplivajo na nadaljnje projektiranje, kakovost in stroške izgradnje objekta. Zato menim, da je ta faza, tako v časovnem kot finančnim smislu, zelo podcenjena!



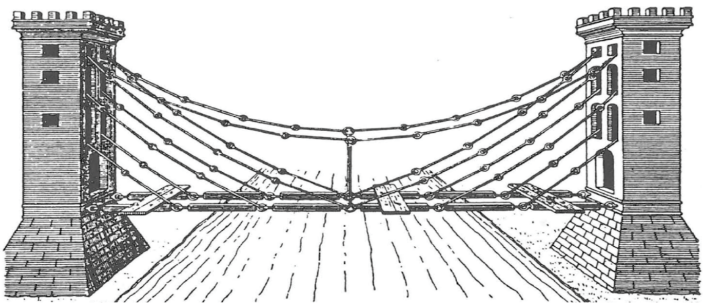

*Slika 11: Obseg posameznih projektnih faz*

## 4. KAJ SE INŽENIRJI LAHKO NAUČIMO IZ ZGODOVINE GRADITELJSTVA

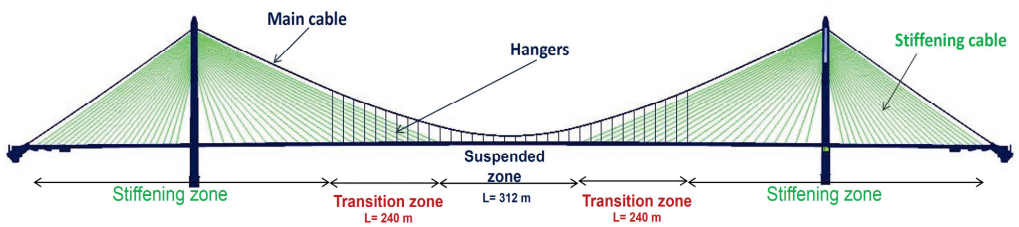
Pred več kot 2000 leti je rimski arhitekt/inženir Vitruvij napisal knjigo »De architectura«. Iz njegove knjige izvira znan rek, za katerega mnogi danes menijo, da je njegova največja zapuščina, ki je prispevala k izobraževanju arhitektov in inženirjev. Vitruvijev rek pravi, da mora biti za trajno vrednost zgradbe nujna zagotovitev trdnosti, funkcionalnosti in estetike.

Palladio (1508–1580) je v svojem delu Quattro Libri dell' Architettura razpravljal tudi o mostovih. Poudaril je, da so mostovi glavni deli ceste, da so presenetljive strukture, ki dejansko tvorijo pot čez vodo. Zato morajo biti lepo umeščeni v prostor, udobni, trpežni in tudi lepo »oblikovani«. Kot lahko vidimo, Palladio dodaja kriterij kvalitete umeščanja v prostor. Kar pa zadeva lepoto, Palladio to značilnost zasnove zreducira zgolj na ornamentiko mostu. Verjetno je bil tudi Palladio mnenja, da je most, ki je dobro koncipiran glede na potek sil, že sam po sebi lep.

Mostovi prinašajo družbi rast in blaginjo. V resnici sodeluje pri načrtovanju veliko različnih strokovnjakov iz različnih disciplin. Od antike do poznega srednjega veka so bili načrtovalci mostov mojstri gradbeniki. Ni bilo razlike med tehniko in estetskim oblikovanjem, mojster gradbenik je bil hkrati arhitekt in inženir. Konec 18. stoletja sta se »métier« arhitekta in inženirja ločila. Ko je bila leta 1794 v Parizu ustanovljena »L'école polytechnique«, ki ji je sledila »L'école des beaux-arts«, je ločitev med arhitekturo in inženirstvom postala dejstvo. Po vsem svetu sta se pojavili dve samostojni izobraževalni šoli za arhitekte in inženirje. Žal sta se kasneje stroki vedno bolj oddaljevali in ločevali,



*Slika 12: Konstrukcijski koncept hibridnega mostu s poševnimi zategami in visečimi kabli*
*Avtor zasnove Faust Vrančić iz Šibenika (Faustus Verantius 1551- 1617*







*Slika 13: Most Sultan Selim bridge, Istanbul - Turčija (svetovni rekorder - hibridni koncept / 2017*

# 5. NAČRTOVANJE MOSTOV Z VELIKIMI RAZPONI

Dejstvo je, da smo v manj kot 2000 letih smo prešli od starodavnih kamnitih lokov z razponi le nekaj metrov do sodobnih mostov s poševnimi zategam z razponi preko 1000 m in visečih mostov že z razponi med 2000 in 3000 metri. Napredki v konstrukcijskih sistemih, materialih visoke in ultra visoke trdnosti ter visoko zmogljivi računalniki omogočajo načrtovanje najzahtevnejših konstrukcij doslej. Trenutni trendi na tem področju se osredotočajo predvsem na naslednja glavna področja: razvoj inovativnih konstrukcijskih sistemov in izvedbe globokih temeljenj, razvoj materialov visokih trdnosti, aero-dinamična stabilnost lahkih jeklenih voziščnih konstrukcij ter potresna odpornost ob upoštevanju interakcije temeljnih tal s konstrukcijo ter seizmičnih izolatorjev.



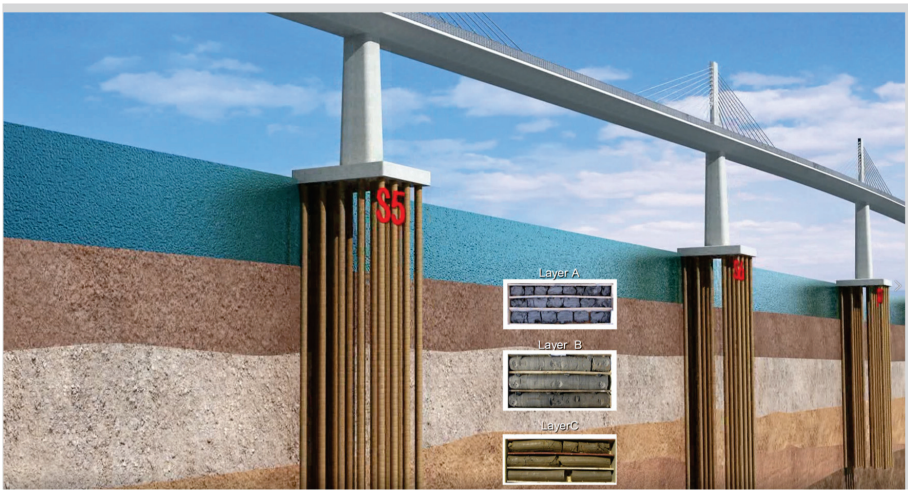
*Slika 14: Most 1915 Çanakkale Bridge, razpon 2023 m, višina pilonov 334 m*

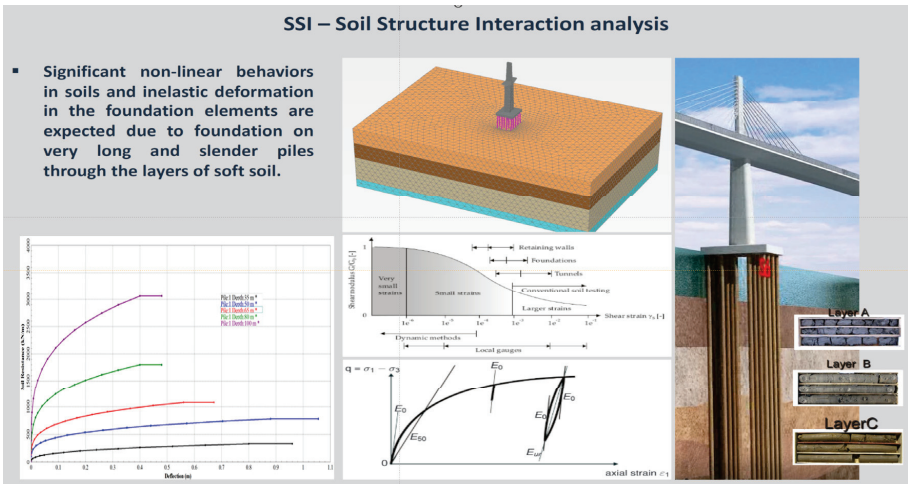
## 5.1 Bistveni kriteriji pri načrtovanju mostov z velikimi razponi

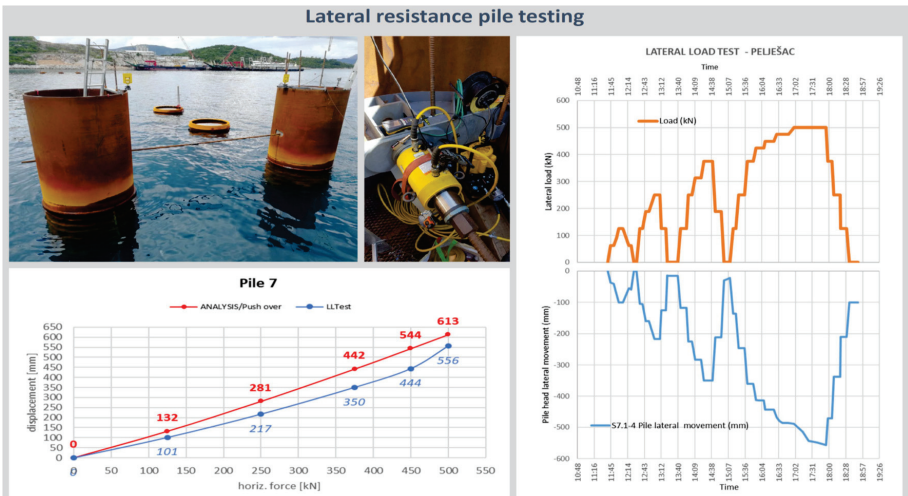
Osnovni problem pri projektiranju mostov z velikimi razponi je kako čim natančneje simulirati realno obnašanja konstrukcije, računalniško modeliranje, upoštevanje nelinearnih karakteristik materialov ter določitev obtežb. Določitev obtežb predstavlja še posebno velik problem.
Dokaj enostavna in avtomatizirana je določitev lastne in dodatne stalne teže, obtežbe prometa, temperaturne obtežbe, obtežb vsled prednapenjanja, pretrg ali zamenjava kablov, trenutnih in časovno odvisnih karakteristik materialov (krčenje in lezenje betona, relaksacija jekla).

Bistveno večji problem pa predstavlja čim bolj realna in natančna določitev karakteristik temeljnih tal ter določenih obtežb. Nujno je, da se izvedejo predhodne specialne študije in analize kot so:

- Izvedba GG raziskav in priprava geotehničinih ekspertiz (potrebne so posebne študije)
- Določitev obtežbe vsled trka ladij v podporno konstrukcijo
- Analiza potresnega tveganja in seizmičnost lokacije (potrebna je izdelava posebnih študij, tvorjenje umetnih zapisov pospeškov za lokacijo mosta ob upoštevanju različnih magnitud, globin in oddaljenosti epicentra potresa )
- Določitev smeri, hitrosti, turbulenc in udarnosti vetra. Potrebne so predhodne meritve in analize vetra, CFD analize in kasneje testiranje odseka modela in celoten model mostu v vetrovniku
- Nelinearne seizmične analize ob upoštevanju (SSI) interakcije temeljnih tal s konstrukcijo ter »Dynamic wind analysis« , da se zagotovi stabilnost mostnih konstrukcij.

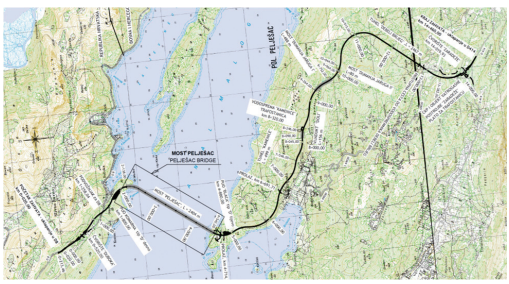


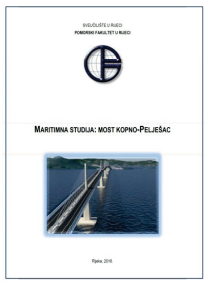



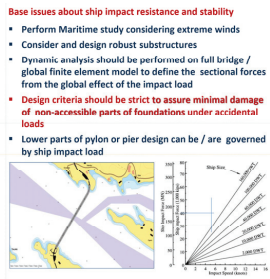




*Slike 15 - 17: Most Pelješac, analiza in testiranje temeljenja pilonov 5 – 10*

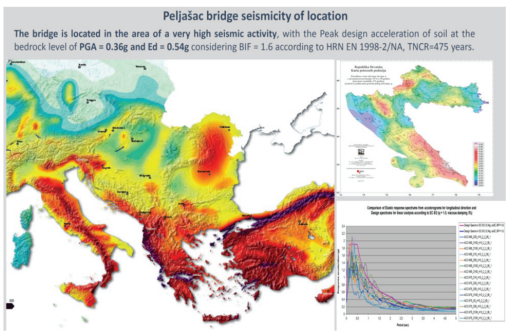


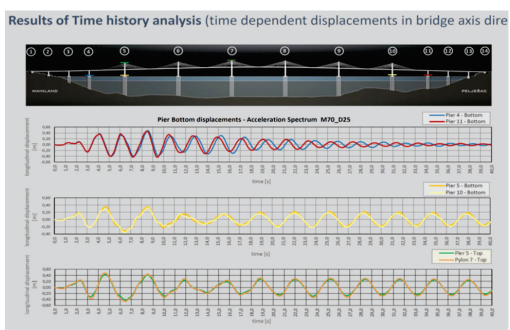



*Slika 18-20: Most Pelješac, analiza obtežb vsled trka ladij v podporno konstrukcijo*




**Location (geological condition) dependent – Nonlinear Seismic analysis considering Soil – Structure Interaction**

- **Important to investigate the non-linear behavior of bridge structure including SSI using according to Eurocode codes 7 sets of earthquakes (EC then allows to use average for design)**
- **Considering Time-displacement actions in three directions at bridge supports**
- **Foundation structure, piers and pylons are generally govern by seismic when bridge is situated in "high seismic zones"**
- **In high-speed and buffeting wind zones structure ca be govern also by wind load**

According to seismological study made by Geology department from Faculty of Science, University of Zagreb, 72 numerically generated synthetic accelerograms were generated for earthquake magnitudes

**M = 6.0, 6.5, 7.0 and 7.5**

and for epicenter distances of

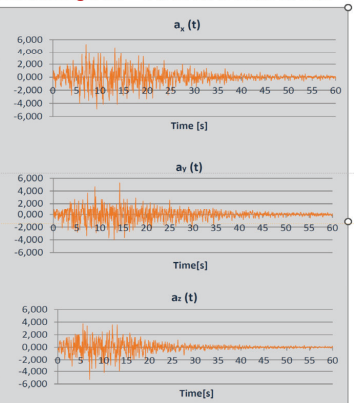
**5, 10, 25, 50, 100 and 150 km**

**in the depth of 10 km**

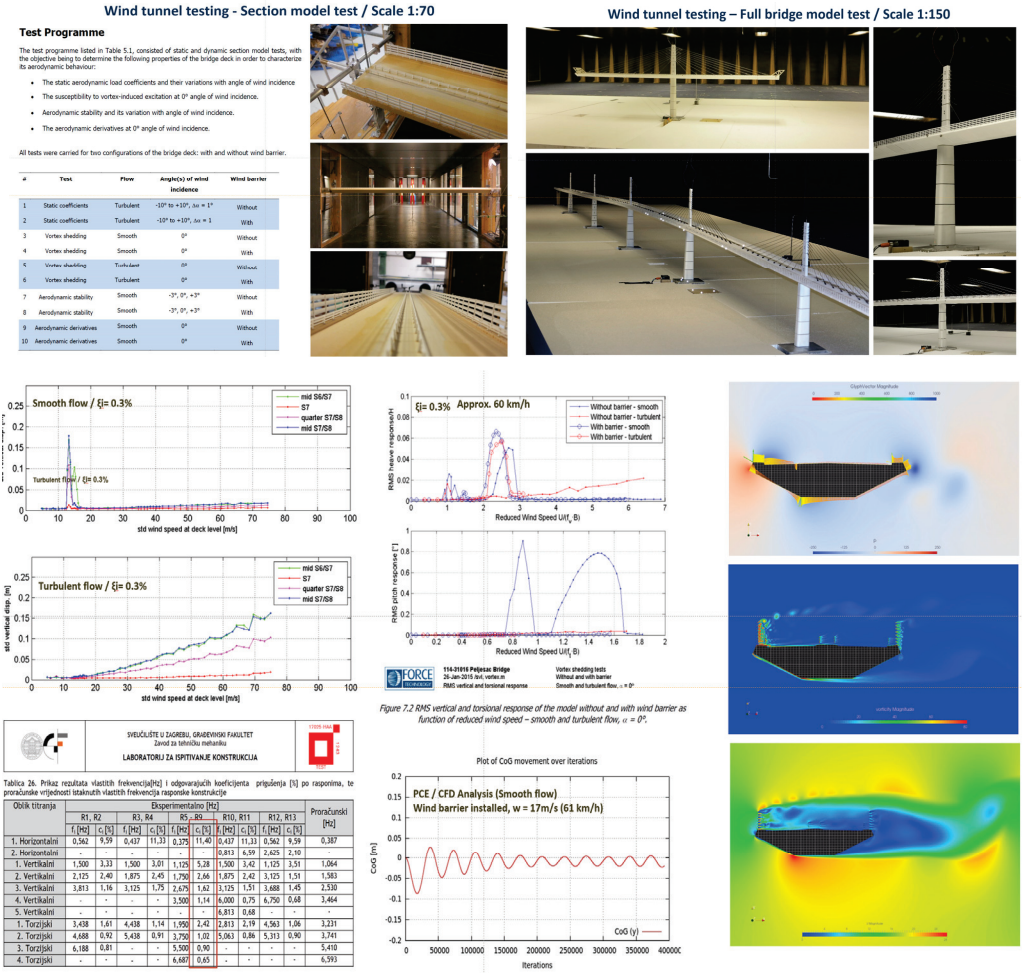
which is altogether 24 different EQ load sets.

Each load set consists of three different records for three different directions (longitudinal, transversal, vertical).

**Nonlinear Time history analysis were performed on computer model with nonlinear springs.**
**For horizontal direction nonlinear (p-y) springs were defined, and for vertical direction nonlinear springs for skin friction were considered in analysis.**




*Slike 21 - 23: Most Pelješac, določitev potresne obtežbe in nelinearna analiza ob upoštevanju SSI*




Tablica 26. Prikaz rezultata vlastitih frekvencija[Hz] i odgovarajućih koeficijenta prigušenja [%] po rasponima, te proračunske vrijednosti istaknutih vlastitih frekvencija rasponske konstrukcije

| Oblik titranja | Eksperimentalno [Hz] | | | | | | | | Proračunski [Hz] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | R1, R2 | | R3, R4 | | R5, R9 | | R10, R11 | | R12, R13 | |
| | $f_i$ [Hz] | $c_i$ [%] | $f_i$ [Hz] | $c_i$ [%] | $f_i$ [Hz] | $c_i$ [%] | $f_i$ [Hz] | $c_i$ [%] | $f_i$ [Hz] | $c_i$ [%] | |
| 1. Horizontalni | 0,562 | 9,59 | 0,437 | 11,33 | 0,375 | 11,40 | 0,437 | 11,33 | 0,562 | 9,59 | 0,387 |
| 2. Horizontalni | - | - | - | - | - | - | 0,813 | 6,59 | 2,625 | 2,10 | |
| 1. Vertikalni | 1,500 | 3,33 | 1,500 | 3,01 | 1,125 | 5,28 | 1,500 | 3,42 | 1,125 | 3,51 | 1,064 |
| 2. Vertikalni | 2,125 | 2,40 | 1,875 | 2,45 | 1,750 | 2,66 | 1,875 | 2,42 | 3,125 | 1,51 | 1,583 |
| 3. Vertikalni | 3,813 | 1,16 | 3,125 | 1,75 | 2,675 | 1,62 | 3,125 | 1,51 | 3,688 | 1,45 | 2,530 |
| 4. Vertikalni | - | - | - | - | 3,500 | 1,14 | 6,000 | 0,75 | 6,750 | 0,68 | 3,464 |
| 5. Vertikalni | - | - | - | - | - | - | 6,813 | 0,68 | - | - | |
| 1. Torzijski | 3,438 | 1,61 | 4,438 | 1,14 | 1,950 | 2,42 | 2,813 | 2,19 | 4,563 | 1,06 | 3,231 |
| 2. Torzijski | 4,688 | 0,92 | 5,438 | 0,91 | 3,750 | 1,02 | 5,063 | 0,86 | 5,313 | 0,90 | 3,741 |
| 3. Torzijski | 6,188 | 0,81 | - | - | 5,500 | 0,90 | - | - | - | - | 5,410 |
| 4. Torzijski | - | - | - | - | 6,687 | 0,65 | - | - | - | - | 6,593 |

*Figure 7.2 RMS vertical and torsional response of the model without and with wind barrier as function of reduced wind speed – smooth and turbulent flow, $\alpha = 0°$.*

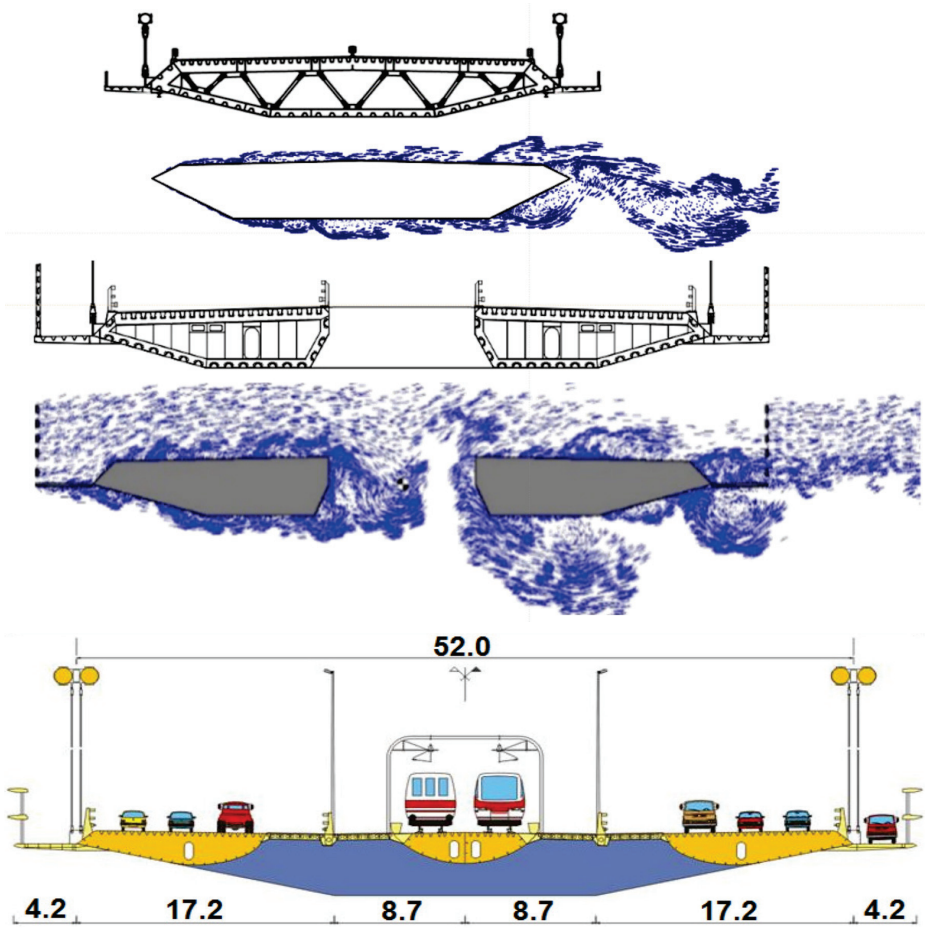
*Slike 24 - 26: Most Pelješac, testiranje v vetrovniku, CFD analiza, rezultati dynamic wind analize*

## 5.2 Razpon 1000 m – most s poševnimi zategami ali viseči most ?

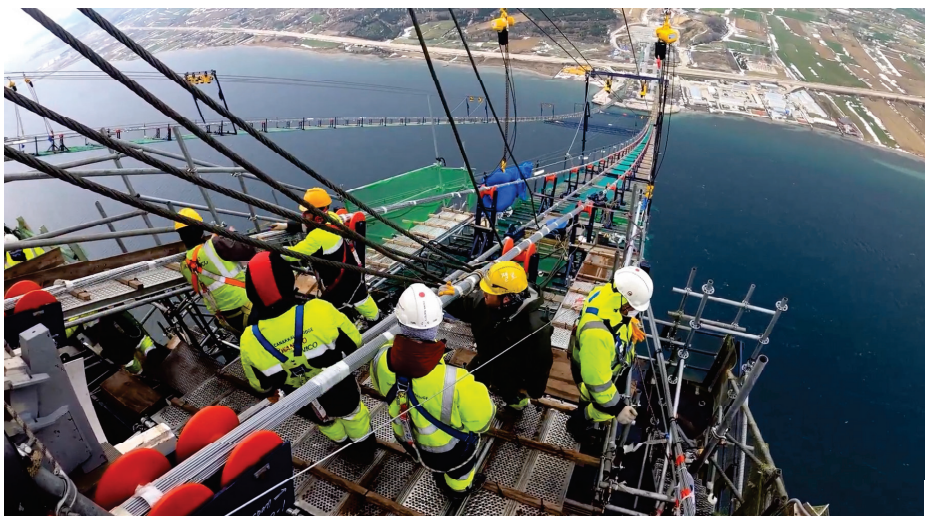
Povečanje dolžine centralnega razpona močno poveča tveganja, ki so povezana z dinamično stabilnostjo voziščnih konstrukcij. Nestabilnosti zaradi vertikalnih, horizontalnih in predvsem torzijskih nihanj, se lahko pojavijo že pri nizkih hitrostih vetra, posebej če je razmerje karakteristične torzijske in upogibne frekvence pod vrednostjo $f_T/f_B \leqq 2.0$.

Na osnovi izkušenj in izvedenih analiz visečih mostov in mostov s poševnimi zategami je danes pri projektiranju mostov velikih razponov generalna praksa, da se pri mostovih z razponi do 1500 m projektirajo enocelične voziščne konstrukcije z razmerjem širine napram višini konstrukcije $B/H \geqq 9.0$, kar jim zagotavlja zadostno dinamično stabilnost tudi pri močnih in udarnih bočnih vetrovih.

Pri mostovih z razponi večjih od 1500 m pa je generalno priporočljiva uporaba dveh ločenih ali pri zelo širokih mostovih kot je most Messina celo voziščne konstrukcije s 3 ločenimi celicami, ki so na mestu obešanja na kable v prečni smeri povezane s togimi prečniki.



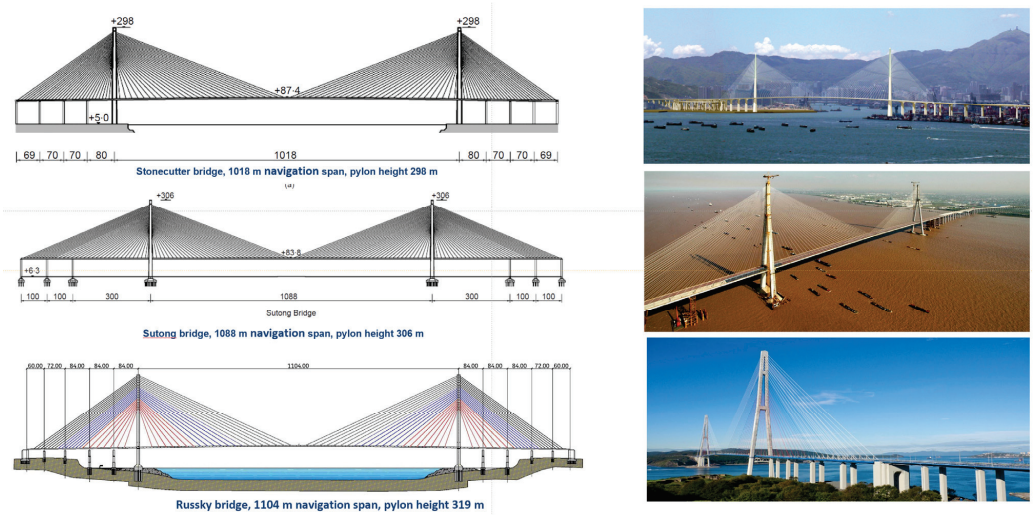

*Slika 27: Variantne zasnove voziščnih konstrukcij v odvisnosti prometa in dolžin razponov*



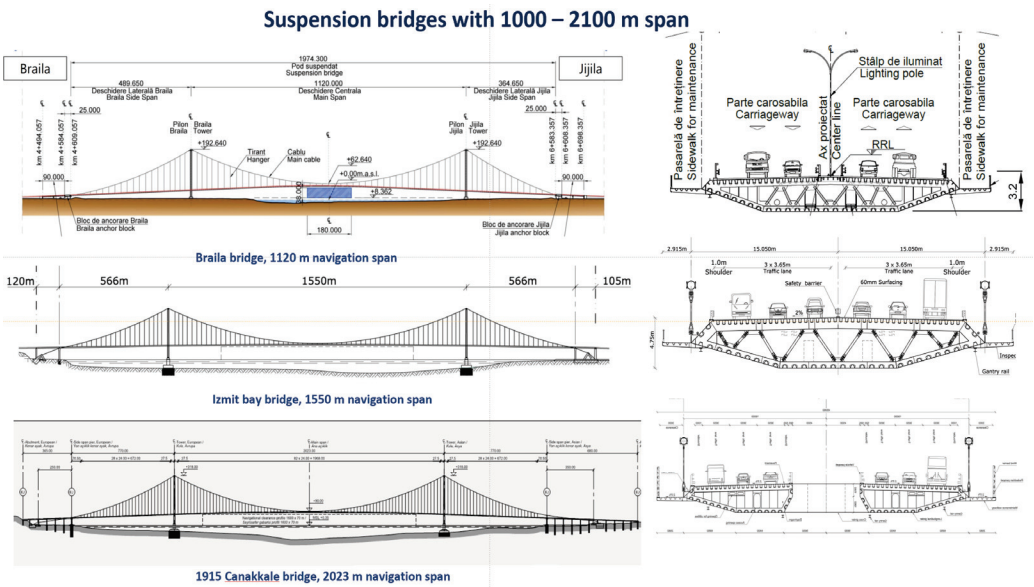
*Slika 28: Tehnološko - izvedbeno izredno zahtevna montaža PPWS (prefabricated parallel wire*

*strands) - skupine pramen glavnih nosilnih kablov*

Trenutno je v svetu zgrajenih 5 mostovi s poševnimi zategami in razponi preko 1000. Štirje so v Kitajski, eden pa v Rusiji kar dokazuje tehnološko in izvajalsko premoč kitajskih gradbenih podjetij, ki gradijo mostove z velikimi razponi praktično na vseh kontinentih. Zaradi velike proizvodnje jeklenih konstrukcij in kontinuirane gradnje so odlično tehnološko opremljene tako, da lahko gradijo po svetovno konkurenčnih cenah. Pri gradnji mostov z velikimi razponi lahko kitajskim podjetjem konkurirajo samo nekatera južno korejska, japonska in turška gradbena podjetja.

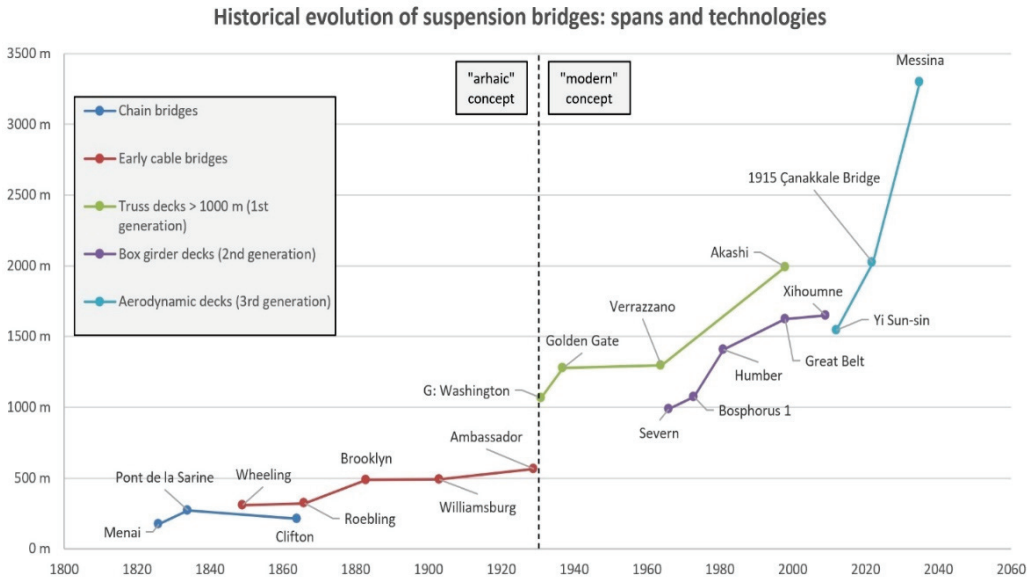



*Slika 29: Vzdolžne dispozicije mostov s poševnimi zategami in glavnim razponom preko 1000 m; most Stonecutters (Honkong), most Sutong (kitajska) in most Rusky bridge (Rusija)*




*Slika 31: Vzdolžne dispozicije visečih mostov z glavnimi razponi 1074 - 2023 m; most Brailla (Romunija), most Izmit ( Turčija) in 1915 Canakkale bridge (Turčija)*

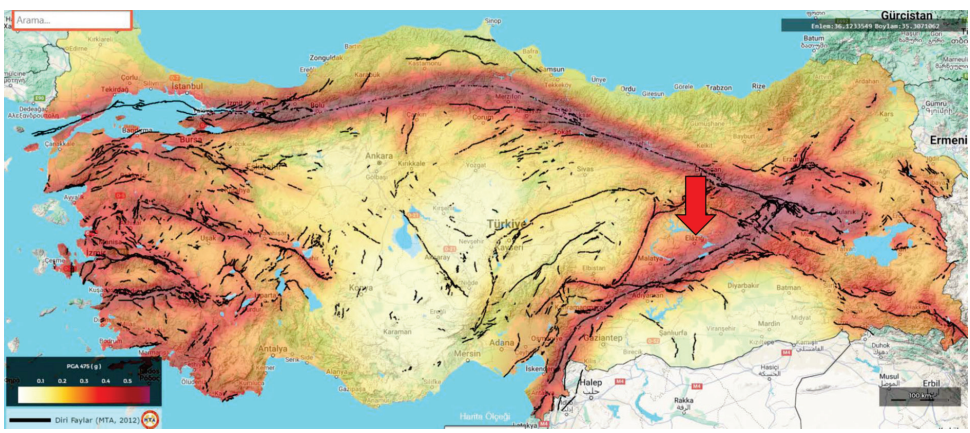
Gradnja visečih mostov velikih razponov je tehnološko še bistveno zahtevnejša od gradnje mostov s poševnimi zategami. Potrebni so izkušeni izvajalski timi, specialna znanja ter specialna tehnološka oprema za montažno kablov (Air spinning / PPWS installation). Tudi jeklene objemke glavnih nosilnih kablov za sidranje vertikalnih vešal in jeklene deviatorje, ki lahko tehtajo tudi po več sto ton, v svetu proizvaja samo nekaj specializiranih podjetij.




*Slika 32: Časovni prikaz razvoja visečih mostov v odvisnosti od maksimalnih razponov in konstrukcijskega koncepta voziščnih konstrukcij*

## 6. MOST PERTEK - TURČIJA

Turčija ogromno vlaga v infrastrukturne projekte tako v železniške kot cestne. V okviru izgradnje nove avtocestne povezave Elazig – Tunceli bo potrebno zgraditi tudi preko 4 kilometre dolg most preko akumulacijskega jezera Keben, od tega 1840 m dolg viseči most ali alternativno most s poševnimi zategami z glavnim razponom 1080 m.



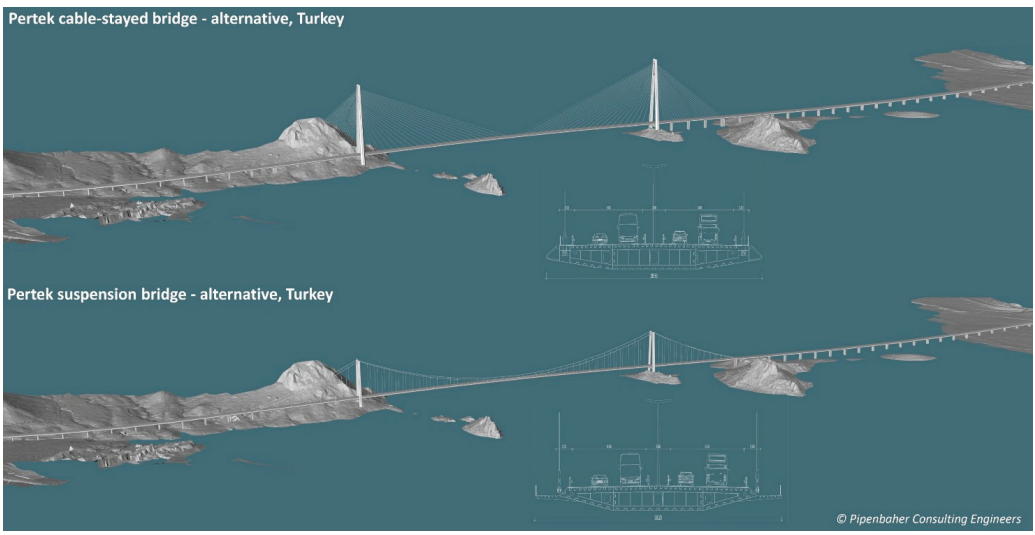

*Slika 33: Makro lokacija mosta Pertek (PGA = 0.45g) in prikaz potresne ogroženosti Turčije*

Z izgradnjo nove avtocestne povezave in mostu preko akumulacijskega jezera se bo skrajšala cestna povezava med mestoma Elazig – Tuceli za 60 kilometrov, čas vožnje pa s skoraj 3 ur na cca 45 minut.




*Slika 34: Mikrolokacija mostu Pertek*

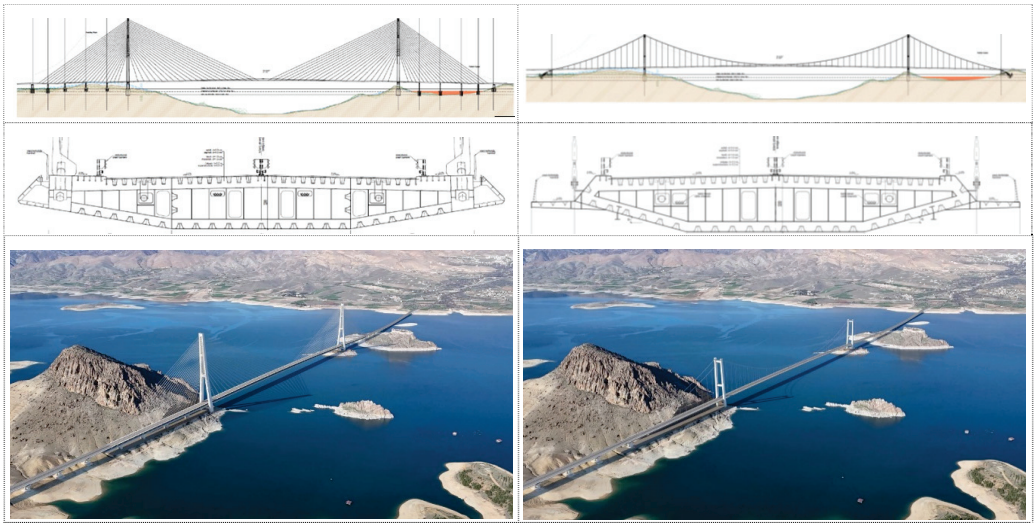
Investitor avtocestnega odseka je KGM / Turška direkcija za avtoceste, Ankara. Naloga konzultanta Pipenbaher inženirji je bila zasnovati optimalni koncept mostu preko globljega, do 80 m globokega dela jezeri v dolžini cca 1800 m. Na preostalem delu je jezero globine do 5 m, zato je v tem predelu predviden klasični most s prednapeto AB konstrukcijo in razponi do 50 m.




*Slika 35: Varianta mostu s poševnimi zategami in varianta z visečim mostom z razponom 1080 m*

Skratka, konzultant Pipenbaher Consulting Engineers / Pipenbaher inženirji je moral pripraviti 2 variantni zasnovi mostu, izvesti statične in dinamične analize, izdelati načrte in oceniti stroške gradnje obeh variantnih zasnov mostu ter pripraviti detajlni evaluaciji obeh variant mostu z vidika:

- Prednosti in slabosti posamezne variante z vidika statične in dinamične stabilnosti, nosilnosti, odpornosti na potres in aerodinamične stabilnosti voziščne konstrukcije;
- Tehnologije in kompleksnosti gradnje;
- Rizikov pri gradnji;
- Stroškov gradnje.



*Slika 36: 3D prikaz alternativ, vzdolžna prereza in karakteristična prereza voziščnih konstrukcij mosta s poševnimi zategami in visečega mosta z dolžino glavnega razpona 1080 m*

## 6.1 Evaluacija in primerjalna analiza variant

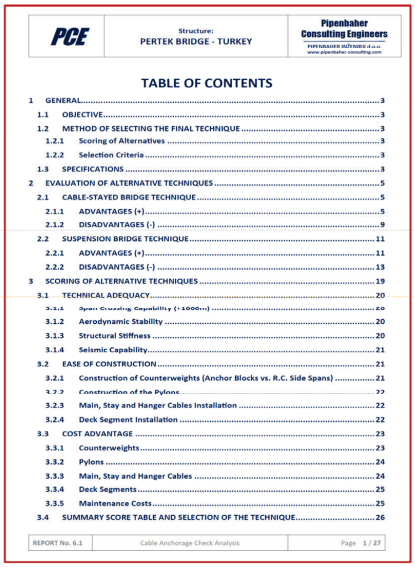
Izbira med mostovi s poševnimi zategami in visečimi mostovi je odvisna od zahtev Investitorja, specifike lokacije in morfologije terena, geologije, proračunskih omejitev in estetskih vidikov.
Obe varianti mostu sledita najnovejšim trendom pri razvoju in graditvi mostov z velikimi razponi in ponujata rešitve, prilagojene različnim izzivom, ki jih predstavljajo podobni infrastrukturni projekti po vsem svetu.

*Tabela 1: Primerjalne prednosti in slabosti mostov s poševnimi zategami in visečih mostov*

| **MOST S POŠEVNIMI ZATEGAMI** | **VISEČI MOST:** |
|---|---|
| **Prednosti:**<br>• Večja togost kot viseči most, deformacije in vibracije konstrukcije pod obremenitvami vetra in potresa so manjše.<br>• Na splošno mostovi s poševnimi zategami niso več stroškovno učinkovitejši pri razponih nad 1000 m.<br>**Slabosti:**<br>• Visoki piloni<br>• Mostovi s poševnimi zategami in razponi nad 1000 m predstavljajo velik tehnični izziv<br>• Visoke tlačne napetosti v voziščni konstrukciji zahtevajo dodatne ojačitve, ki močno povečajo količino jekla<br>• Izjemno dolgi kabli zahtevajo dodatno dušenje za nadzor vibracij tudi na pilonih<br>**Vizualni izgled mostu:**<br>▪ Mostovi s poševnimi zategami so pogosto elegantnejši in atraktivnejši. | **Prednosti:**<br>• Približno 50 % nižja višina pilonov<br>• Omogoča bistveno daljše glavne razpone, celo daleč nad 2000 m.<br>• Pri mostovih z velikimi razponi manjša poraba jekla za izvedbo voziščne konstrukcije<br>• Bistveno lažje zagotavljanje potresne odpornosti mostne konstrukcije<br>**Slabosti:**<br>• Draga in tehnološko zahtevna gradnja, zlasti instalacija glavnih visečih kablov, vgradnja sidrišč in težkih deviatorjev<br>• Stroški izvedbe masivnih sidrnih blokov - sidrišč kablov lahko dosežejo 20 - 30 % stroškov izvedbe voziščne konstrukcije.<br>• Voziščna konstrukcija mora biti zasnovana zelo skrbno tako, da je zagotovljena aerodinamična stabilnost – tudi pri nizkih hitrostih vetra (nihanja, ki jih povzročajo vrtinci). |

*Tabela 2: Točkovanje / Izbira med mostom s poševnimi zategami in visečim mostom*

**SCORING / THE CHOICE BETWEEN LARGE-SPAN CABLE STAYED AND SUSPENSION BRIDGES**



PCE | Structure: PERTEK BRIDGE - TURKEY | Pipenbaher Consulting Engineers

TABLE OF CONTENTS


1 GENERAL ... 3
1.1 OBJECTIVE ... 3
1.2 METHOD OF SELECTING THE FINAL TECHNIQUE ... 3
1.2.1 Scoring of Alternatives ... 3
1.2.2 Selection Criteria ... 3
1.3 SPECIFICATIONS ... 3
2 EVALUATION OF ALTERNATIVE TECHNIQUES ... 5
2.1 CABLE-STAYED BRIDGE TECHNIQUE ... 5
2.1.1 ADVANTAGES (+) ... 5
2.1.2 DISADVANTAGES (-) ... 9
2.2 SUSPENSION BRIDGE TECHNIQUE ... 11
2.2.1 ADVANTAGES (+) ... 11
2.2.2 DISADVANTAGES (-) ... 13
3 SCORING OF ALTERNATIVE TECHNIQUES ... 19
3.1 TECHNICAL ADEQUACY ... 20
3.1.2 Aerodynamic Stability ... 20
3.1.3 Structural Stiffness ... 20
3.1.4 Seismic Capability ... 21
3.2 EASE OF CONSTRUCTION ... 21
3.2.1 Construction of Counterweights (Anchor Blocks vs. R.C. Side Spans) ... 21
3.2.3 Main, Stay and Hanger Cables Installation ... 22
3.2.4 Deck Segment Installation ... 22
3.3 COST ADVANTAGE ... 23
3.3.1 Counterweights ... 23
3.3.2 Pylons ... 24
3.3.3 Main, Stay and Hanger Cables ... 24
3.3.4 Deck Segments ... 25
3.3.5 Maintenance Costs ... 25
3.4 SUMMARY SCORE TABLE AND SELECTION OF THE TECHNIQUE ... 26


REPORT No. 6.1 | Cable Anchorage Check Analysis | Page 1 / 27

| EVALUATION SCORING (main / navigation span over 1000 m) | BRIDGE STRUCTURAL CONCEPT: Cable-Stayed Bridge | BRIDGE STRUCTURAL CONCEPT: Suspension Bridge | Weighting Factor Max Scores |
|---|---|---|---|
| **1 STRUCTURAL ADVANTAGE RATE (1 - 10)** | **Points** | **Points** | **1,0** |
| Bridge Span Capability / spanning over 1000 m | 6 | 10 | 10 |
| Aerodynamic Stability | 8 | 7 | 10 |
| Structural Stiffness | 8 | 5 | 10 |
| Seismic Capability | 5 | 10 | 10 |
| Subtotal | 27 | 32 | |
| **2 CONSTRUCTION COMPLEXITY AND RISK RATE (1 - 10)** | **Points** | **Points** | **1,2** |
| Construction of the Foundations | 8 | 7 | 10 |
| Construction of the Pylons | 5 | 10 | 10 |
| Main, Stay and Hanger Cables Installation | 7 | 6 | 10 |
| Deck Segment Installation | 8 | 7 | 10 |
| Construction Risks | 8 | 7 | 10 |
| Subtotal | 36 | 37 | |
| **3 COST ADVANTAGE RATE (1 - 10)** | **Points** | **Points** | **1,2** |
| Foundations | 8 | 6 | 10 |
| Pylons | 4 | 10 | 10 |
| Main, Stay nad Hanger Cables | 8 | 6 | 10 |
| Superstructure Segments | 6 | 5 | 10 |
| Maintenance Costs | 7 | 8 | 10 |
| Subtotal | 33 | 35 | |
| Total (Points) | 109,8 | 118,4 | 160 |
| SCORE RATE | 69 | 74 | Max =100 |

Na osnovi primerjalnih analiz in izvedenega »Scoring-a« se je investitor KGM / Turška direkcija za avtoceste odločila, da se bo gradil viseči most in da se pripravi razpisni projekt za varianto visečega mostu s centralnim razponom dolžine 1080 metrov. Tender pa bo pripravljen in razpisan v obliki »Design – Build«, kar pomeni bo izvajalec sam izdelal tudi »Detailed and Construction design«.

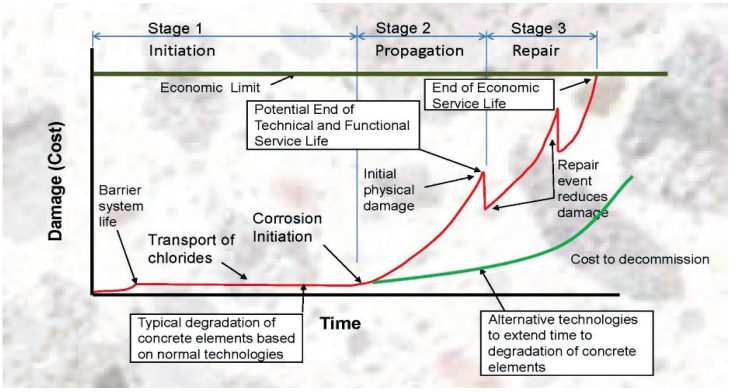
## 7. ŽIVLJENSKA DOBA, MONITORING IN VZDRŽEVANJE MOSTOV

Ključno pri projektiranju infrastrukturnih objektov je tudi zagotovitev trajnosti konstrukcij. Pri določanju življenjske dobe objekta se mora investitor zavedati, da cena objekta vsebuje naslednje postavke:

- Stroške gradnje
- Stroške vzdrževanja in tekočih manjših sanacij
- Stroške rekonstrukcij / zamenjave objekta.
- Lastniki, ki jih skrbi tudi vpliv gradnje in vzdrževanja v življenjskem ciklusu objekta na okolje, lahko to analizo vzdržnosti dvignejo na novo raven in ocenijo tudi možnosti glede na vgrajeno energijo in ravni emisij CO2.

Poznamo tri glavna merila pri oceni življenjske dobe mostov:

- **Tehnična življenjska doba** definira dejanski čas uporabe, dokler ni doseženo določeno minimalno sprejemljivo stanje delovanja (funkcionalno stanje), morda zaradi rizika redukcije nosilnosti.
- **Funkcionalna življenjska doba** predstavlja dejanski čas uporabe, dokler konstrukcija ne postane neuporabna zaradi sprememb v zahtevah glede delovanja (funkcionalno stanje).
- **Ekonomska življenjska doba** predstavlja dejanski čas uporabe, dokler zamenjava konstrukcije ni ekonomsko ugodnejša od njenega ohranjanja v uporabi.




*Slika 37: Prikaz stanj v življenjskem obdobju konstrukcij*

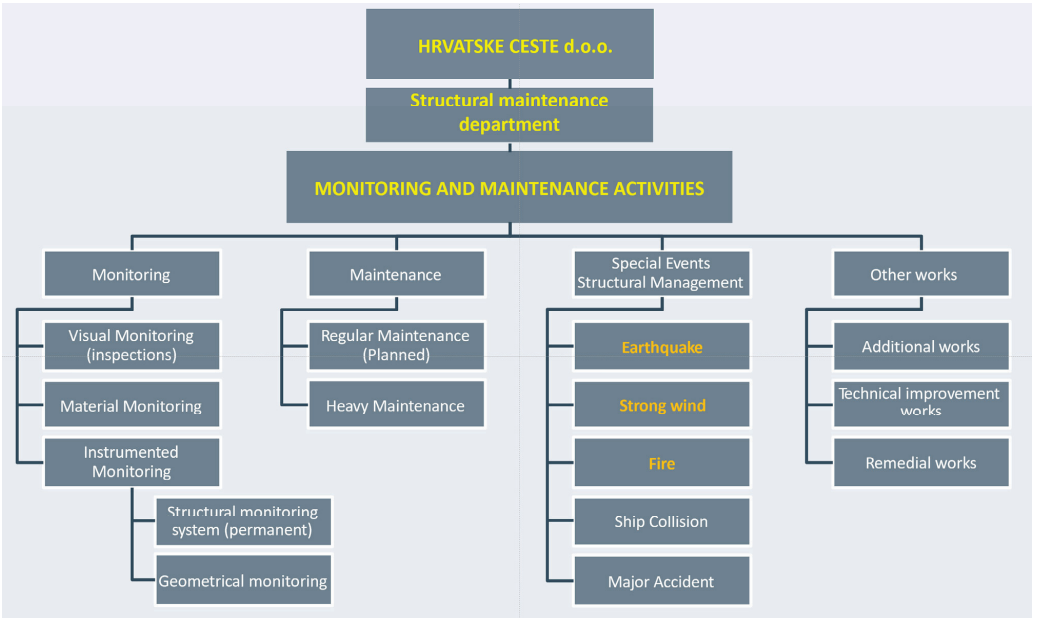
## 7.1 Monitoring

Vzpostavitev monitoringa obnašanja in stanja konstrukcij je ključno za dolgoročno uporabo objekta. Neprekinjeno spremljanje obnašanja konstrukcij v fazi gradnje in v fazi obratovanja ter spremljanje aktualnega stanja in pojavov poškodb omogoča:

- Analizo kratkoročnega in dolgoročnega obnašanja konstrukcije
- Zgodnje odkrivanje morebitnih poškodb
- Učinkovito načrtovanje vzdrževalnih del
- Oceno preostale življenjske dobe
- Povečanje varnosti in zanesljivosti




*Slika 38: Prikaz vgrajene opreme instalirane na Mostu Pelješac za izvajanje kontinuiranega monitoringa stanja konstrukcije in vplivov iz okolja (veter, potres, temperatura, ....*




*Slika 39: Prikaz aktivnosti monitoringa in vzdrževanja Mosta Pelejšac*

## 8. LITERATURA

[1] Idejni, Glavni in PZI projekt Mosta Pelješac; Pipenbaher inženirji, Ponting, Građevinski Fakultet Zagreb, China Road and Bridge Construction company 2013 - 2022

[2] Projekt vzdrževanja Mosta Pelješac; Pipeenbaher inženirji, Građevinski Fakultet Zagreb, 2022

[3] Pertek bridge conceptual design and Feasibility study; Pipenbaher inženirji 2024/2025

[4] Mathematical Models for Suspension Bridges, Nonlinear Structural Instability; ISSN 2037-5263, Springer International Publishing 2015

[5] Cables for Suspension Bridges – Technical Specifications; Statens vegvesen, Norwegian Public Roads Administration, 2008

[6] Inspection, Evaluation and Maintenance of Suspension Bridges - Case Studies; Taylor and Francis Group, 2016

[7] M. Pipenbaher, T. Peteršič; Pelješac bridge – Design and construction, IABSE Symposium 2022, Prague

[8] M. Pipenbaher; Pelješac bridge, Croatia – Part 1: Concept and Design, Bauingenieur BD.98 (2025) Nr. 5, VDI Fachmedien

[9] M. Pipenbaher; Pelješac bridge, Croatia – Part 2: Construction and Assembly, Bauingenieur BD.98 (2025) Nr. 6, VDI Fachmedien

Victor M. HERNÁNDEZ-AGUIRRE[1], Rajesh RUPAKHETY[2]

# INCLUSION OF NON-LINEAR SITE-EFFECTS IN PSHA FOR A SOIL SITE WITH EMBEDDED LAVA LAYERS

**Summary**

This paper discusses the inclusion of non-linear site-effects for a site-specific seismic hazard study for a site in South Iceland. The stratigraphy of the site consists of sand with embedded lava layers, which is commonly found in South and Central Iceland due to the extensive volcanism. The effect of local geology on expected ground motion is included into probabilistic seismic hazard assessment (PSHA) by means of a period-dependent soil (de)amplification function, AF($T$), where $T$ is a generic oscillator period. The amplification functions are obtained by linear-equivalent analyses of the soil columns with uncertain properties. PSHA is performed using an event-based approach, which allows for a straightforward implementation of the soil effects in calculating seismic hazard at the site. While this site might be misinterpreted as "rock", it is demonstrated that including non-linear site-effects leads to a decrease in the hazard for PGA and an increase for structural periods larger than 0.5 s.

**Key words:** Site-effects, Amplification factors, PSHA.

## Upoštevanje nelinearnih vplivov lokacije v verjetnostni analizi potresne nevarnosti za tla s plastmi lave

**Povzetek**

Članek obravnava upoštevanje nelinearnih vplivov lokacije v študiji potresne nevarnosti za specifično lokacijo južni Islandiji. Stratigrafija lokacije kaže na sestavo iz peska s plastmi lave, ki jo zaradi obsežnega vulkanizma pogosto najdemo v južni in osrednji Islandiji. Vpliv lokalne geologije na pričakovano gibanje tal je vključen v verjetnostno oceno potresne nevarnosti (PSHA) s pomočjo funkcije (de)amplifikacije tal odvisne od nihajnega časa generičnega oscilatorja. Funkcije amplifikacije so pridobljene z linearno ekvivalentnimi analizami kolon vzorcev tal z negotovimi lastnostmi. PSHA se izvaja z uporabo pristopa, ki temelji na dogodkih, kar omogoča enostavno upoštevanje vplivov tal pri izračunu potresne nevarnosti na lokaciji. Čeprav bi to lokacijo lahko napačno razumeli kot »skalo«, je dokazano, da vključitev nelinearnih vplivov vodi do zmanjšanja nevarnosti za PGA in povečanja za nihajne čase konstrukcij višjih od 0,5 s.

**Ključne besede:** vpliv lokacije, povečevalni faktorji, verjetnostna analiza potresne nevarnosti.

## 1. INTRODUCTION

This paper addresses a critical aspect of site-specific seismic hazard studies: the incorporation of local site effects into the definition of design seismic actions. Local site effects are important since they produce modifications in the amplitude and frequency content of seismic ground motions, resulting from specific geological and geotechnical conditions at the site.

The soil deposits in South Iceland are relatively young, volcanic in origin, and in many cases the result of catastrophic processes such as glacial outburst floods and volcanic ash falls. In the South Iceland Lowland, it is also common to find stratigraphic sequences where soft sediments alternate with igneous rock layers. Such geological configurations strongly influence earthquake ground motions and, consequently, seismic loading and the nature of earthquake-induced damage. At sites underlain by thick late- and post-glacial sediments, the absence of reliable information on soil stiffness at depth has in the past limited detailed site-response analyses. Previous studies [1,2] have

[1] Research student, Earthquake Engineering Research Center, University of Iceland, 800 Selfoss, Iceland
[2] Professor, Earthquake Engineering Research Center, University of Iceland, 800 Selfoss, Iceland, rajesh@hi.is

shown that sites with alternating lava flows and alluvial sediments may experience significantly amplified shaking compared to rock sites. However, identifying these conditions in practice is challenging, as they typically require deep borehole investigations. For instance, a lava layer embedded in soft sediments may easily be misclassified as either shallow sediments over bedrock or as a rock site. To date, only few studies have aimed to defe shear-wave velocity (VS) profiles of such mixed lava–sediment structures in Iceland [3]. In the absence of detailed site investigations, current building codes typically use the time-averaged shear-wave velocity in the upper 30 m (VS,30) as a proxy for local soil effects on seismic response. However, this simplified approach has been shown to be inadequate for lava–sediment configurations. In these cases, the dynamic behavior is primarily governed by the sedimentary layers, and average values of VS become less meaningful. Therefore, reliable seismic load assessment requires accurate identification of sites with interbedded lava and sediment deposits.

The first part of this article consists in modelling local site-effects by means of amplifi-cation functions (AF) obtained from one-dimensional equivalent linear site response anal-yses performed for two reference soil profiles, consisting of intercalations of lava and soil layers. Then, probabilistic seismic hazard assessment (PSHA) based on Monte Carlo simula-tion of synthetic earthquake catalogues is performed, including the site response via the amplification functions established in the first step. Finaly, we discuss the importance of including site-effects for this type of site conditions, which are usually neglected since these sites are wrongly classified in practice as “rock” sites.

## 2. SITE-EFFECTS MODELLING

### 2.1 Site characterization

The geology at the Búrfellslundur project site in South Iceland is characterized by alternating layers of basalt and thin interbeds of softer sediments, including tephra, scoria, and sand—a stratigraphy that is common in Iceland due to ongoing volcanic activity. The strong impedance contrasts between the stiff basalt and the softer sedimentary layers significantly influence seismic wave propagation, leading to amplification of ground motion at certain frequencies relative to outcropping bedrock, while nonlinearity and attenuation may reduce amplitudes at others.

Site characterization was carried out in 2024 through a series of boreholes. Each borehole intersected an upper basalt layer (THi), ranging in thickness from 3 m to over 20 m, underlain by a thin sedimentary horizon and a second basalt layer (THf), where drilling was terminated. None of these boreholes reached seismic bedrock. Additional stratigraphic information was obtained from three boreholes from an earlier investigation: TH-02, TH-03b, and TH-04. Boreholes TH-03b and TH-04 penetrated to bedrock at depths of 52 m and 30 m, respectively. Multiple basalt layers were identified—four in TH-02, two in TH-03b, and one in TH-04—as shown in the stratigraphic profiles in Figure 1. Moreover, an outcrop is located at the center of the studied site, further illustrating the heterogeneity of local subsurface conditions.

To characterize the geotechnical properties of the site’s materials, several tests were conducted, including: (1) grain-size distribution analyses and resonant column tests on soil samples retrieved from a sand layer in boreholes T-14 and T-20; (2) downhole testing to estimate in-situ shear-wave velocities; and (3) ambient vibration surveys performed at multiple locations to derive horizontal-to-vertical spectral ratios (HVSR) and predominant site frequencies for comparison with site response analyses. From the grain-size distribution tests, soil layer was classified as well-graded sand with silt (SW-SM), with an important part of gravel of approximately 30%.

The results of resonant column tests, performed under varying confining pressures, are shown in Fig. 2. Since the maximum particle size permitted in the test setup is 8 mm, gravel fractions were removed prior to testing. An important output of resonant-column tests is the small-strain shear wave velocity. $V_S$ was obtained in the range of 170 m/s and 325 m/s, as shown in the legend of Fig. 2. Since the gravel part was removed from the tested samples, the in-situ Vs is expected to be slightly larger,

which was confirmed from the down-hole tests. The experimental results were fitted using the Darendeli and Stokoe [4] model (lines in Figure 2), which was subsequently adopted in the site response analyses.

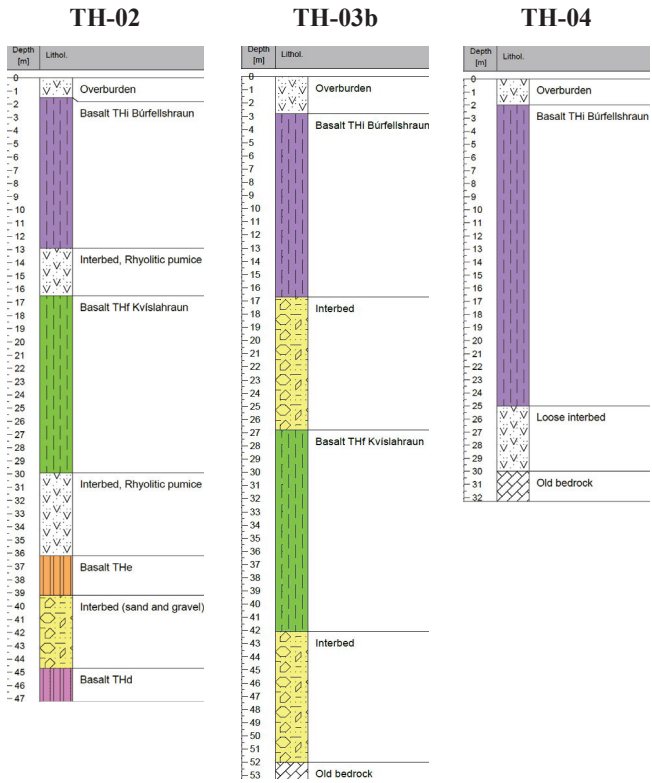



*Figure 1: Stratigraphy from boreholes TH-03b, TH-02 and TH-04.*

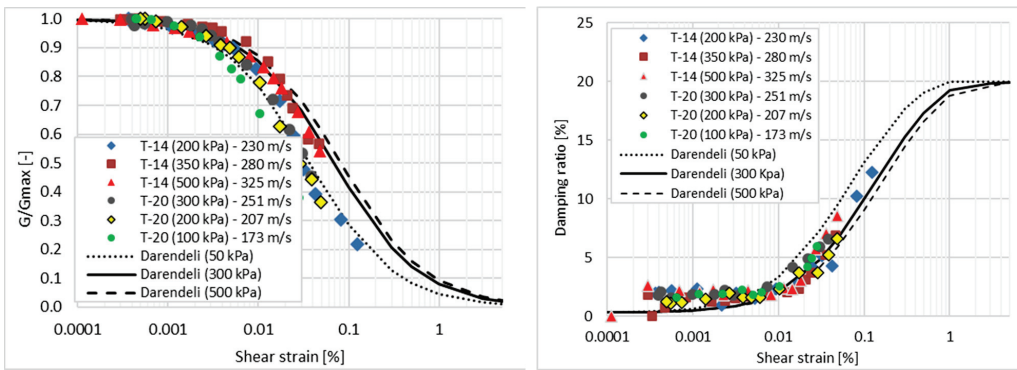



*Figure 2: Shear modulus degradation curves (left) and damping ratio curves (right) from resonant column tests performed on samples retrieved from a sediment layer at sites T14 and T20.*

Based on the geotechnical investigation and considering the heterogeneity of subsurface conditions, three site conditions were considered as representative of the whole studied area, those of TH-02, TH-03b, and bedrock. The geotechnical properties relevant for site response analysis, i.e., shear wave velocity (Vs), mass density (ρ) and thickness of each material layer, are presented in Table 1 for site

TH-03b. Since the mechanical properties were obtained from few experiment tests, there is some uncertainty in their values, hence, it was decided to include some random variability to account for this uncertainty. The thicknesses of some layers were allowed to vary randomly, following a uniform probability distribution with the bounds shown in Table 1. Shear wave velocity was varied randomly following a lognormal distribution, using a Monte Carlo simulation of random numbers. Since the effect of density (ρ) was less important with respect to the effect of Vs, density was kept constant.

*Table 1: Geotechnical properties for site TH-03b.*

| Layer | Thickness (m) | | | ρ (kg/m$^3$) | Vs (m/s) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Min | μ | Max | | μ - σ | μ | μ + σ |
| Overburden | 2 | 2 | 2 | 1900 | 236 | 275 | 319 |
| Scoria | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 2500 | 955 | 1110 | 1289 |
| Basalt THi | 13 | 14 | 15 | 2800 | 1713 | 1800 | 1893 |
| Interbed I | 8.5 | 9.5 | 10.5 | 2000 | 270 | 313 | 364 |
| Scoria | 0.5 | 1 | 1.5 | 2500 | 955 | 1110 | 1289 |
| Basalt THf | 14 | 15 | 16 | 2800 | 1713 | 1800 | 1893 |
| Interbed II | 12 | 13 | 14 | 2000 | 346 | 383 | 423 |
| Bedrock | | - | | 2850 | 1857 | 2050 | 2268 |

## 2.2 One-dimensional site response analysis

One-dimensional (1D) site response analysis (SRA) is widely used to assess the influence of local soil conditions on seismic ground motion. In this approach, the subsurface is idealized as a horizontally layered medium of soil and/or rock extending infinitely, and the propagation of vertically incident shear waves is simulated. By construction, 1D models cannot capture lateral heterogeneities or topographic effects such as those associated with valleys and ridges.

When soil behavior is modeled as linear viscoelastic, 1D SRA can be performed efficiently in the frequency domain by convolving the transfer function (e.g., Figure 3) with the Fourier spectrum of the seismic input. However, under strong shaking conditions, typical in the near-field of large earthquakes, nonlinear soil response is expected, limiting the applicability of purely linear analyses. Fully nonlinear time-domain SRA can be used in these cases; however, it requires detailed constitutive models and advanced laboratory tests for calibration, which are rarely available. As a practical alternative, the equivalent-linear (EQL) method is commonly adopted in engineering applications. In this approach, nonlinear behavior is approximated by iteratively adjusting the shear modulus and damping ratio of each layer according to the strain levels induced. Equivalent stiffness and damping values are derived from backbone curves (e.g., Figure 2), and convergence is achieved through successive iterations. This linearization facilitates a frequency-domain solution while providing an approximate representation of inelastic soil behavior. In this study, 1D EQL SRA was employed to evaluate the site response.

Although linear SRA was not performed, elastic transfer functions for the reference sites were computed from 50 realizations of randomized site profiles, generated as explained in the previous section. These transfer functions, which are shown in Figure 3 for site TH-03b, were computed to validate the proposed mechanical properties. The blue line represents the transfer function from the mean shear-wave velocity profile, while grey lines are the transfer functions from all the profiles. At this site, the fundamental site frequency (~1.96 Hz), obtained from HVSR measurements, is reproduced almost exactly, and higher-mode peaks around 5 Hz and 15 Hz are also reasonably well captured. The strong agreement with the HVSR curve confirms the validity of the proposed site profiles.

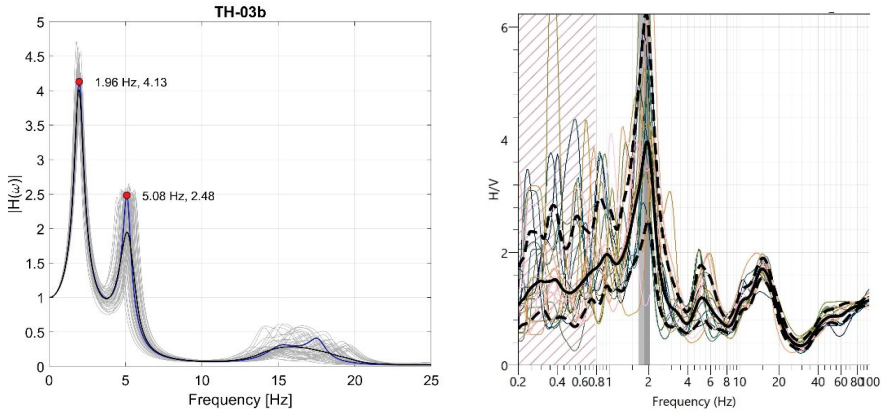



*Figure 3: Linear viscoelastic transfer functions for site TH-03b (left), and results from HVSR measurements performed at the same site (right).*

### 2.3 Amplification functions

As it will be detailed in next section, an amplification function is needed to include non-linear site response into PSHA. The amplification function AF(T) is defined as [5]:

$$\mathrm{AF(T)} = \frac{\mathrm{Sa_S\ (T)}}{\mathrm{Sa_r\ (T)}} \tag{1}$$

where $Sa_r$ is the spectral acceleration on rock and $Sa_s$ is the spectral acceleration including non-linear site-effects. The AF is assumed to be lognormally distributed, so:

$$\mathrm{P}\left[\mathrm{AF} > \frac{\mathrm{z}}{\mathrm{x}}|\mathrm{x}\right] = \widehat{\Phi}\left(\frac{\log\left[\frac{\mathrm{z}}{\mathrm{x}}\right] - \log\left[\mu_{\mathrm{AF|X}}(\mathrm{x})\right]}{\sigma_{\log \mathrm{AF|X}}}\right) \tag{2}$$

The AF is developed from a large suite of equivalent-linear SRA, performed for a range of input rock motion intensities and multiple site property realizations defined through Monte Carlo simulations as specified before. The AF predictive relationship and its standard deviation are developed by statistical regression of the AF data generated by the EQL SRA. The following simple functional form for the predictive relationship was used:

$$\log(\mathrm{AF}) = \mathrm{a} + \mathrm{b} \cdot \log(\mathrm{Sa_r}) + \mathrm{c} \cdot \log(\mathrm{Sa_r})^2 + \varepsilon\sigma \tag{3}$$

A dataset of 147 ground motion records was used as input for the EQL SRA. Approximately 60% of the records are from Icelandic earthquakes, including the two June 2000 Mw6.5 South Iceland earthquakes and the 2008 Mw6.3 Ölfus earthquake. Since there are no Icelandic records from earthquakes with magnitudes larger than 6.5, we supplemented the dataset with records from strike-slip earthquakes in Turkey, Japan, United States and New Zealand. Strike-slip earthquakes were selected since they are the most common in for large earthquakes in Iceland. The dataset covers magnitudes from 5 to 7.5 and Joyner-Boore distances from 0 to 80 km. The coefficients a, b and c of the predictive model for the amplification function in Eq. (3) were obtained from regression on amplification functions computed from the EQL SRA. Figure 4 shows the median and median plus/minus one standard deviation of the amplification function for site TH-03b for three different structural periods (T). The model for PGA (T=0s) has the largest standard deviation, as evident from. Furthermore, the median AF for PGA is lower than zero for all values of $Sa_r$, since the non-linear behaviour leads to a reduction of PGA. In general, as $Sa_r$ increases AF decreases, since for larger demands (larger values of $Sa_r$) the non-linearity increases and so does the damping ratio, leading to a de-amplification.

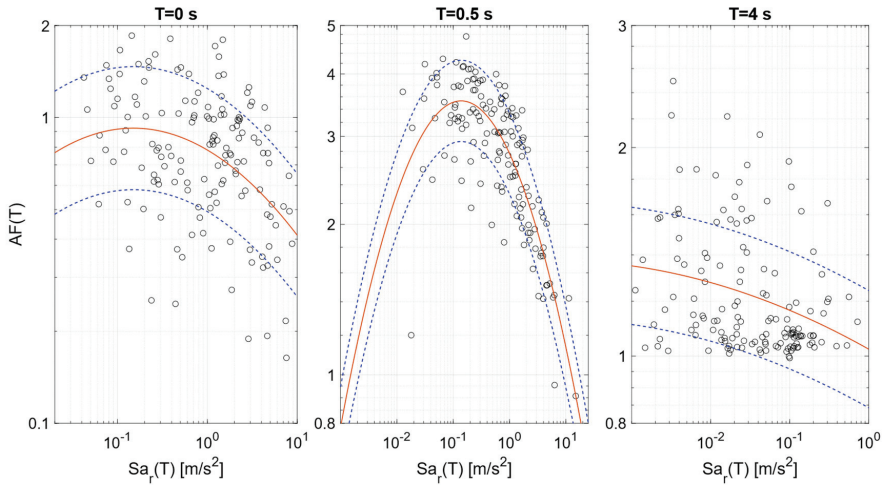



*Figure 4: Median and median plus/minus one standard deviation of the predictive relationships for the amplification function (AF) for site TH-03b for three different structural periods (T).*

## 3. PSHA

Probabilistic seismic hazard assessment (PSHA) for this case is based on Monte Carlo simulations [6,7]. In this method, synthetic earthquake catalogues are simulated in a region for a reference period (for example 50 or 100 years) to represent expected temporal and spatial distribution of earthquakes consistent to past behaviour. For each simulated event, probability of exceeding a certain ground motion level is estimated from appropriate ground motion models (GMMs). By performing a large number of simulations, probabilities of exceedances can be calculated by counting the relative number of simulations exceeding a critical value.

The conventional method for accounting for site response in PSHA involves using the rock Uniform Hazard Spectrum (UHS). The UHS is utilized to select a set of ground motion time histories that, on average, match the UHS. These time histories are then input into one-dimensional EQL SRA to determine site amplification as a function of period. The median amplification and its standard deviation are used to compute a median and plus/minus one standard deviation surface response spectra. However, the hazard level corresponding to the computed surface motion remains unknown, as the uncertainty in site amplification is not accounted for in the PSHA. To develop a surface response spectrum with a defined hazard level, both site amplification and its associated uncertainty must be integrated into the PSHA through a probabilistic approach [8].

Bazzurro and Cornell [5] proposed what is known as the convolution approach to compute a seismic hazard curve including local site conditions by convolving the rock hazard curve with the probability density function for site amplification (AF). Assuming that the AF is a function of $Sa_r$ and it is independent of earthquake magnitude and distance, the soil hazard calculation becomes:

$$\lambda_s(z) = \int_{Sa_r} P\left[AF > \frac{z}{x}|x\right] f_{Sa_r}(x)dx \quad (4)$$

where $f_{Sar}(x)$ is the derivative of the rock hazard curve and $P\left[AF > \frac{z}{x}|x\right]$ is the probability that AF is greater than z/x given $S_{ar}$=x.

Instead of computing the convolution in Eq. (4), we apply the amplification functions directly in the Monte Carlo approach for PSHA, i.e., once a spectral acceleration for rock conditions has been sampled from the GMM distribution, an AF value is sampled from its distribution (see Eq. 2), and then the spectral acceleration including site effects is simply $Sa_s(T)=AF(T)\cdot Sa_r(T)$. Some of the results

from the PSHA are shown hereafter.

### 3.1 Uniform Hazard Spectra

For the horizontal component three uniform hazard spectra (UHS) for a 475-year return period were computed, for rock, TH-03b and TH-02 site conditions, considering a damping ratio of 5% of critical. The spectra for a point located at the center of the study site are shown in Fig. 5. In the UHS for site profiles TH-03b and TH-02, peaks are observed at approximately 0.6 s and 0.8 s, respectively. These peaks coincide with the fundamental site periods. The spectral acceleration for T<0.3 s is larger when considering rock conditions, but it is larger for T>0.3 s when introducing the non-linear site response. An envelope for the three spectra was defined, represented by a black line in Figure 5. The envelope is proposed as design spectrum for seismic design.

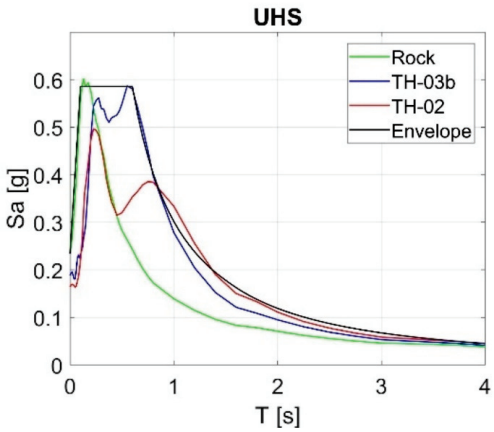



*Figure 5: Horizontal uniform hazard spectra at for rock conditions (green line) and including site-effects considering the soil profiles TH-03b (blue line) and TH-02 (red line). An envelope (black line) of the three spectra was defined as design action.*

## 4. CONCLUSIONS

A detailed analysis of seismic hazard for a site in South Iceland is presented. Design parameters of engineering interest being investigated are peak ground acceleration (PGA) and elastic response spectra. Hazard curves have been computed through PSHA using the Monte Carlo approach. In addition, uniform hazard spectra are provided, and a design spectrum model is proposed.

Effects of local site conditions are incorporated into PSHA through a probabilistic approach, in which one-dimensional EQL SRA is used to define the probability distribution of site amplification given a specific rock motion amplitude. This is an improvement with respect to previous site-specific PSHA studies in Iceland [9]. Simplified models were used for site response analysis. Three-dimensional effects and effects of lateral heterogeneities are not considered. Considering the volcanic geology of the investigated site, such simplifications are judged to be reasonable. Some uncertainties are present in the extent and details of available geotechnical information, which was partially accounted for by considered randomized soil parameters. Only one borehole in the study area reached the old bedrock, TH-03b, so the bedrock depth at other locations is unknown. Since depth to bedrock affects fundamental frequencies of site vibration, some uncertainty in the reported site response results can be expected. However, to account for this uncertainty we computed the hazard for three reference site profiles, TH-03b, TH-02 which is deeper than TH-03b, and for rock conditions, i.e., with no site-effects. We expect that these three cases cover most of the expected site conditions. Including site-effects in PSHA has a strong impact on the seismic hazard, leading to a reduction in PGA, and an amplification at periods longer than 0.5 seconds.

## 5. REFERENCES

[1] Bessason B, Kaynia AM (2002) Site amplification in lava rock on soft sediments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22: 525–540.

[2] Rahpeyma S, Halldorsson B, Olivera C, et al. (2016) Detailed site effect estimation in the presence of strong velocity reversals within a small-aperture strong-motion array in Iceland. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 89: 136–151.

[3] Olafsdottir EA, Erlingsson S, Bessason B (2023) Hybrid non-invasive characterization of soil strata at sites with and without embedded lava rock layers in the South Iceland Seismic Zone. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 82.

[4] Darendeli M, Stokoe K (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. *Geotechnical Engineering Report GD01-1, University of Texas*.

[5] Bazzurro P, Cornell A (2004) Nonlinear Soil-Site Effects in Probabilistic Seismic-Hazard Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* 94: 2110–2123.

[6] Musson R (2000) The use of Monte Carlo simulations for seismic hazard assessment in the UK. *Annali di Geofisica* 43.

[7] Solnes J, Sigbjörnsson R, Eliasson J (2004) Probabilistic Seismic Hazard Mapping Of Iceland Proposed. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.

[8] Rathje E, Pehlivan M, Gilbert R, et al. (2015) Incorporating Site Response into Seismic Hazard Assessments for Critical Facilities: A Probabilistic Approach. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering* 37: 93–111.

[9] Rupakhety R, Ólafsson S, Sigurðsson G (2016) Site response analysis and near-fault effects for seismic resistant design of wind turbine towers in the Búrfellslundur area. *Landsvirkjun Report number LV-2016-040*.

Chris HENDY[1]

# IMPROVEMENTS MADE IN THE SECOND GENERATION EUROCODES FOR STEEL AND CONCRETE BRIDGE DESIGN

**Povzetek**

The first generation Eurocodes became mandatory within EU and EFTA countries in March 2010, although voluntary take up started in many countries from around 2008. Work began almost immediately afterwards to pave the way for second generation Eurocodes. We now have availability of many of these second generation Eurocode parts, together with some completely new parts. Essentially, all Eurocodes will be available to National Standards Bodies, such as BSi, by March 2026, who must then publish their National Annexes by March 2027 and the first generation Eurocodes will be withdrawn in March 2028.

The principal focus for the update has been to improve their ease of use, but inevitably many technical changes and additions have been made along the way. Essentially, these have been made where the existing rules are: (i) not sufficiently safe (provisions which may have inadequate reliability), (ii) too safe (provisions which may have excessive reliability), (iii) inadequate to cover more recently available materials (such as fibre reinforced concrete or non-metallic reinforcements), construction types or modelling techniques and (iv) unclear in their application.

This paper explores some of the key technical changes and additions made across steel and concrete bridge design and will highlight the reasons behind these changes and the benefits.

**Key words:** Concrete structures, steel structures, shear strength, second generation Eurocodes, bending resistance, creep, crack control, strut and tie, anchorage and laps, plate buckling, shear buckling, lateral buckling, bracing members, orthotropic decks.

## Tehnične izboljšave v drugi generaciji evrokodov za projektiranje jeklenih in betonskih mostov

**Povzetek**

Prva generacija evrokodov je postala obvezna v državah EU in EFTA marca 2010, čeprav so jo mnoge države prostovoljno začele uporabljati že okoli leta 2008. Takoj zatem so se začela pripravljalna dela za drugo generacijo evrokodov. Zdaj je na voljo več delov evrokodov druge generacije, skupaj z nekaterimi povsem novimi deli. Vsi novi evrokodi bodo na voljo nacionalnim organom za standardizacijo do marca 2026, ki morajo nato do marca 2027 objaviti svoje nacionalne priloge, evrokodi prve generacije pa bodo umaknjeni marca 2028.

Glavni cilj posodobitve je bil izboljšati njihovo uporabnost, vendar so bile med tem procesom neizogibno uvedene številne tehnične spremembe in dopolnitve. Te so bile uvedene tam, kjer so obstoječa pravila: (i) nezadostno varna (določbe, ki morda niso dovolj zanesljive), (ii) preveč varna (določbe, ki so morda preveč zanesljive), (iii) neustrezna za pokrivanje novejših materialov (kot so beton armiran z vlakni ali z nekovinsko armaturo), vrst konstrukcij ali tehnik modeliranja in (iv) nejasna v uporabi.

Članek predstavlja nekatere ključne tehnične spremembe in dopolnitve na področju projektiranja jeklenih in betonskih mostov ter poudarjeni razlogi za te spremembe in njihove prednosti.

**Ključne besede:** betonske konstrukcije, jeklene konstrukcije, strižna nosilnost, druga generacija evrokodov, upogibna nosilnost, lezenje, kontrola razpok, razpore in natezne vezi, sidranje in preklopi, izbočenje pločevin, strižno izbočenje, bočna zvrnitev, povezje, ortotropna pločevina.

[1] Head of Bridge Engineering, AtkinsRéalis, Epsom, UK

## 1. INTRODUCTION

The first generation Eurocodes became mandatory within EU and EFTA countries in March 2010, although voluntary take up started in many countries from around 2008. Work began almost immediately afterwards in 2010 to pave the way for second generation Eurocodes, and we now have availability of many of these second generation Eurocode parts, together with some completely new parts. Essentially, all Eurocodes will be available to National Standards Bodies, such as BSi, by March 2026, who must then publish national versions with their National Annexes by March 2027 and the first generation Eurocodes will be withdrawn in March 2028, whereupon second generation Eurocodes will become the applicable standards. More detail on timelines and status of the first and second generation Eurocodes is contained in Eurocodes Evolution: Latest Developments and UK Approach, (2022). Work is already well underway to develop UK National Annexes.

The principal focus for the update of the Eurocodes has been to improve their ease of use, but inevitably many technical changes and additions have been made along the way. Essentially, these technical changes and additions have been made where the existing rules are:

- not sufficiently safe (provisions which may have inadequate reliability)
- too safe (provisions which may have excessive reliability)
- inadequate to cover more recently available materials (such as fibre reinforced concrete or non-metallic reinforcements), construction types or modelling techniques
- unclear in their application.

In addition, the drafting of second generation Eurocodes has aimed to:

- reduce the length of documents - this has generally proved very difficult to achieve in conjunction with addressing the above, and many documents have actually increased in length because their scope has increased
- reduce nationally determined parameters (NDPs) – there has been some success in this area as data was gathered on where national member bodies had adopted the recommended values previously proposed and the NDPs have been removed where there was universal agreement
- further encourage innovation – an improved focus on clarity of principles and requirements (“shall” clauses), recommendations (“should” clauses) and permissions (“may” clauses) has potentially made it easier to develop new design methods and details within the scope of Eurocodes
- adopt ISO standards where possible – there has been relatively little change necessitated by this objective
- consider climate change and robustness – this has mainly been achieved through more efficient design rules to reduce embodied carbon in designs, introducing additional scaling factors on environmental actions to allow for their potential increase over time and some specific considerations on preventing progressive collapse.

The scope of the Eurocodes themselves has also increased. There were 59 Eurocode parts in the first generation Eurocodes and this has now increased to 64 parts, plus a number of CEN Technical Specifications have been introduced. The most significant additions include:

- EN 19100 Design of Glass Structures
- CEN/TS 19101 Design of fibre-polymer composite structures
- CEN/TS 19102 Design of membrane structures
- CEN/TS 17440:2020 Assessment of existing structures (currently prEN 1990-2, working alongside prEN 1990-1 New structures)

This paper explores some of the key technical changes and additions made across steel and concrete bridge design in the second generation Eurocodes and will highlight the reasons behind these changes and the benefits. Whilst some of the technical changes have a significant impact on calculation

approach (Eurocode 2 has introduced the greater number of changes), mostly the look and feel of the second generation Eurocodes remains familiar. The background to many of the first generation Eurocode rules mentioned here are given in references 1 to 3.

## 2. CONCRETE DESIGN

### 2.1 Overview

For bridge designers, the first significant change is that EN 1992-2 for bridges and EN 1992-3 for water retaining structures have been merged with EN 1992-1-1 to create one single part called EN 1992-1-1 Eurocode 2: *Design of Concrete Structures; General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. As a result, there is now very little distinction between the rules for buildings and bridges, but countries may use different nationally determined parameters for bridges and buildings if they wish to do so. All specific rules for bridges and national choices are now contained within Annex K. The merging took place because many of the bridge rules added in EN1992-2 applied to all structures, such as rules for non-linear analysis (now in Annex F) and membrane and shell elements (now in Annex G).

There are many new topics within the second generation Eurocode 2, mostly covered in Annexes. These include:

- Annex I (informative) - Assessment of Existing Structures
- Annex J (informative) - Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP
- Annex L (informative) - Steel Fibre Reinforced Concrete Structures
- Annex N (informative) - Recycled aggregates concrete structures
- Annex P (informative) Alternative cover approach for durability
- Annex Q (normative) Stainless reinforcing steel, covering requirements for material properties, cover and fatigue.
- Annex R (informative) - Embedded FRP Reinforcement

In addition, the scope has extended generally (e.g. headed bars is now covered) and, as a result of this and the new topics included the page count of EN 1992-1-1 has increased by 77%.

There are also some fairly significant changes to existing rules made in the second generation Eurocode 2. These include:

- concrete design compressive strength and inclusion of confinement
- shear design generally
- punching shear
- strut and tie rules
- serviceability crack width provisions
- anchorage and laps

Many of these changes are discussed below.

### 2.2 Materials

The formulae in the second generation EN 1992-1-1 are generally applicable up to greater concrete strengths than in the first generation Eurocode. Whereas rules were recommended to be applicable up to concrete grades of C70/85 for bridges and C90/105 for buildings, the rules are now applicable for concrete strengths up to C100/115 unless a National Annex states otherwise. The crushing strain for all concrete grades is now simplified to a constant value of 0.0035 (rather than reducing with increasing strength). Figure 1 shows the concrete strength classes covered and their associated properties.

**Table 5.1 — Compressive and tensile strength of concrete [MPa]**

| $f$ | Strength classes for concrete [EN 206] | | | | | | | | | | | | | | | Analytical formulae |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 | C55/67 | C60/75 | C70/85 | C80/95 | C90/105 | C100/115 | |
| $f_{ck}$ | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | – |
| $f_{cm}$ | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | 108 | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa |
| $f_{ctm}$ | 1,6 | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | 4,2 | 4,3 | 4,5 | 4,7 | 4,9 | 5,1 | $f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3}$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa)<br>$f_{ctm} = 1{,}1 f_{ck}^{1/3}$ ($f_{ck} > 50$ MPa) |
| $f_{ctk;0,05}$ | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | 2,9 | 3,0 | 3,2 | 3,3 | 3,5 | 3,6 | $f_{ctk;0,05} = 0{,}7 f_{ctm}$ (5 %-fractile) |
| $f_{ctk;0,95}$ | 2,0 | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 4,9 | 5,3 | 5,4 | 5,6 | 5,9 | 6,2 | 6,4 | 6,6 | $f_{ctk;0,95} = 1{,}3 f_{ctm}$ (95 %-fractile) |

*Figure 1 – Concrete strength classes covered in second generation EN 1992-1-1*

Whilst, in general, the characteristic strength $f_{ck}$ of the concrete is determined at an age $t_{ref} = 28\ days$, it is now also possible to determine the characteristic strength at $t_{ref}$ between 28 and 91 days if specified within a project. This may affect the value of design strength to be used.

There is also a small change to the formula for concrete Young's modulus, $E_{cm}$. In the second generation Eurocode, $E_{cm} = k_E/1000\,.{f_{cm}}^{1/3}\,(GPa) = E_{cm} = 9.5{f_{cm}}^{1/3}(GPa)$ for quartzite aggregate (which is the same formulation as in *fib* Model Code 2010) instead of $E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3}\,(GPa)$ in the first generation Eurocode. The new formula fits test data better, albeit there is a lot of scatter. The actual difference this makes to the modulus at a given concrete strength is small but always leads to a slightly lower value of stiffness than previously found within the first generation Eurocode. $k_F$ is a nationally determined parameter and the UK National Annex allows the value of $k_E$ to be varied with different aggregate types. The UK proposed value of $k_E$ for limestone is 8500, which introduces a further reduction of stiffness.

The rules for creep and shrinkage have been simplified slightly if the designer only needs to determine the final total creep or shrinkage, the design service life is 50 years or less (so generally not applicable for bridges), "great accuracy" is not required and there is no non-linear creep (where the concrete compressive stress is less than $0.4 f_{cm}$). In these cases the creep strain $\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0).\,(\sigma_c/E_c)$ can be obtained using a creep factor, $\phi$ (50 years, $t_0$), as shown in Figure 2.

**Table 5.2 — Creep coefficient $\varphi(50y,t_0)$ of plain concrete after 50 years of loading**

| Age at loading $t_0$ [days] for strength development classes of concrete[a] | | | Dry atmospheric conditions ($RH = 50$ %) | | | | Humid atmospheric conditions ($RH = 80$ %) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $h_n$[b] [mm] | | | | $h_n$[b] [mm] | | | |
| CS | CN | CR | 100 | 200 | 500 | 1 000 | 100 | 200 | 500 | 1 000 |
| 3 | 1 | 1 | 4,2 | 3,8 | 3,4 | 3,1 | 3,0 | 2,8 | 2,6 | 2,5 |
| 10 | 7 | 3 | 3,1 | 2,8 | 2,5 | 2,3 | 2,2 | 2,1 | 2,0 | 1,9 |
| 32 | 28 | 23 | 2,4 | 2,2 | 1,9 | 1,8 | 1,7 | 1,6 | 1,6 | 1,5 |
| 91 | 91 | 91 | 1,9 | 1,7 | 1,5 | 1,4 | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,2 |
| 365 | 365 | 365 | 1,4 | 1,3 | 1,1 | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 0,9 | 0,8 |
| Correction exponent $A$ | | | 0,82 | 0,79 | 0,75 | 0,72 | 0,71 | 0,68 | 0,66 | 0,64 |

For geometries outside the given range of notional size, Annex B should be used.

The values of the creep coefficient apply to $f_{ck,28} = 35$ MPa. For other strength in the range of 12 MPa $\leq f_{ck,28} \leq$ 100 MPa, the values should be multiplied by the factor $(35/f_{ck})^A$ where $A$ is the correction exponent in the table, considering the effect of the concrete strength class.

NOTE The creep coefficients are mean values with a coefficient of variation of about 30 %.

[a] Classes CS, CN and CR stand for slow, normal and rapid strength development of concrete, respectively, see B.3(1).

[b] $h_n = 2A_c/u$ is the notional size, where $A_c$ is the concrete cross-sectional area and $u$ is the perimeter of that part which is exposed to drying.

*Figure 2 – Creep factor $\phi$ (50 years, $t_0$) according to second generation EN 1992-1-1*

If these criteria are not met (as they generally will not be for bridges) or one needs to perform time-dependent calculations, then reference must be made to Annex B. This introduces two components; a basic and drying creep (as in *fib* Model Code 2010) whereas in the first generation Eurocode 2 there was just a single creep coefficient.

A significant change for concrete compression resistance is that $\alpha_{cc}$ in the definition of $f_{cd}$ is replaced with $\eta_{cc} \times k_{tc}$ where $\eta_{cc}$ deals with real in-situ strength and ductility behaviour as cylinder strength increases (less than 1.0 above C40/50) and $k_{tc}$ deals with sustained loading and time of loading. $\alpha_{cc}$ was not able to deal with both effects simultaneously, which led to different values of $\alpha_{cc}$ being specified with different resistance mechanisms within the first generation EN 1992-1-1.

The new concrete design strength is $f_{cd} = \eta_{cc} k_{tc} f_{ck}/\gamma_c$ where $\eta_{cc} = \{f_{ck,ref}/f_{ck}\}^{1/3} \leq 1.0$ with $f_{ck,ref} = 40\ MPa$, a nationally determined parameter, and $k_{tc} = 1.0$ when the design load is applied after 3 months or 0.85 otherwise (including also if $t_{ref}$ is taken as greater than 28 days for normal and rapid hardening concretes), but is also a nationally determined parameter. The value of 1.0 for verifications after 3 months recognizes that the reduction of compression strength with sustained loading is offset by an increase in concrete characteristic strength after the 28-day value.

The effect of this change in definition of design strength can be seen in Figure 3. For $f_{ck}$ up to 65MPa, the new $f_{cd}$ exceeds the first generation value when $\alpha_{cc}$ is taken as 0.85, but when $f_{ck}$ exceeds 65MPa, the new $f_{cd}$ is lower than the first generation value.

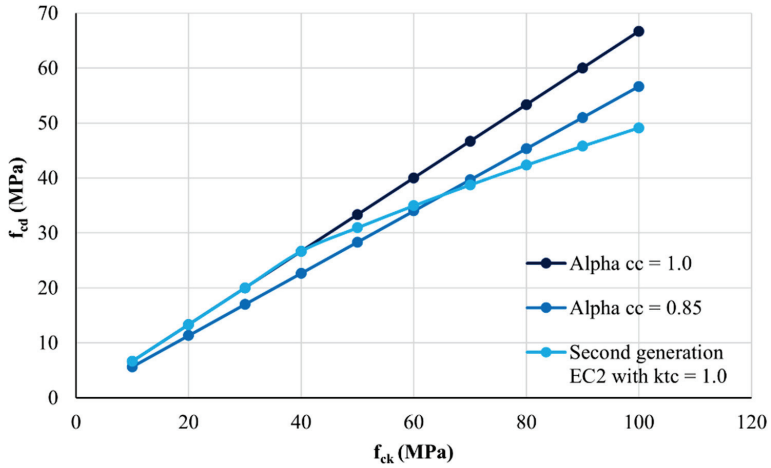



*Figure 3 – Comparison of concrete design strengths achieved in first and second generation EN 1992-1-1*

The reinforcement strengths covered by the new rules go up to B700 strength class (increased from B600) – see Figure 4.

**Table 5.4 — Strength classes of reinforcing steel**

| Properties for stress-strain-diagram (Fig. 5.2) | Reinforcing steel strength class | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | B400 | B450 | B500 | B550 | B600 | B700 |
| Characteristic value $f_{yk}$ [MPa] | 400 | 450 | 500 | 550 | 600 | 700 |
| NOTE All strength classes apply unless the National Annex excludes specific classes. Intermediate strength classes can be used, if included in the National Annex. | | | | | | |

*Figure 4 - strength classes of reinforcing steel in second generation EN 1992-1-1*

The maximum strengths for prestressing steel have increased from Y1960 to Y2060.

### 2.3 Resistance to bending and axial force

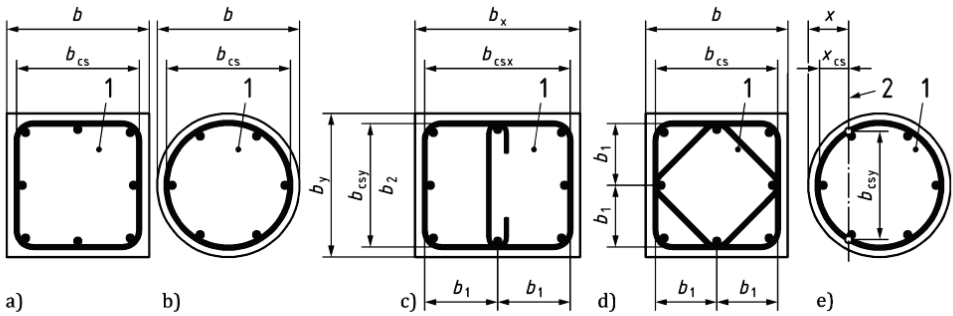
The concrete design compressive strength, $f_{cd}$, used in calculations of resistance to bending and axial force may be enhanced to a greater value $f_{cd,c}$ by detailing the reinforcement to produce confinement to the concrete. The first generation Eurocode defined confined concrete enhancements only via direct reference to the actual triaxial stress state, whereas the second generation Eurocode explicitly defines the amount of enhancement of concrete strength due to confinement that can be obtained by reference to different confining reinforcement arrangements.

The enhanced concrete strength is given by $f_{cd,c} = f_{cd} + k_{conf,b}.k_{conf,s}.\Delta f_{cd}$ where:

- $\Delta f_{cd}$ depends on the amount of confinement reinforcement and its strength, and hence the pressure provided by the confinement reinforcement acting at its yield strength over a unit area, typically equal to the product of the confinement reinforcement spacing and the width of section it enclosess
- $k_{conf,b}$ depends on the shape of the confinement reinforcement – circular reinforcement is more effective than rectangular reinforcement in confining the concrete as the pressure induced is more uniform

- $k_{conf,s}$ depends on the spacing of the confinement reinforcement and thus how evenly the pressure is distributed

Typical reinforcement arrangements covered by these rules are shown in Figure 5.




a) Square section | b) Circular section | c) Rectangular section | d) Square section with multiple confinement reinforcement | e) Section with axial force and flexure

**Key**

1 confined area $A_{c,conf}$

2 neutral axis

*Figure 5 - Typical reinforcement arrangements covered by rules for confined concrete*

There continues to be a choice of concrete compression block to use in the calculation of resistance to bending and axial force, but the bilinear stress block present in the first generation Eurocode (which always gave the lowest resistance to bending and axial force) is no longer present. The rectangular block, which is the simplest to use in calculation, always gives the greatest bending resistance which is a consequence of the fact that both stress blocks have the same limiting stress $f_{cd}$ and limiting ultimate strain of 0.0035 at all concrete grades.

## 2.4 Shear resistance

In general for shear, whether or not there is shear reinforcement present, the action effects and resistance are now presented in terms of shear stress, $\tau$, rather than shear force, $V$. Where the shear varies across the control section it may be averaged over a width up to $2d$ each side of the peak shear. This is useful clarification as often peak localized shears are obtained in slabs when finite element analysis is used to determine action effects.

Where there are no designed links, as in the majority of slabs, the formula for shear resistance of reinforced concrete has changed from the first generation format to use the critical shear crack theory [4] and be nearer to that presented in *fib* Model Code 2010. Shear need only be checked at control sections greater than "$d$" from a support unless there are concentrated loads applied within $d$; strut and tie methods are used for loads applied within "$d$".

Similar to the first generation Eurocode, the resistance is a function of reinforcement percentage, concrete strength and a depth factor, but a term $d_{dg}$, which includes the aggregate size, has been added and a new partial factor $\gamma_v$ has been introduced which has a recommended value of 1.4. $\gamma_v$ accounts for the fact that the shear model uncertainties dominate over the variability of the compressive concrete strength which has an exponent of 1/3 in the design formulae. In the first generation Eurocode, the coefficient $C_{Rd}$ in the shear formula was artificially increased to allow the use of $\gamma_c$, but this had the disadvantage that different values of would become necessary for bending and shear

resistance if the partial factors were adjusted for different reliability levels, tighter tolerances or actual strengths of materials installed within the structure.

The resistance formula itself has been revised because the first generation Eurocode formula:

- underestimates the influence of the size effect for large values of the effective depth $d$
- is too conservative for members subjected to axial tensile stresses (and hence the method of including the effects of axial force has been modified via a multiplier on effective depth)
- neglects the influence of aggregate size on aggregate interlock contribution (and hence a term $d_g$ has been added to account for aggregate size)
- neglects the effect of the shear slenderness which can be unsafe for slender beams and over-conservative for small span to depth ratios (and hence the effective depth is replaced for short shear spans $a_{cs} < 4d$ with $a_v = (a_{cs}d/4)^{1/2}$ and $a_{cs} = M_{Ed}/V_{Ed} > d$ which results in a better fit with tests at both long and short shear span)

When there is no designed shear reinforcement, shear enhancement is considered where there are loads within a distance $a_q < 2d$ from the support by reducing the load by a factor $0.5a_q/d$ not less than 0.25.

Where shear reinforcement is provided, the shear resistance model is essentially the same as in the first generation Eurocode 2 with the default minimum truss angle $\theta$ limited to $cot\theta_{min} = 2.5$ for reinforced concrete without axial force – see Figure 6. However, flatter truss angles than permitted in the first generation EN 1992-1-1 can be used if the allowable concrete compression stress used in calculating the maximum shear crushing limit is calculated accounting for both truss angle and the average strain of the tension and compression chords, usually simplified to half the steel strain. This adjustment is made via the efficiency factor $\nu$, which is otherwise equal to 0.5. The efficiency factor no longer reduces with increasing concrete strength as the brittleness effect is now considered in the new $f_{cd}$ definition.

Flatter truss angles lead to greater shear resistances based on the contribution of the shear reinforcement. However, flatter strut angles also lead to a reduction in the allowable concrete crushing stress within the strut (and hence a reduction in the maximum shear force that the cross-section can withstand) and a similar reduction of allowable strut stress with angle and strain is now incorporated within the strut and tie rules, making them more compatible with the shear rules than was the case in the first generation Eurocode.

Flatter truss angles limited by $cot\theta_{min} = 3.0$ are now also permitted for reinforced concrete with axial force ≥ 3MPa without any adjustment to $\nu$. However, there is no longer a benefit from axial force increasing the shear crushing strength and very high axial forces must be checked using the membrane rules in Annex G.

Steeper truss angles however may now be required for members in tension and also $cot\theta_{min}$ has to be reduced by 20% for ductility class A bars because of their lower ductility and lesser ability to achieve the high strains required for strut rotation.

Control sections should be considered at all critical locations including the face of the support and there is no change to the approach of calculating additional longitudinal reinforcement required for shear.

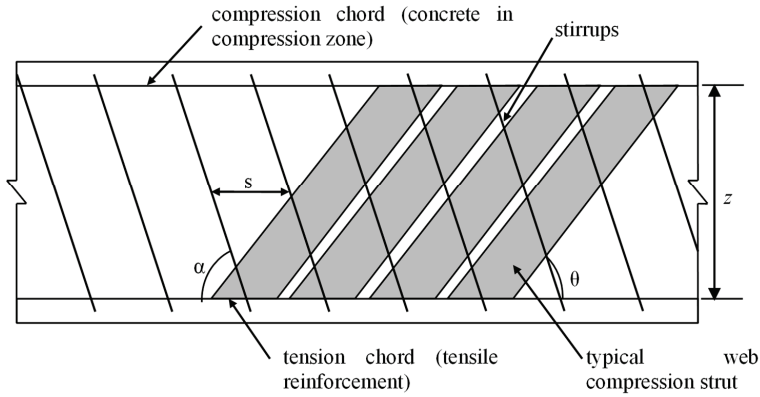



*Figure 6 - Shear truss model in EN 1992-1-1*

Where shear reinforcement is provided, shear enhancement is considered for concentrated loads applied at a distance less than $z.cot\theta$ from the support by allowing a part of the shear to be carried direct into the supports in compression and the rest carried by the links between load and support. This approach gives better correlation with test results than the empirical approach in the first generation Eurocode. The value of $cot\theta$ used can sometimes be flatter than the physical angle available. Whilst this may seem inappropriate it is consistent with the way the resistance model was calibrated.

## 2.5 Strut and tie analysis

The single limit for strut compression resistance in the first generation Eurocode became unsafe for flatter strut angles (below about 35 degrees) so the limiting strut compressive stress $\sigma_{cd}$ has been redefined as a function of strut angle, $\theta_{cs}$, and tie strain, making it more compatible with the new rules for maximum shear stress – see Figure . The variation with angle and strain is introduced via the efficiency factor $\nu$ such that $\sigma_{cd} \leq \nu f_{cd}$. Simple values are tabulated for the case where it is assumed that the tie reinforcement is yielding:

$20° \leq \theta_{cs} < 25°$ $\quad \nu = 0.4$
$25° \leq \theta_{cs} < 35°$ $\quad \nu = 0.5$
$35° \leq \theta_{cs} < 55°$ $\quad \nu = 0.6$
$45° \leq \theta_{cs} < 90°$ $\quad \nu = 0.7$
Transverse compression/no ties $\nu = 1.0$

More accurate values of $\nu$ may be calculated using the same formula as for shear verifications.

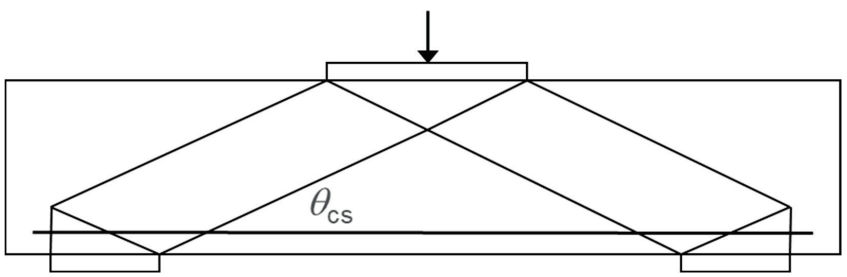



*Figure 7 – Typical angle between compression strut and tension tie*

## 2.6 Serviceability crack control

The rules for serviceability crack control have been modified in the second generation EN 1992-1-1. The main changes are that:

- the minimum reinforcement provision is now based on avoiding yield when the section cracks (rather than limiting the crack width as in the first generation EN 1992-1); this reduces the amount of reinforcement needed to satisfy this check, but reference is made to Annex S where the first generation requirements for limiting crack width are still provided
- the detailed crack calculation method remains essentially the same but definitions of concrete in tension and crack width spacing have been amended and other parameter changes made to give improved fit to test results. In particular, the overall crack width formula, $w_{k.cal} = k_w . k_{1/r} . s_{r.m.cal} . (\epsilon_{sm} - \epsilon_{sm})$, has been modified:
    - to include a conversion factor, $k_w$, from mean to calculated crack width. This is a nationally determined parameter with recommended value of 1.7 but this can be varied depending on risk appetite for finding cracks in the real structure that are greater than the calculated values
    - to include a factor, $k_{1/r}$, to allow for the increase of crack width with curvature
    - to make the crack spacing $s_{r,m,cal}$ a mean rather than maximum crack spacing
- considerations of early thermal crack calculation (with guidance in Annex D) have been introduced
- design for watertightness has been introduced via Annex H
- The simplified deemed-to-satisfy tables for crack control based on limiting bar diameter or bar spacing have been removed and a more refined, but still simplified, method has been provided in Annex S.

The simplified method for crack control provided in Annex S no longer has tables of limiting bar diameter and bar spacing as in the first generation EN 1992-1-1, but instead provides formulae for limiting bar diameter and bar spacing for a given maximum crack width. These formulae require considerations of more parameters than did the first generation EN 1992-1-1 tables and therefore require more effort to perform a verification; almost as much effort as the full detailed calculation. However, it is still possible to produce graphs of limiting bar size and spacing from the formulae for given effective depth, section depth, cover and reinforcement ratio as shown in Figure 8 for example. The main change from the EN 1992-1-1 first generation approach is that a number of assumptions for parameter values now have to be directly input. In particular:

- the first generation EN 1992-1-1 tables previously just assumed that minimum reinforcement was provided but now the actual reinforcement has to be used
- an assumed tension stiffening now lowers the mean steel tension by 10%
- the depth to effective depth ratio $h/d$ is now explicitly introduced
- the actual cover provided must be used, whereas the first generation EN 1992-1-1 tables just assumed a value.

Perhaps of greatest significance are the changes to serviceability requirements for prestressed members, which vary depending on the newly defined “Protection Level”. There are three Protection Levels:

- Protection Level 1: Tendon with grouted metal duct
- Protection Level 2: Tendon with grouted polymer duct and anchorage caps
- Protection Level 3: Tendon with grouted polymer duct and anchorage caps and monitoring

The requirements for each Protection Level in the second generation EN 1992-1-1 are shown in Figure 9. If Protection Level 2 or 3 is provided, it is no longer required to perform any decompression checks in any combination of actions and no crack width checks are required under the frequent combination; crack widths are just checked in the quasi-permanent combination as per reinforced

concrete sections. However, pretensioned beams are treated the same way as beams with Protection Level 1 and hence still require decompression checks and additional crack width checks under the frequent combination.

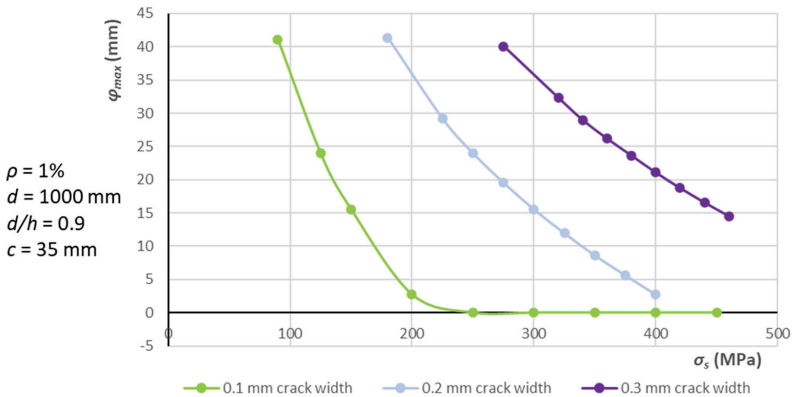



*Figure 8 – Example graph of limiting bar diameter with crack width and reinforcement stress*

| Exposure Class | Reinforced members and prestressed members without bonded tendons and with bonded tendons with Protection Levels 2 or 3 according to 5.4.1(4) | | Prestressed members with bonded tendons with Protection Level 1 according to 5.4.1(4) and pretensioned members. | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | combination of actions | | combination of actions | | |
| | quasi-permanent | characteristic | quasi-permanent | frequent | characteristic |
| X0, XC1 | – | – | – | $w_{lim,cal}$= 0,2 mm · $k_{surf}$ | – |
| XC2, XC3, XC4 | $w_{lim,cal}$ = 0,3 mm · $k_{surf}$ | | Decom-pression [b] | $w_{lim,cal}$ = 0,2 mm · $k_{surf}$ | |
| XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 | | $\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$ [a,c] | – | Decompression[b] | $\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$ [a,c] |
| XF1, XF3 XF2, XF4 | – | | | | |

NOTE 1 Crack widths are verified at the member surface unless the National Annex gives a different location..

NOTE 2 The factor $k_{surf}$ considers the difference between an increased crack width at the member surface and the required mean crack width according to durability performance of the minimum cover: 1,0 ≤ $k_{surf} = c_{act}/(10\text{ mm} + c_{min,dur}) \leq 1{,}5$.

$c_{act}$ is a specified actual cover ≥ $c_{nom}$ due to detailing or execution reasons.

[a] This limitation in serviceability conditions is not necessary for stresses under bearings, partially loaded areas and plates of headed bars.

[b] The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression. The decompression check is only relevant in the direction of the prestressed reinforcement.

[c] The compressive stress $\sigma_c$ may be increased to $0{,}66 f_{ck}$ if the cover is increased by 10 mm or confinement by transverse reinforcement is provided.

*Figure 9 – Stress and crack width requirements in EN 1992-1-1*

# 3. STEEL DESIGN

## 3.1 Overview

For bridge designers, the changes across Eurocode 3 are relatively modest and, where changes have been made, they are mostly either fairly small amendments to formulae to give resistances that better fit test data, or they are extensions of scope to clarify application in practical situations. In general, the underlying mechanical resistance models used as the basis of rules have not been changed. Some detailed material associated with calculation of elastic buckling factors has been moved to a new CEN Technical Report CEN/TR 1993-1-103 (n.d.) *Elastic critical buckling of members*, which also includes additional guidance not previously contained within Eurocode 3. EN1993-1-5 for the design of plated structural elements contains the most technical changes, but the look and feel of the Eurocode part remains the same.

One significant addition is the introduction of EN 1993-1-14 to cover design assisted by finite element modelling.

## 3.2 Materials

The rules in the second generation EN 1993-1-1 now apply to steel grades up to S700 (Figure 10), whereas up to S460 was previously covered and EN 1993-1-12 now covers grades up to S960, where previously up to S700 was covered.

**Table 5.1 — Nominal values of yield strength $f_y$ and ultimate tensile strength $f_u$ for structural steels conforming to the following standards: EN 10025 (all parts), EN 10210 (all parts), and EN 10219 (all parts)**

| Steel grade[a] | Nominal thickness of the element $t$ mm | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $t \le 40$ mm | | 40 mm < $t \le 80$ mm | |
| | $f_y$ N/mm$^2$ | $f_u$ N/mm$^2$ | $f_y$ N/mm$^2$ | $f_u$ N/mm$^2$ |
| S235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S275 | 275 | 390 | 245 | 370 |
| S355 | 355 | 490 | 325 | 470 |
| S420 | 420 | 510 | 390 | 490 |
| S460 | 460 | 540 | 410 | 510 |
| S500 | 500 | 580 | 450 | 580 |
| S550 | 550 | 600 | 500 | 600 |
| S600 | 600 | 650 | 550 | 650 |
| S620 | 620 | 700 | 560 | 660 |
| S650 | 650 | 700 | - | - |
| S690 | 690 | 770 | 630 | 710 |
| S700 | 700 | 750 | - | - |

[a] Principal symbols in EN 10027-1.

*Figure 10 – Steel grades covered by second generation EN 1993-1-1*

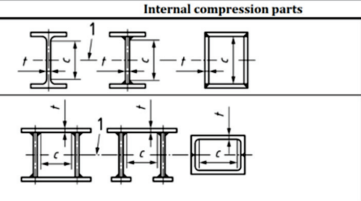
There have also been modifications to EN 1993-1-10 to introduce relaxations for fracture toughness requirements for steel structures where significant fatigue crack growth does not occur during the design life, such as footbridges; the first generation version assumed that all structures suffered significant fatigue crack growth throughout the design life. Background to the approach taken in creating the brittle fracture rules for structures with and without significant fatigue can be found in reference 5, which was created shortly after the issue of the first generation EN 1993-1-10. These amendments means that many footbridges can potentially now be constructed with a J0 steel subgrade rather than the J2 subgrade that is typically required with first generation Eurocodes.

### 3.3 Section classification

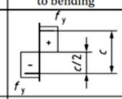
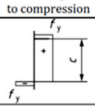
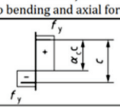
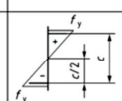
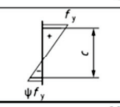
The section classification requirements employed in the second generation EN 1993-1-1 will look familiar and it is difficult to quickly spot any difference from the first generation requirements. However, the first generation Eurocode had an inconsistency between EN 1993-1-1 and EN 1993-1-5 in the limiting width to thickness ratio requirements at the class 3-4 boundary for internal plates in pure compression. The former had a limit of 42ε and the latter had a limit of 38ε. EN 1993-1-1 has now been made amended to be compatible with EN 1993-1-5 (a limit of 38ε) but this amendment knocks on also to the limits for the class 2-3 boundary and the class 1-2 boundary which have also been changed in EN 1993-1-1. The effect is to slightly reduce the permitted plate slenderness at the boundary of each class. Figure 11 shows the second generation section classification limits for internal plates, with the first generation values shown in brackets in red text.

**Table 7.3 — Maximum width-to-thickness ratios for internal compression parts**

**Internal compression parts**




**Key**
1 Axis of bending

| | Part subject to bending | Part subject to compression | Part subject to bending and axial force |
|---|---|---|---|
| Stress distribution in parts (compression positive) |  |  |  |
| Class 1 | $c/t \le 72\,\varepsilon$ | $c/t \le 28\,\varepsilon$ (33ε) | $when\ \alpha_c > 0.5 : c/t \le \frac{126\,\varepsilon}{5.5\,\alpha_c - 1}$<br>$when\ \alpha_c \le 0.5 : c/t \le \frac{36\,\varepsilon}{\alpha_c}$ |
| Class 2 | $c/t \le 83\,\varepsilon$ | $c/t \le 34\,\varepsilon$ (38ε) | $when\ \alpha_c > 0.5 : c/t \le \frac{188\,\varepsilon}{6.53\,\alpha_c - 1}$<br>$when\ \alpha_c \le 0.5 : c/t \le \frac{41.5\,\varepsilon}{\alpha_c}$ |
| Stress distribution in parts (compression positive) |  |  |  |
| Class 3 | $c/t \le 121\,\varepsilon$ (124ε) | $c/t \le 38\,\varepsilon$ (42ε) | $when\ \psi > -1 : c/t \le \frac{38\,\varepsilon}{0.608 + 0.343\,\psi + 0.049\,\psi^2}$<br>$when\ \psi \le -1^a : \frac{c}{t} \le 60.5\,\varepsilon(1-\psi)$ |

For I or H sections with equal flanges, under axial force and bending moment about the main axis parallel to the flanges, the parameter $\alpha_c$ that defines the position of the plastic neutral axis may be calculated as follows:

If $N_{Ed} \ge c\,t_w f_y$ $\quad \alpha_c = 1{,}0$

If $N_{Ed} \le -c\,t_w f_y$ $\quad \alpha_c = 0$

In other cases: $\alpha_c = 0.5\left(1 + \frac{N_{Ed}}{c\,t_w\,f_y}\right)$

where $N_{Ed}$ is the design axial force taken as positive for compression and negative for tension.

[a] $\psi \le -1$ and a compression stress of $\sigma_{com,Ed} = f_y$ applies where the tensile strain $\varepsilon_t > f_y/E$

*Figure 11 – Second generation section classification limits for internal plates*

### 3.4 Plate buckling of class 4 sections

There is little change to the approach for evaluating the strength of class 4 sections in the second generation EN 1993-1-5 where the effective width method is used, but recent non-linear parametric studies have identified that the first generation Eurocode reduction factors for plates with no membrane restraint and no incidental edge rotational restraint are not always safe-sided. These situations will be very rare and have only been observed in square hollow sections under uniform compression where none of the four plates comprising the section are supported rotational by adjacent plates and no in-plane restraining membrane forces can develop. To address this specific case, and any analogous ones to be defined in National Annexes, a more conservative reduction factor formula is now provided for application in these specific cases only, with the same reduction factor as in the first generation EN 1993-1-5 used elsewhere as shown in Figure 12.

(2) The reduction factor ρ may be taken as

– For internal compression elements:

$$\rho = 1{,}0 \qquad \text{for } \bar{\lambda}_p \le 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055\,\psi}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055\,(3+\psi)}{(\bar{\lambda}_p)^2} \qquad \text{for } \bar{\lambda}_p > 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055\,\psi}$$

(a) Reduction factor for general use

(10) For unstiffened internal compression elements where no membrane or clamping restraint can develop, Formula (6.2) should be substituted by Formula (12.6) with $\alpha_p = 0{,}34$ and $\bar{\lambda}_{p0} = 0{,}70$.

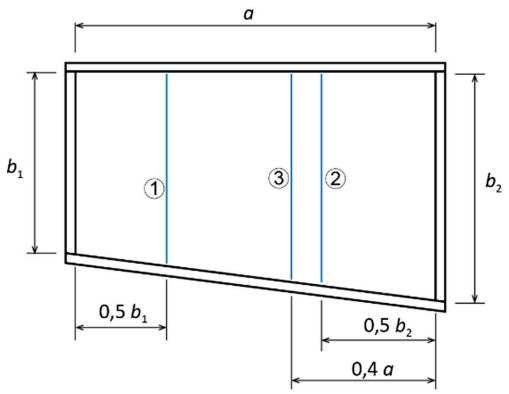
**NOTE:** This is typically the case of unstiffened square hollow sections under pure compression or situations where the plate into consideration is not connected to adjacent plates with a full penetration weld or with two-sided fillet welds. The National Annex can specify additional situations identified as non-restrained.

$$\rho = \frac{1}{\varphi_p + \sqrt{\varphi_p^2 - \bar{\lambda}_p}} \qquad \text{for } \bar{\lambda}_p > \bar{\lambda}_{p0} \quad \text{with} \quad \varphi_p = \frac{1}{2}\left(1 + \alpha_p\left(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p0}\right) + \bar{\lambda}_p\right) \qquad (12.6)$$

(b) Reduction factor for use where no membrane restraint is available

*Figure 12 – Reduction factors to be applied to plates in compression*

Application of the effective width method in the second generation EN 1993-1-5 has been extended to cover non-rectangular panels with a haunch angle up to 17.5 degrees. The first generation EN1993-1-5 was written to be used only with rectangular panels with parallel flanges, although the rules were allowed to be applied to non-rectangular panels with an angle of up to 10 degrees between flanges. The latter could be achieved by hypothetically squaring off the panel and calculating the reduction factors based on the largest width, but this was not clearly explained. The new rules give clarity on the approach to be taken, including for shear. Verifications are required at a number of discrete cross-sections as shown in Figure 13 using the local stresses and resistances at those cross-sections. Because there is one unique buckling load factor for the non-rectangular plate as a whole but the stresses vary throughout the length, a unique slenderness is calculated at each cross-section using the local critical stress $\sigma_{crit,p}$, which also changes at each location along the panel. A verification is also made using the gross cross-section at each panel end.




1 Section at a distance of 0,5 $b_1$ of the end with the smaller width $b_1$

2 Section at a distance of 0,5 $b_2$ of the end with the higher width $b_2$

3 Section at a distance of 0,4 $a$ of the end with the higher width $b_2$

*Figure 13 – Locations required for verification of non-rectangular panels*

### 3.5 Shear buckling resistance

The rules for shear buckling resistance have only minor changes in the second generation EN 1993-1-5. A clarification and an extension of the conditions for the use of rigid end post conditions is made. Rigid end post conditions may be assumed everywhere with the plate girder beyond the first panel at each end, even if two double sided stiffeners are not provided at the ends. Rigid end post conditions may also be assumed in all cases where closed longitudinal stiffeners are provided on the web,

An increase of the effectiveness of closed longitudinal stiffeners compared to open ones is also introduced. The second moment of area of a longitudinal stiffener is reduced to 1/3 of its actual value when calculating the shear critical stress and hence slenderness in the first generation EN1993-1-5. This reduction is now only required for open section longitudinal stiffeners as tests show closed stiffeners increase the shear strength compared to an equivalent open section by virtue of the much greater torsional stiffness contributed by closed stiffeners to the stiffened plate.

Another clarification made is that where $\tau_{cr}$ is determined from a finite element elastic critical buckling analysis, hinged boundary conditions should be used for the web to avoid overestimating the resulting shear strength.

### 3.6 Shear and bending interaction

Extensive parametric studies carried out by Jáger et al. [6] prior to revising EN 1993-1-5 showed that the first generation Eurocode rules for shear-moment interaction in EN 1993-1-5 could be unconservative in cases where the flanges are relatively small and the web provides a significant contribution to the bending resistance. This is typically the case for situations when $M_f/M_{el} < 0.9$ where $M_f$ is the bending resistance based on the flanges alone and $M_{el}$ is the elastic bending resistance of the entire cross section – see Figure 14.

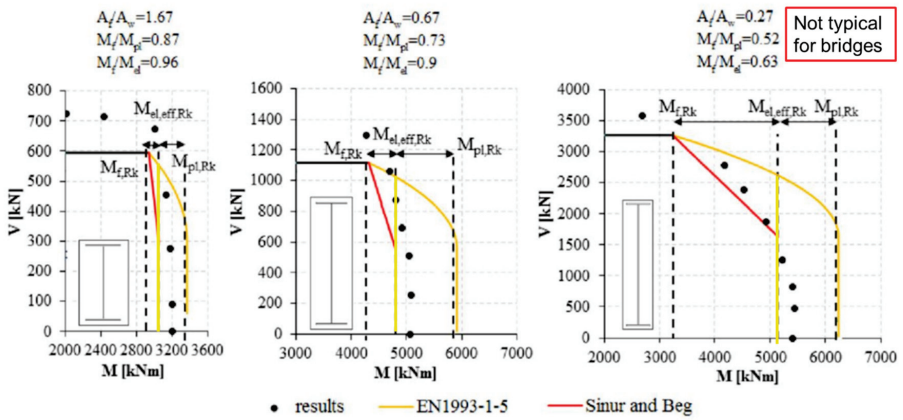



*Figure 14 – Comparison of non-linear resistances versus first generation EN 1993-1-5 resistance for shear-moment interaction in plate girders*

The problem only arises in the part of the interaction diagram where the shear force lies between 50% and 100% of the shear resistance based on the web alone. Using a linear interaction in this zone (shown in red in Figure 17) is always safe but excessively so in many cases. However, it is clear that the approach in the first generation EN 1993-1-5, which is to use a parabolic interaction curve based on the plastic bending resistance and truncated by the elastic bending resistance, is potentially unsafe when $M_f/M_{el} < 0.9$. The solution within the second generation is to perform the interaction using the elastic bending resistance and include a shape of curve above 50% of the shear resistance defined by an index $\beta$ which is itself a function of $M_f/M_{el}$ – see Figure 15.

**9 Interaction**

**9.1 Interaction between shear force, bending moment and axial force**

(1) Provided that $\bar{\eta}_3$ (see below) does not exceed 0,5, the design resistance to bending moment and axial force need not be reduced to allow for the shear force. If $\bar{\eta}_3$ is more than 0,5 the combined effects of bending and shear in the web of an I or box girder should satisfy:

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,k}}{M_{eff,k}}\right)\left(2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1\right)^{\beta} \le 1.0 \qquad for\ \eta_1 \ge \frac{M_{f,k}}{M_{eff,k}} \tag{9.1}$$

where $M_{f,k}$ is the characteristic moment of resistance of the cross-section consisting of the effective area of the flanges only;

$M_{eff,k} = W_{y,eff} \cdot f_y$

$\eta_1$ see 6.7(1).

$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$ for $V_{bw,Rd}$ see expression (7.2)

$\beta = \left(\frac{M_{f,k}}{M_{eff,k}} + 0.2\right)^{15} + 1$

*Figure 15 – Second generation EN 1993-1-5 shear-moment interaction formula*

$\beta$ tends to 1.0 (linear) for low values of $M_f/M_{el}$ and increases to a maximum value of 16.4 at $M_f/M_{el} = 1.0$. The effect is to replicate the first generation curve at high $M_f/M_{el}$ by generating a curve with very high curvature at the top of the interaction diagram as shown in Figure 16. The full background is given in B. Jáger et al.

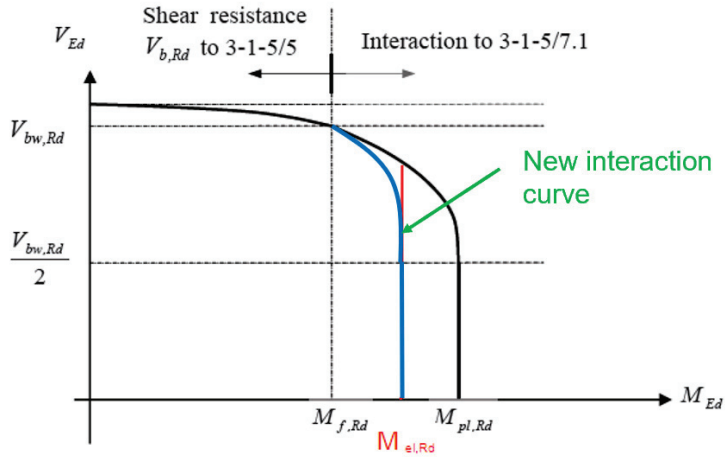



*Figure 16 – Typical interaction diagram for shear and moment in second generation EN 1993-1-5*

### 3.7 3.7 Patch loading, shear and bending interaction

The first generation EN 1993-1-5 contains interaction formulae to cover combined patch loading and moment but not the combination of patch loading, moment and shear. It was originally considered that since the patch load creates shear, the shear was already implicitly considered within the patch load resistance itself. However, this is not the case for a general application of transverse loading, *F*, as shown in Figure 17 which results in a pure patch loading case but also a simultaneous pure shear loading case. The neglect of the shear case is on the unsafe side.

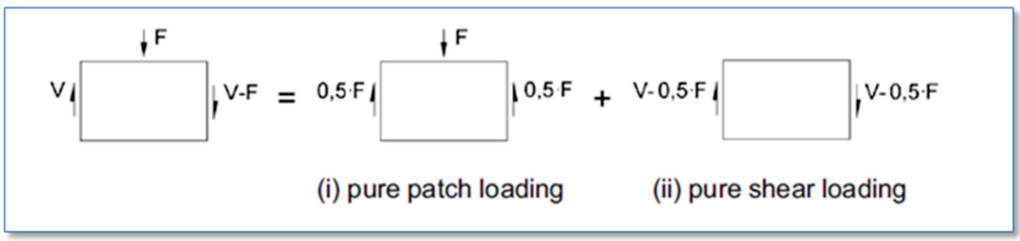



*Figure 17 - Resolution of load cases with transverse loading into pure patch load and pure shear loading*

The consideration of the combination of patch loading, moment and shear is particularly important for bridge launches where high concentrated reactions are often applied to unstiffened webs at supports as patch loads. As a result, the second generation EN1993-1-5 introduces a new interaction for patch load, shear and moment –Figure 18. An important qualification given within the new rules is that the interaction should only be performed when the utilisation under patch loading alone is greater than 10%, because the new interaction is much more conservative for cases of shear and bending with zero patch load than the separate shear and moment interaction provided.

**9.3 Interaction between transverse force, bending moment and shear force**

(1) This interaction should be verified if $\eta_2 > 0{,}1$ with $\eta_2$ defined in 8.6(1). If $\eta_2 \leq 0{,}1$, the verification is limited to a bending moment and shear force interaction according to 9.1.

(2) If the girder is subjected to a concentrated transverse force acting on the compression flange in conjunction with bending moment and shear force, the resistance should be verified using 6.7, 7.5, 8.6 and the following interaction formula:

$$\left(\bar{\eta}_1\right)^{3,6} + \left[\bar{\eta}_3\left(1 - \frac{F_{Ed}}{2\,V_{Ed}}\right)\right]^{1,6} + \eta_2 \leq 1{,}0 \qquad (9.6)$$

where

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{f,eff,Rd}}$$

$M_{f,eff,Rd}$ is the design plastic moment of resistance of the cross section consisting of the effective area of the flanges and the fully effective web irrespective of its section class;

$\bar{\eta}_3$ see 9.1(1).

*Figure 18 – Extract from second generation EN 1993-1-5 for patch load, moment and shear interaction*

## 3.8 Transverse stiffeners and cross-girders

Where transverse stiffeners on a web plate or cross-girders on a flange plate have to support the plate against out of plane buckling under in-plane compressive stresses, the first generation EN 1993-1-5 specified a simple mechanical model to check the stiffener or cross girder against the out of plane force generated as shown in Figure 19. This is a second order problem because as the out of plane deflection increases, the resulting out of plane force also increases. The stiffener or cross-girder is given an initial geometrical imperfection $w_o = \min\left[b/300, a_1/300, a_2/300\right]$ and the web or flange plate is assumed to remain straight in the longitudinal direction as the stiffener bows out of plane. Adjacent stiffeners remain straight. Under these conditions, the designer must check that the additional out of plane deflection is less than $b/300$ and that the stiffener or cross-girder does not yield.

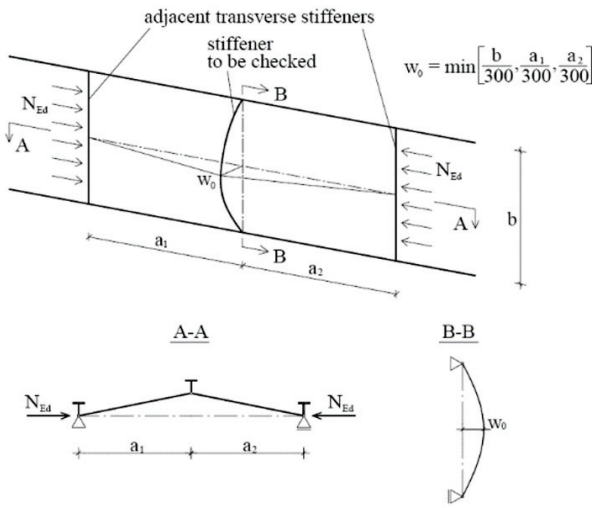



*Figure 19 – Mechanical model for restraint of compression panels against buckling provided by transverse stiffeners*

Another extensive non-linear study carried out by Kövesdi et al. [7] prior to producing the second generation EN1993-1-5 found that these model parameters and the required deflection check did not always lead to safe results. In particular, if a bow imperfection is also included in the longitudinal direction of the web or flange plate, the force imposed on the stiffener or cross-girder is increased. The ratio of stiffness of plate to stiffener was also found to be an important consideration in some cases to prevent greater lengths of the plate panel from buckling, involving out of plane displacements of several stiffeners or cross-girders. In the second generation EN 1993-1-5, the same mechanical model has been maintained but, in order to cater for the above shortcomings, the initial imperfection has been increase to $w_o = \min [b/200, a_1/200, a_2/200]$ and the allowable additional out of plane deflection is reduced to $b/500$. An additional minimum stiffness check has also been introduced. The detailed background can be found in Kövesdi et al.

### 3.9 Bracing member design

Since the introduction of the first generation EN 1993-2 it has been frequently reported that the design of the transverse stiffeners and cross-girders (often called U-frames) which brace the compression flange of half-through bridges (typical for railway bridges) has become much more onerous than in previous British practice, leading to heavier sections and more bolts being required. The mechanical model assumes that the compression flange has an additional bow which grows under load and is resisted by the stiffness of the U-frames each comprising the transverse stiffeners and a cross-girder. The formulae given follow from the beam on elastic foundations model adopted for checking the compression flange itself. This model was also used in previous British practice. A typical buckling mode of a half-through bridge with U-frames is shown in Figure 20.

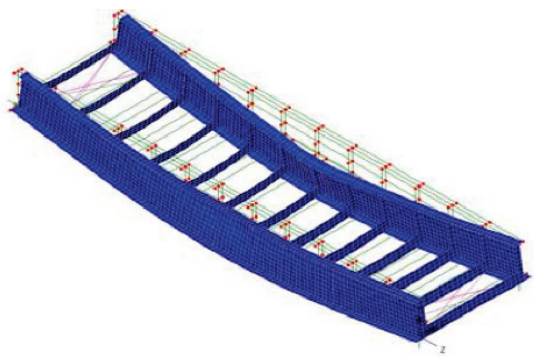


*Figure 20 – Typical buckling mode of a half-through bridge with U-frames*

The relevant formulae in the first generation EN 1993-2 for the design force on the bracings are:

$$F_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{100} \text{ if } l_{\mathrm{k}} < 1.2l \text{ 3-2/(6.11)}$$

$$F_{\mathrm{Ed}} = \frac{1}{l_k}\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{80} \times \frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} \quad \text{if } l_{\mathrm{k}} < 1.2l$$

$l$ is the distance between restraints, whether flexible or rigid and $l_{\mathrm{k}}$ is the effective length. If $l$ is eliminated from the second equation, it can be re-written as:

$$F_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{crit}} - N_{\mathrm{Ed}}} \times \frac{l_{\mathrm{k}}}{20\pi^2} \times C_d$$

This effectively represents an increase in initial bow deflection times the stiffness, $C_{\mathrm{d}}$, of the restraint spring undergoing that deflection. The initial imperfection is $l_k/20\pi^2$, which is approximately equal to $l_k/20$ corresponding to the initial bow for type c in Table 3-1-1/5.1. The growth of the bow which

is seen by the spring is $\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{crit}}-N_{\mathrm{Ed}}} \times \frac{l_{\mathrm{k}}}{20\pi^2}$, while the total final bow is $\frac{N_{\mathrm{Crit}}}{N_{\mathrm{crit}}-N_{\mathrm{Ed}}} \times \frac{l_{\mathrm{k}}}{20\pi^2}$.

However, the relevant deformation to be magnified when calculating the spring force should be the actual flange geometric imperfection, not the equivalent geometric imperfection including residual stresses which is applicable to the design of the flange. Additionally, the relevant length over which to calculate this imperfection is the half wavelength of buckling, $L_{\mathrm{w}}$, rather than the effective length, $l_{\mathrm{k}}$. Hence a more appropriate imperfection to use is $L_w/500$ based on the value used for imperfections for design of plan bracings in EN 1993-1-1 and hence a more appropriate spring force now provided in the second generation EN1993-2 is given by:

$$F_{\mathrm{Ed}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{cr}} - N_{\mathrm{Ed}}} \times \frac{C_{\mathrm{d}}\, L_{\mathrm{w}}}{500}$$

## 4. CONCLUDING REMARKS

The second generation Eurocodes improve the reliability of many of the rules in the first generation and improve their clarity and ease of use for bridge design. Whilst there are some design methods that have been significantly modified in the second generation Eurocodes, the vast majority of design rules are either unchanged or are modified in a relatively minor way that will not necessitate a significant change of approach. As a result, it is not expected that there will be anywhere near as much re-education required for designers as there was when the first generation Eurocodes came in. There will however still be significant effort involved in updating detailed training and guidance material, worked examples and software design tools.

It is not expected that the new rules will transform the selection of overall types of bridge construction and materials in any given situation, although the optimal boundaries may shift a little. However, they are likely to influence preferred details and erection methodology. For example, now that the second generation EN 1992-1-1 covers FRP reinforcements, basalt reinforcement may become favoured in some situations over steel reinforcement where carbon reduction or reduced maintenance are governing criteria. And new rules on designing with fibre reinforced concrete may facilitate greater use of precast elements, such as deck slab units, because in-situ stitch connections between units can be made significantly smaller than those required for ordinary reinforced concrete. Some bridge elements will be designed more economically with the new rules and some less so, so no overall change in quantities is expected.

## 5. REFERENCES


[1] Hendy, C. R., & Johnson, R. P. (2006). Designers' Guide to EN 1994-2, Steel and Concrete Composite Bridges. Thomas Telford, UK.

[2] Hendy, C. R., & Murphy C.J. (2007). Designers' Guide to EN 1993-2, Steel Bridges. Thomas Telford, UK.

[3] Hendy, C. R., & Smith, D. A. (2007). Designers' Guide to EN 1992-2, Concrete Bridges. Thomas Telford, UK.

[4] Muttoni, A., & Fernández Ruiz, M. (2008). Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI Structural Journal, 105(2). https://www.researchgate.net/publication/37455729

[5] Sedlacek, G., Feldmann, M., Kühn, B., Tschickardt, D., Höhler, S., Müller, C., Hensen, W., Stranghöner, N., Dahl, W., Langenberg, P., Münstermann, S., Brozetti, J., Raoul, J., Pope, R., Bijlaard, F., Géradin, M., Pinto, A., & Dimova, S. (2008). Commentary and worked examples to EN 1993-1-10 "Material toughness and through thickness properties" and other toughness oriented rules in EN 1993.

[6] Jáger, B., Kövesdi, B., & Dunai, L. (2017). I-girders with unstiffened slender webs subjected by bending and shear interaction. Journal of Constructional Steel Research, 131, 176–188. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.009

[7] Kövesdi, B., Dunai, L., & Hendy, C. (2018). Minimum requirements for transverse stiffeners on orthotropic plates subjected to compression. Engineering Structures, 176, 396–410. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.019

Samo PERGAREC[1], Andreas SCHNUBEL[2], Knut STOCKHUSEN[3]

# STRUCTURAL DESIGN AND INSTALLATION OF THE AL THUMAMA STADIUM ROOF

**Summary**

The article focuses on the structural design and installation of the Al Thumama Stadium roof, built for the FIFA World Cup Qatar 2022. The structure is a steel cable roof in the form of a lightweight spokewheel system spanning approx. 230 m and clad with approx. 35000 m² of PTFE-coated glass fibre membrane. The article briefly describes the bowl and then focuses on the roof structure, such as its structural components, structural model, internal forces and deflections, the structural verification, etc. The installation process is also described, culminating in the so-called "Big Lift" whereby hydraulic jacking devices were used for the simultaneous lifting of the cable system (tension ring and radial cables). Further processes are described, such as the tie-down, steel module installation, etc. The key aspects of the steel cable net façade structure are also described.

**Key words:** lightweight structures, cable net roof, high-strength cables

## Projektiranje in izvedba strehe projekta Al Thumama Stadium

**Povzetek**

Članek se osredotoča na konstrukcijsko zasnovo in montažo strehe stadiona Al Thumama, zgrajenega za FIFA svetovno nogometno prvenstvo v Katarju leta 2022. Konstrukcija strehe je zasnovana kot mreža jeklenih kablov v obliki sistema »spokewheel« (ekvivalent prednapetemu kolesu) z razponom cca. 230 m in prekrita z membranami iz steklenih vlaken (PTFE) v površini 35000 m². V članku je najprej opisana konstrukcija tribun, nato pa je opisana strešna konstrukcija (konstrukcijski elementi, računski model, notranje statične količine in pomiki, verifikacija, itd.). Opisan je tudi postopek montaže v več korakih: t.i. »Big Lift«, pri katerem so bili uporabljeni hidravlični bati za sočasno dvigovanje kabelskega sistema (natezni obroč in radialni kabli), nato procedura »Tie-down«, namestitev strešnih jeklenih modulov, itd. Ključni podatki o fasadi iz mreže kablov visoke trdnosti so navedeni.

**Ključne besede**: lahke konstrukcije, streha iz mreže kablov, kabli visoke trdnosti

## 1. INTRODUCTION

The Al Thumama Stadium & Precinct, built for the FIFA World Cup Qatar 2022, is located in Doha, Qatar. The design vision is based on the traditional woven headwear called *gahfiya* and has been developed by a local Qatari architect Ibrahim M. Jaidah in collaboration with Mark Fenwick of Fenwick Iribarren Architects. The general contractor was a joint venture of the Turkish company Tekfen Construction and the Qatari company Al Jaber Engineering. The bowl structural designer was Thornton Tomasetti from the US, while the MEP design was done by Hilson Moran / JAIN.

The involvement of sbp began in 2015 when we were tasked with developing the Schematic Design of the roof and facade. In 2018, sbp took on the role of IFC designer (Issued for Construction) of the roof and facade. Construction started towards the end of 2018; the primary structure was completed by 2020.

[1] mag. inž. grad./Project Manager, schlaich bergermann partner sbp se, Stuttgart, Germany, s.pergarec@sbp.de
[2] Dipl. Ing./Managing Director, schlaich bergermann partner sbp se, Stuttgart, Germany, a.schnubel@sbp.de
[5] Dipl. Ing./Board Member, schlaich bergermann partner sbp se, Stuttgart, Germany, k.stockhusen@sbp.de



*Figure 1: Al Thumama Stadium [3]*

The venue features four main building components. The permanent lower and middle tiers (20,000 seats) form the majority of the bowl structure and are constructed primarily from in-situ reinforced concrete with precast bleacher seating beams. The steel upper stands (20,000 seats) sitting on top of the bowl structure are designed to be removable and reusable elsewhere after the tournament.

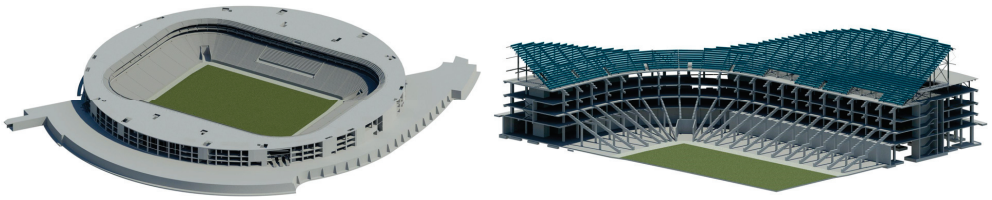


*Figure 2: Isometric overview of bowl (left), 3D section of bowl w/ upper tier (right) [3]*

The roof & facade structures are the key architectural features of the venue. The roof is a lightweight cable net system covering the entirety of the spectator seating and utilising the spokewheel principle. The facade is a series of vertical curved beams, connected by double layered cable nets. Both the roof and facade are covered by PTFE-coated glass fibre membrane cladding.

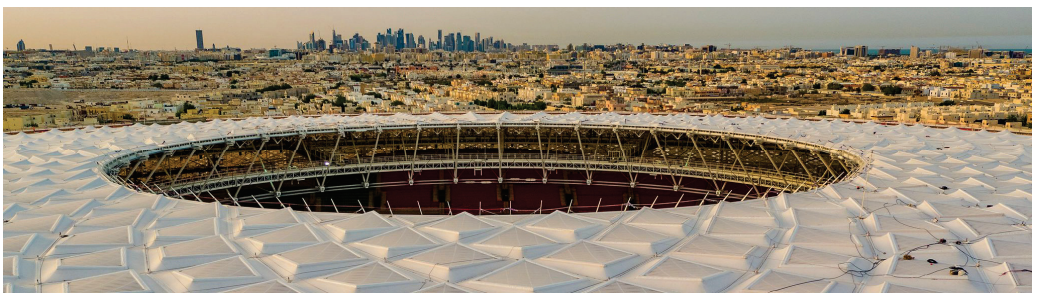


*Figure 3: Roof cladding from bird's eye view [3]*

## 2. ROOF STRUCTURAL SYSTEM AND COMPONENTS

### 2.1 Roof structural system

The roof structure is a circular radially symmetric system with an outer diameter of 230 m and inner oculus diameter of 88 m. The resulting radial spans of 70 m are thus quite significant. The covered area is 35000 m². The roof is supported by 40 roof columns arranged at the perimeter and supported by the bowl superstructure.

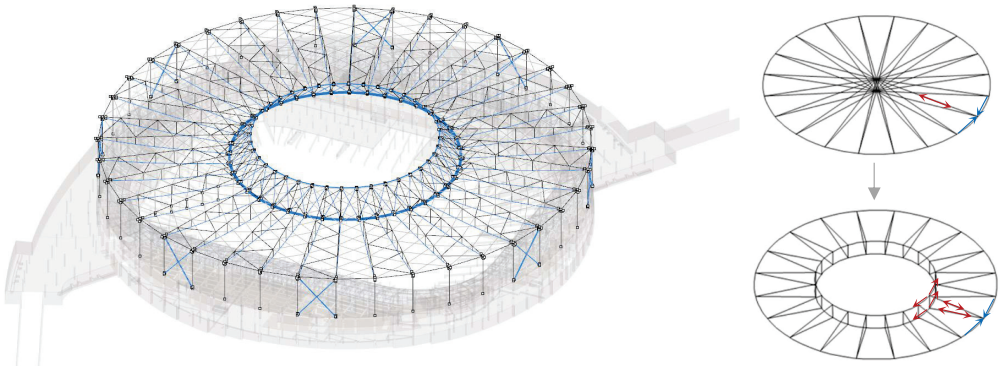


*Figure 4: Isometric view of the stadium roof (wireframe, left), schematic spokewheels (right) [1]*

The structural principle of the pre-tensioned spokewheel takes advantage of the inherent stiffness of structural rings, either in tension or compression. As indicated in the below diagram, loads are applied eccentrically to the support point, which creates a clockwise global moment. The difference in pre-stress forces of the upper and lower tension rings creates a counter-clockwise moment, which counteracts the loads and fulfils $\sum M = 0$.

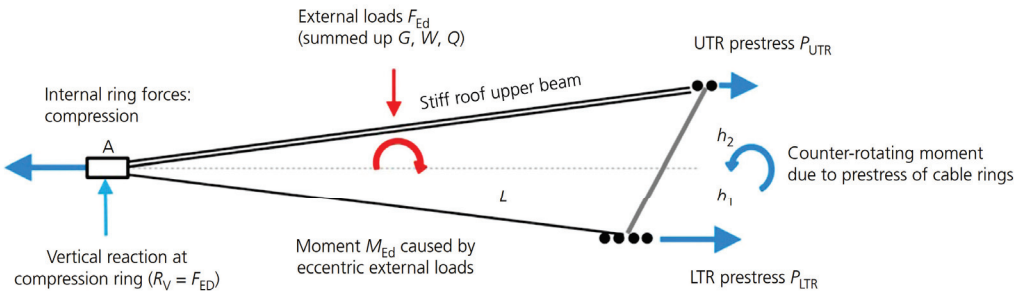



*Figure 5: Schematic diagram of load transfer [1]*
*(UTR: upper tension ring; LTR: lower tension ring)*

The roof is characterised by three primary rings – the lower and upper tension ring at the inner perimeter and the compression ring at the outer one. They are connected by 40 radial trusses consisting of upper chords, struts, and lower radial cables.

Global horizontal stability is provided by the column bracing along the outer perimeter at 8 bays. For stability against unbalanced loads, the system is braced with tension rods along the inner perimeter between the lower and upper tension ring. Furthermore, every second bay of the roof is horizontally braced with zig-zag in-plane beams forming primary and secondary bays.

## 2.2 Roof structural components

The compression ring is the primary compression member at the outer perimeter of the roof. It is a built-up welded box section (RHS 1800 × 1200 × 40 × 40 mm) and is moment-connected to neighbouring segments with bolted headplates. Each segment has a length of approx. 18 m, forming a ring with a length of 722 m. Steel grade S 355J2 was used for all beams, columns, and struts.

The lower tension ring resists vertical loads in tension. It is built up of 8 individual ring ropes (fully locked coil, FLC) with a diameter of 110 mm and an ultimate strength of 1570 N/mm². The ropes are passed through the deviator node accommodating the angle change. The cables are Galfan-coated for

corrosion protection and are spliced in several locations to form continuous rings.

The upper tension ring is similar to the lower tension ring but composed of only 2 × FLC 110 mm ropes. It mainly acts as the member resisting wind uplift loads and also as the prestressing member for the entire roof system (more information in the installation chapter).

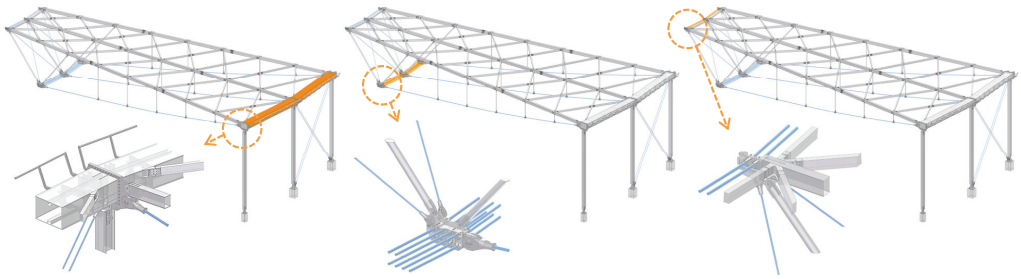


*Figure 6: Compression Ring, Lower Tension Ring, Upper Tension Ring, typical details [1]*

The roof columns feature hollow box sections of 700 × 600 mm and have a height of 18 m. They are pinned at the bottom and moment-connected to the CR. The vertical bracing between the columns is composed of 2 × FLC 70 mm ropes and is prestressed with approx. 290 kN.

Radial beams are the main members supporting the actual roof cladding. Due to their length, they are periodically supported by vertical struts supported on radial cables. Their cross section is RHS 600 × 400.

Service gantries, or so-called catwalks, are suspended beneath the roof surface and provide maintenance access as well as fixation points for lighting, speakers, cameras, antennas, etc.

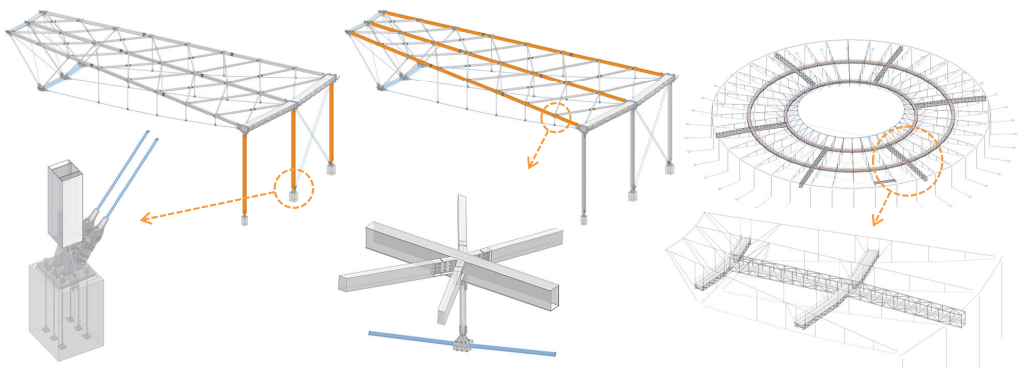


*Figure 7: Roof Columns, Radial Beams, service gantries [1]*

The roof cladding is composed of two different cladding materials; the majority being virtually opaque glass fibre fabric coated with polytetrafluoroethylene (PTFE), while certain small areas (shown in colour on Figure 8) are clad with PTFE-coated glass fibre laminated mesh (50% translucency). This results in a dynamic aesthetic of variable translucency. The arrangement of cladding panels was optimised for spectator comfort, grass growth, and minimised heat gain.

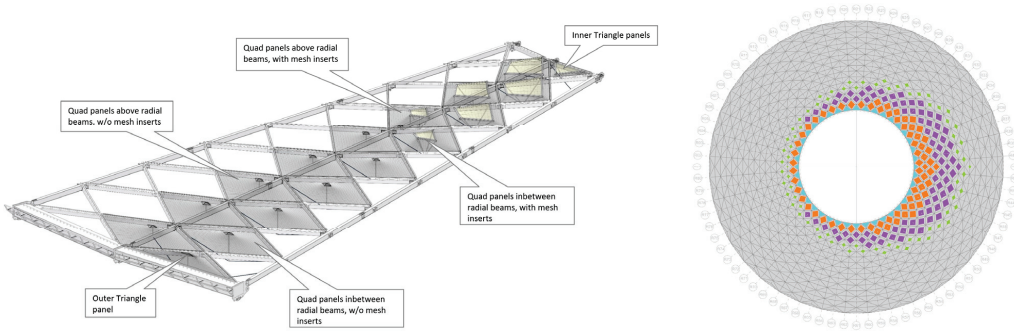



*Figure 8: Roof cladding isometric view (left), panel type layout (right) [1]*

The following structural drawing excerpts show the principal section and elevation of the structure, created in Autodesk Revit.

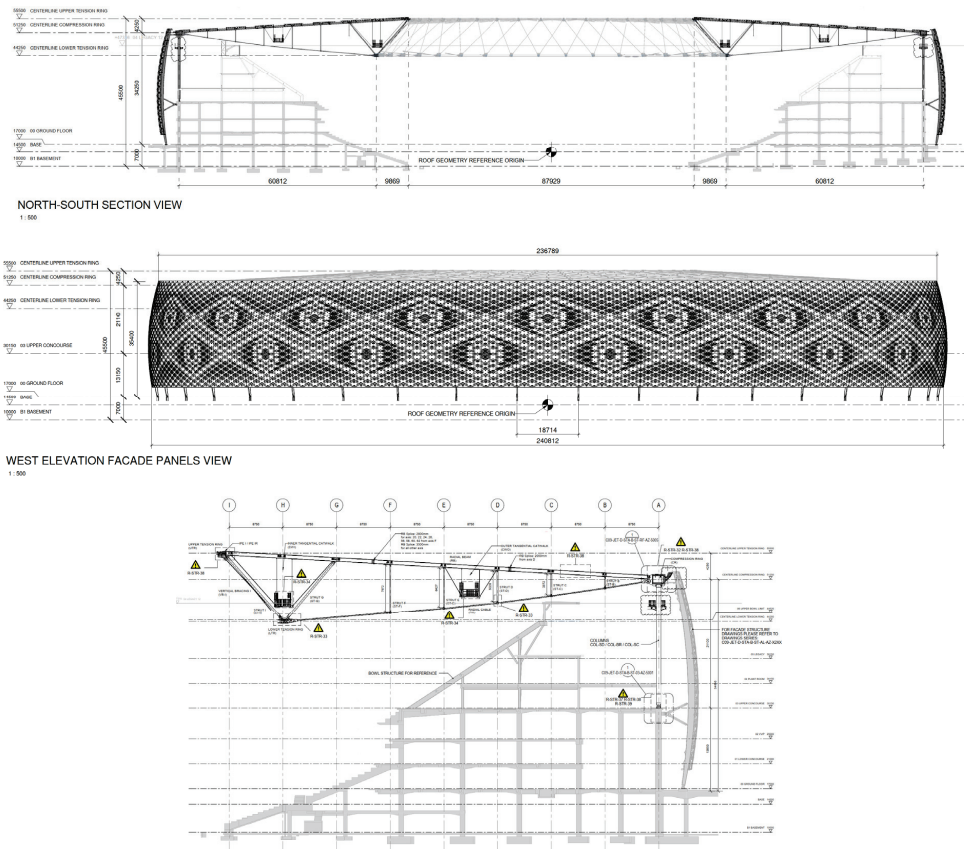



*Figure 9: Structural drawing excerpts [1]*

## 3. ROOF STRUCTURAL DESIGN

### 3.1 Structural model

The structural element sizing and performance was based upon state-of-the-art principles, software and approaches and have been verified on finite element analysis models.

The following software packages were used for the structural analysis and design:

- Oasys GSA
- Microsoft Excel / VBA

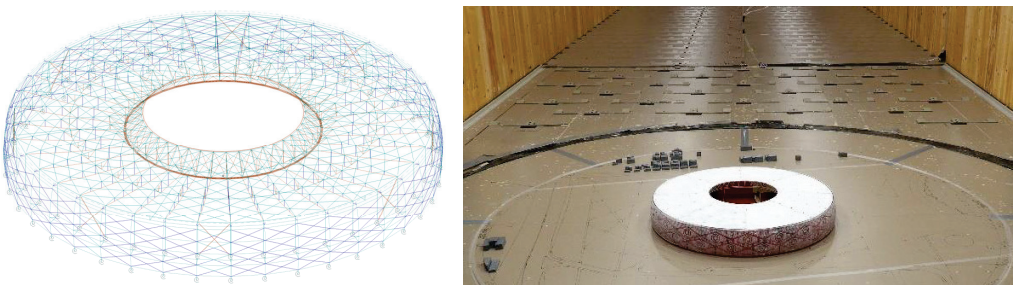


*Figure 10: Roof structural model (left) [1], wind tunnel test model (right) [2]*

The design strategy is based on Eurocode standards. The analysis follows a geometrically non-linear 2nd order approach with consideration of large displacements, which is typical for lightweight and cable structures.

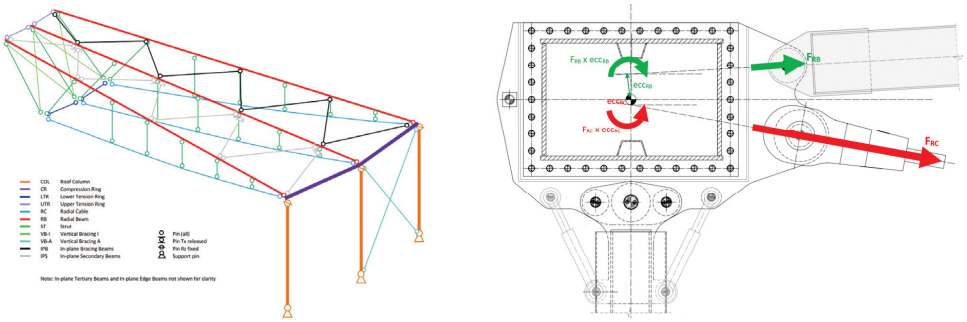


*Figure 11: Element releases (left), eccentric force induction into CR node resulting in no CR Mxx moment at G+P (right) [1]*

Due to its inherent flexibility, the roof structure requires non-negligible element length compensation in order to achieve the desired geometry at G+P load combination (permanent loads) – analogous to precambering of a regular beam. The vertical deflection of the roof without consideration of compensation would equal approx. -2.90 m. Therefore:

- Elements stressed in tension are fabricated shorter so that their elongated condition corresponds to the desired length (final geometry).
- Elements stressed in compression are fabricated longer so that their shortened condition corresponds to the desired length (final geometry).

Lengthening or shortening of the elements is achieved by means of the so-called “lack-of-fit” method.

This is achieved by translating the desired pre-stress forces to lack-of-fit values in [mm] through the following formula:

$$\Delta L = FL / EA \quad (1)$$

Where F: axial force, A: cross section area, L: element length, E: elastic modulus

### 3.2 Structural behaviour

The following plots indicate the basic results of the structural analysis under SLS and ULS load combinations.

**Internal forces:**

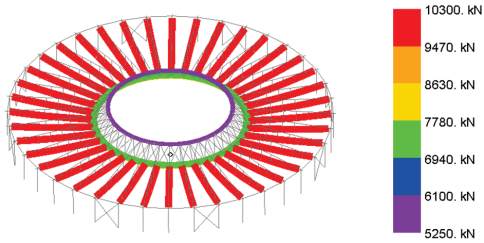



*Figure 12: Tensile Fx (ULS Env) [1]*

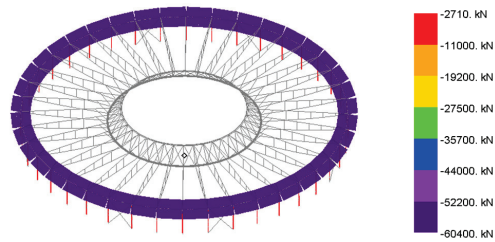



*Figure 13: Compressive Fx (ULS Env) [1]*

**Deflections:**

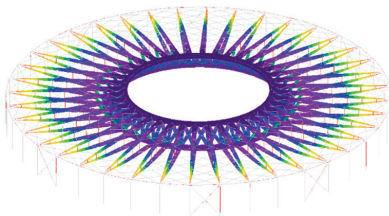


*Figure 14: Max. downward SLS Uz = 890 mm [1]*

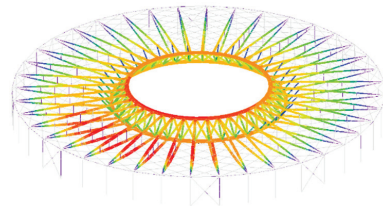


*Figure 15: Max. upward SLS Uz = 560 mm [1]*

**Eigenshapes:**

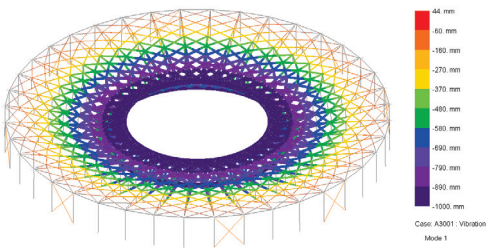



*Figure 16: 1st mode (vertical symm.), 0.42 Hz [1]*

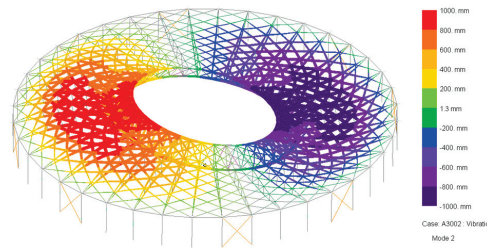



*Figure 17: 2nd mode (vert. asymm.), 0.67 Hz [1]*

**Typical bay:**

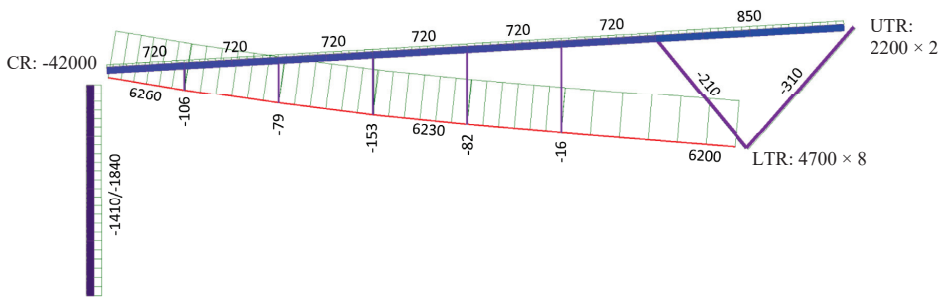



*Figure 18: Axial forces in typical bay under SLS G+P [kN] [1]*

### 3.3 Structural verification

Structural verification was performed as per EC EN 1993. Strength and stability verifications were conducted for each individual element. Approx. 180 ULS load combinations were applied, taking into account dead loads, superimposed dead loads, live loads, wind loads, sand loads, thermal loads, prestress loads, seismic loads and bowl imposed deflections/settlements.

Imperfections of single members (local imperfections) were implicitly considered in the member design as per EC EN 1993. Imperfections of member groups or whole parts of the structure (global imperfections) were defined explicitly based on critical mode shapes.

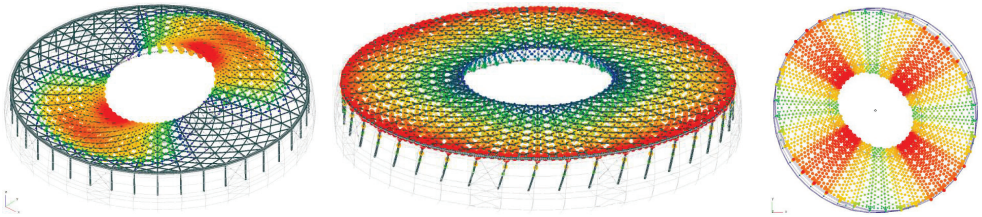


*Figure 19: Considered imperfection shapes (vertical unbalanced, torsional, ovalised) [1]*

In addition to regular ULS load combinations, several other accidental scenarios were also verified: the accidental loss of any single cables, beams or struts (except the compression ring, as it is the sole critical member of the entire system), fire scenario, asymmetric loading in case of single membrane panel failure, etc.

All structural details were verified, mainly with local shell FE models.

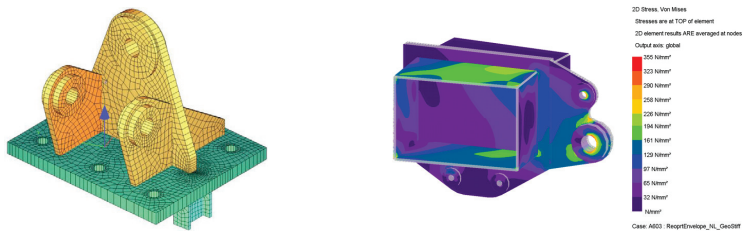



*Figure 20: Verification of structural details [1]*

## 4. FACADE STRUCTURE

The facade structure envelops the entire stadium. It is a steel structure composed of forty vertical beams aligned with the roof structure which, together with top and bottom chords, form frames to support the facade cable net. The cable net is comprised of a set of convex cable trusses in two directions, covering a span of about 20 m with a depth of only 90 cm (h = L / 22). It supports the lightweight textile cladding. The net is pre-stressed and transfers the permanent and variable loads from the cladding to the supporting steel frames.

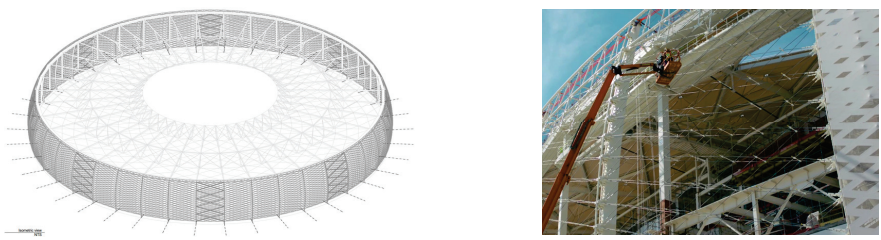


*Figure 21: Façade isometric overview (left) [1], façade during installation (right) [2]*

The cable net is clad with a PTFE-coated glass fibre membrane (similar to the roof) with parametrically defined openings, resulting in a special aesthetic.

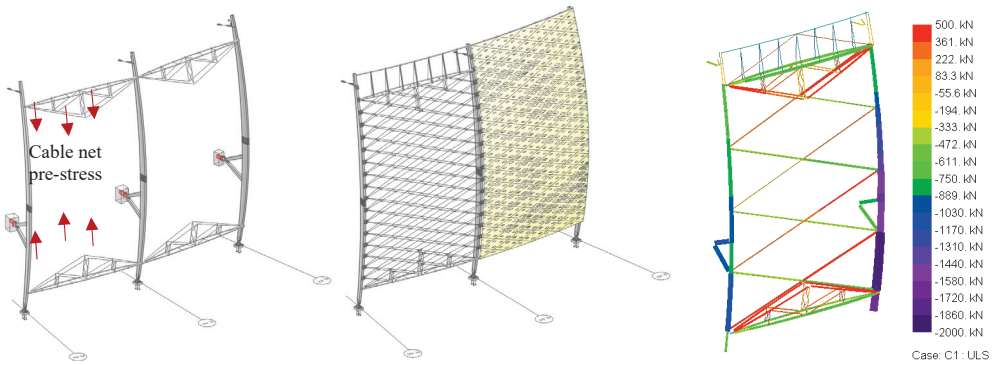



*Figure 22: Façade components (primary left, net & cladding middle, structural analysis right) [1]*

## 5. ROOF INSTALLATION

The roof installation was developed as a sequence of highly precise, carefully calculated steps.

The sequence began in a fairly straightforward manner by erecting the roof columns, supported by temporary struts (1). The compression ring (CR) segments followed one-by-one, attaching the machined headplates with bolted connections. Once the CR was successfully closed, the primary cables (radial cables and tension rings) could be laid out over the bowl onto the pitch and connected with tensioning strands to hydraulic jacks at the CR (2).

The "Big Lift" then began by tensioning the jacks of 200 t & 140 t capacity in pairs in a careful sequence. The pinning of radial cables at the CR at a force of approx. 3000 kN/cable would mark the end of the big lift process (3). At this point, the lower tension ring sat at a level approx. 3 m higher than final due to the missing weight of steel modules and cladding, while the upper tension ring was attached with temporary cables and freely hanging from the LTR.

Afterwards, to bring the cable net close to its final position enabling stress-free installation of steel roof modules, the tie-down process was initiated (4). This involved pulling each lower tension ring node downwards, against concrete counterweights, with a force of 630 kN/node.

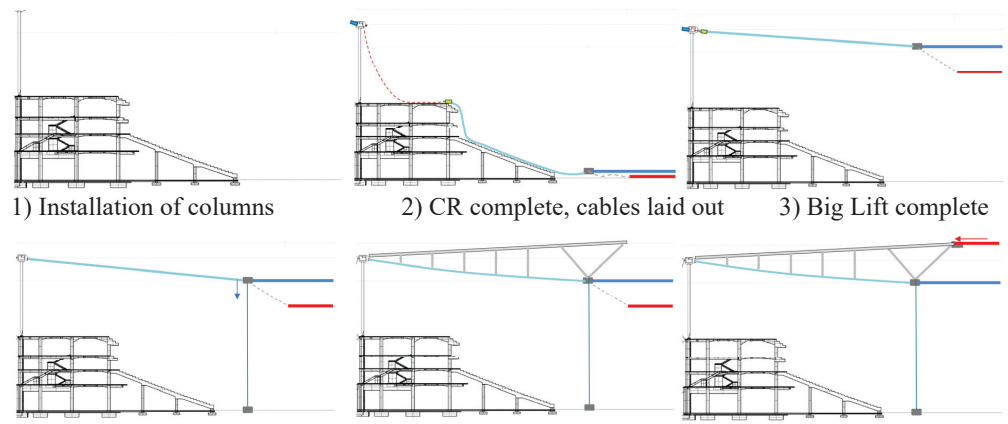



*Figure 23: Key steps of the roof installation [1]*

Steel module installation could then begin (5). Pre-assembled steel modules were arranged in primary (twin radial beams and in-plane bracing) and secondary units (in-fill elements only). Thus, stable lifting configurations were guaranteed, as well as a force-free installation. The roof primary structure was completed in step (6) when the upper tension ring was lifted into position and stressed with hydraulic jacks (1400 kN/axis). This crucial step prestressed the entire system. Afterwards, minor works, such as installation of cladding, catwalks, MEP installations, etc. could begin.

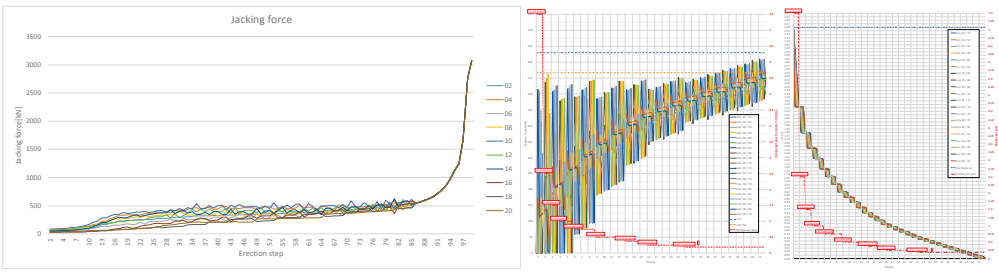



*Figure 24: Time history charts during installation (jacking force, tie-down force & $U_z$) [1]*

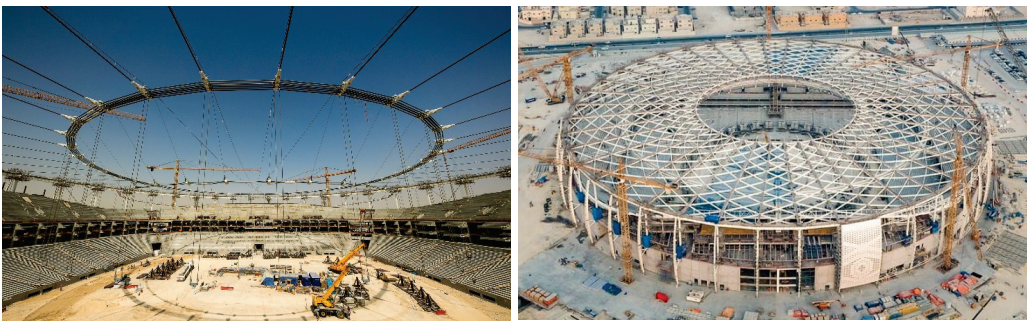


*Figure 25: Cable system after Big Lift (left) [2], completed roof module installation (right) [3]*



*Figure 26: View from pitch (left) [2], bird's eye view (right) [3]*

## 6. CONCLUSION

The Al Thumama Stadium represents an excellent fusion of modern architecture and a remarkably efficient structural system. Its key feature is a lightweight, long-span roof achieved through the use of pre-tensioned high-strength cables. This design allowed for exceptionally fast construction of the roof, utilizing the "Big Lift" method. The cable net façade is equally advanced, utilising a double-layer cable net to form an efficient, modular façade clad with PTFE-coated glass fibre fabric.

## 7. LITERATURE

[1] IFC roof & façade design package, © sbp 2019

[2] sbp photo archive, © sbp

[3] Supreme Committee for Delivery and Legacy - photo archive

Anton HOČEVAR[1], Tomaž STRMOLE[2]

# PROJEKTIRANJE FAKULTETE ZA FARMACIJO

**Povzetek**

Ob Večni poti v Ljubljani, v neposredni bližini Fakultete za kemijo in Fakultete za računalništvo, se načrtuje nov objekt, ki bo nadomestil obstoječe prostore Fakultete za farmacijo, trenutno locirane na Aškerčevi cesti v Ljubljani. Objekt je zasnovan kot monolitna armiranobetonska konstrukcija, temeljena na uvrtanih BENOTTO pilotih, s skupno kletno etažo in dvema ločenima nadzemnima objektoma. Terasna etaža je izvedena kot jeklena sovprežna konstrukcija. Poleg zahtevne konstrukcijske zasnove, objekt predstavlja izziv tudi iz vidika arhitekture in inštalacij. Zaradi kompleksnosti je bil objekt načrtovan s pomočjo BIM. Investitor projekta je Univerza v Ljubljani, Fakulteta za farmacijo, projekt pa je bil zasnovan v sodelovanju podjetij Elea iC d.o.o., ATELIERarhitekti d.o.o. in ARHEMA d.o.o. ter Biro ES d.o.o.

**Ključne besede**: armiranobetonska konstrukcija, piloti, jeklena terasa, fakulteta, BIM

## Structural design of Faculty of Pharmacy

**Summary**

Along Večna pot in Ljubljana, in the immediate vicinity of the Faculty of Chemistry and the Faculty of Computer and Information Science, a new building is being developed to replace the existing premises of the Faculty of Pharmacy, currently located on Aškerčeva Street in Ljubljana.
The building is designed as a monolithic reinforced concrete structure founded on benoto piles, with a shared basement level and two above-ground volumes. The terrace floor is designed as a composite steel structure. In addition to its demanding structural design, the building also presents a challenge from the architectural and installation perspectives. Due to its complexity, the building was designed using BIM. The investor is the University of Ljubljana, Faculty of Pharmacy, and the project was designed in collaboration with Elea iC d.o.o., ATELIERarhitekti d.o.o., ARHEMA d.o.o. and Biro ES d.o.o.

**Key words:** reinforced concrete structure, piles, steel terrace, faculty, BIM

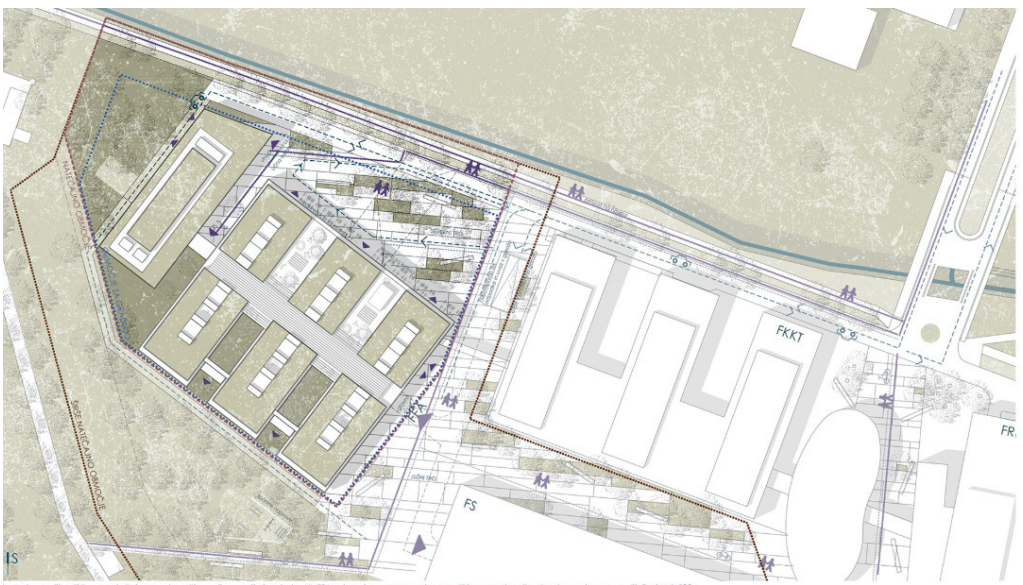
## 1. UVOD

Arhitekturna zasnova Fakultete za farmacijo temelji na kompaktni prostorski shemi, ki omogoča racionalno izrabo prostora in čim krajše notranje povezave. Pri oblikovanju volumnov nad pritličjem je bila izbrana rešitev, ki omogoča največjo fleksibilnost zlaganja prostorov ob optimalnih pogojih dnevne osvetlitve. Leži na robu Krajinskega parka Rožnik in v neposredni bližini PST, bolj konkretno v območju ljubljanskega zelenega klina. Zasnova sledi cilju oblikovati nov kampus Univerze v Ljubljani kot zaokroženo celoto, v povezavi s sosednjimi objekti Fakultete za kemijo in kemijsko tehnologijo, Fakultete za računalništvo ter bodoče Fakultete za strojništvo. Arhitekturno zasnovo dopolnjuje robustna armirano betonska konstrukcija, ki sledi arhitekturni ideji z vidnimi betoni in s svojo skeletno zasnovo omogoča fleksibilnost in velike razpone v območju avle in predavalnic. Z gladkimi ploščami oz. plitkimi nosilci pa omogoča tudi neovirano pot izredno zahtevnih razvodov strojnih in elektro inštalacij.

[1] dipl. inž. grad., Elea iC d.o.o., Dunajska 21, 1000 Ljubljana, anton.hocevar@elea.si
[2] univ. dipl. inž. grad., Elea iC d.o.o., Dunajska 21, 1000 Ljubljana, tomaz.strmole@elea.si



*Slika 1: Render objekta (ATELIERarhitekti)*




*Slika 2: Lokacija fakultete ob Večni poti (ATELIERarhitekti)*

## 2. KONCEPT

### 2.1 Arhitekturni koncept

Osnovna ideja postavitve objekta je oblikovanje Severnega trga – podaljšek zelenega klina, ki je napram ostalim objektom zasukan, tako da v prostoru deluje kot vstopni trg tako za FFA kot za IC. Objekt Infrastrukturnega centra (IC) je zasnovan kot samostojna stavba, ki hkrati predstavlja integralni del celotne urbanistične kompozicije. Oba dela povezuje osrednja avla, ki poteka skozi vsa nadstropja in deluje kot prostorsko ter programsko središče kompleksa. Takšna zasnova omogoča fazno gradnjo FFA in IC, kar je bilo upoštevano tudi pri zasnovi inštalacij.

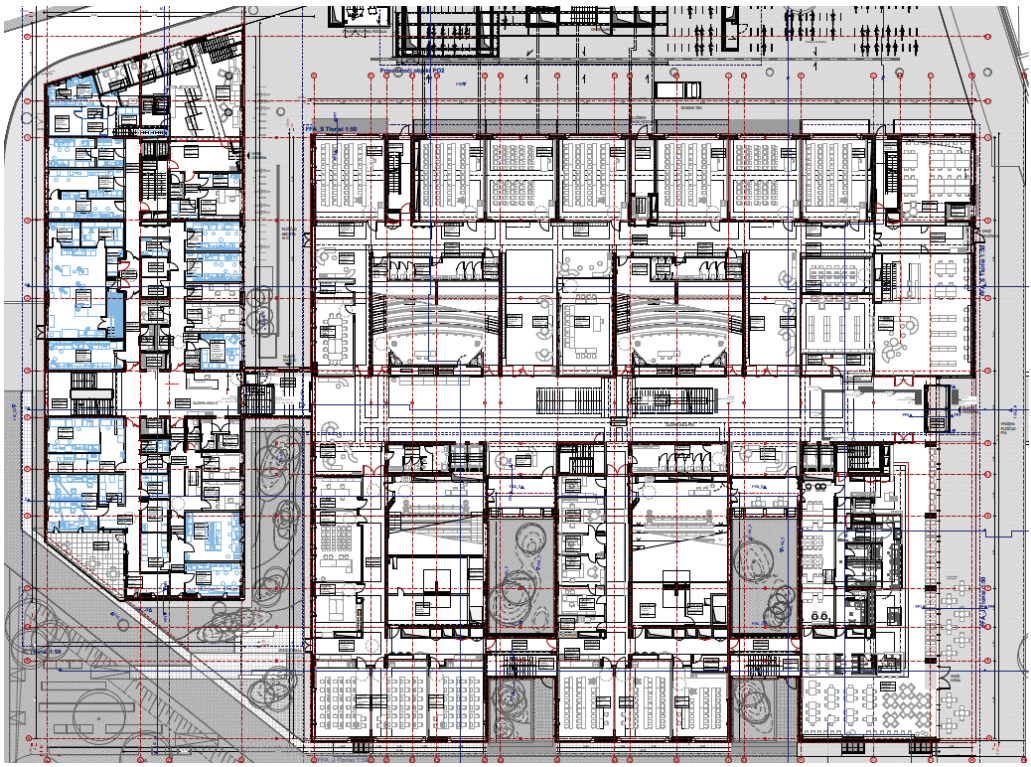
S svojo premišljeno prostorsko organizacijo in odprtostjo proti zelenemu okolju kompleks ustvarja prepoznaven, povezan univerzitetni ambient, ki spodbuja sodelovanje, izmenjavo znanja ter vsakodnevno interakcijo med uporabniki.

Objekt meri približno 107,0 × 85,0 m. Nad skupno kletjo se razdeli na dva objekta, povezana z mostovžem v vsakem nadstropju. Skupna bruto etažna površina znaša približno 39.000 m², etažnost pa je K+4 z vmesno medetažo v pritličju.

Glavni objekt je na južnem delu razčlenjen na tri lamele v obliki črke E. Severni del je samostojna enota, ki je od južnega dela ločena z osrednjim atrijem in velikim centralnim stopniščem. Takšna prostorska ureditev omogoča boljšo naravno osvetlitev notranjih prostorov. Vsak del objekta ima eno do dve vertikalni jedri, ki sta preko nosilcev povezani z armiranobetonskimi stebri in stenami.

V pritličju glavnega objekta so štiri predavalnice, v višjih nadstropjih pa laboratoriji, knjižnice, sejne sobe, lekarna in katedre za visokošolsko osebje.

Terasna etaža ima jekleno nosilno konstrukcijo, na katero se v posameznih poljih navezuje betonska plošča. Nad terasno etažo je umeščena nosilna konstrukcija fotovoltaičnih panelov in zvočnih zapor, ki vizualno zakrivajo klimatske in druge strojne naprave.



*Slika 3: Tloris objekta*

## 2.1 Konstrukcijski koncept

Konstrukcija objekta je razdeljena na glavni južni del, ki ga sestavljajo tri lamele z umeščenimi predavalnicami in laboratoriji, v višjih nadstropjih pa kabineti. Južni del je od severnega, kjer se nahaja infrastrukturni center (IC), ločen z osrednjo avlo in stopnišči.

Medetažne konstrukcije so zasnovane kot klasične armiranobetonske plošče debeline 30–35 cm,

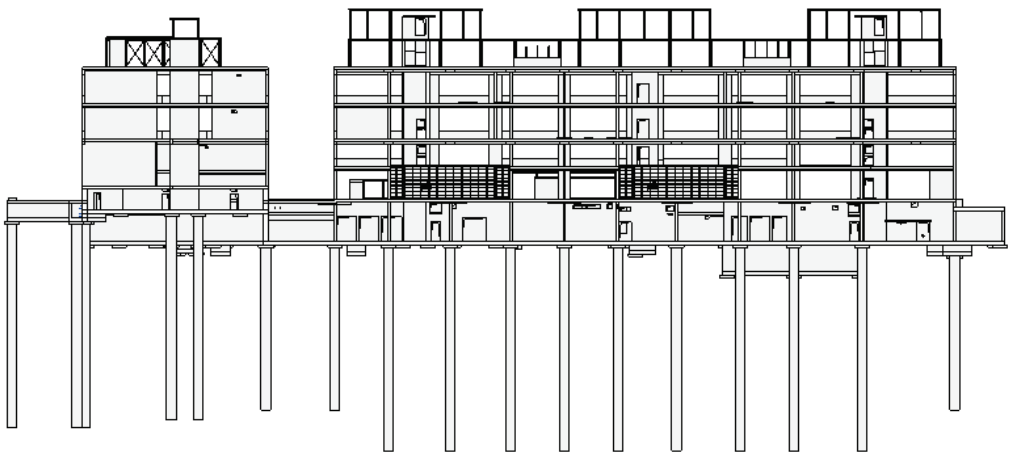
podprte z armiranobetonskimi stenami in stebri. Konstrukcijski sistem je dodatno ojačan s parapetnimi fasadnimi nosilci ter plitvimi nosilci nad notranjimi stebri, kar zagotavlja zadostno togost in enakomerno porazdelitev obtežb. Na mestih laboratorijev so plošče dodatno obtežene z antivibracijskimi sloji za dušenje vibracij laboratorijskih naprav.

Plošča nad kletjo je na mestih nad stebri ojačana z armiranobetonskimi vutami debeline 50 cm, s čimer se poveča nosilnost in zmanjša deformacije. V območjih previsnih delov objekta so plošče dodatno podprte z armiranobetonskimi konzolnimi nosilci, ki prevzemajo upogibne momente in zagotavljajo stabilnost previsnih robov.

Vertikalni nosilni sistem sestavljajo armiranobetonske stene debeline 30 cm ter AB slopi dimenzij od 30/120 cm do 40/160 cm. Stebri so razporejeni v rastru približno 8,0 × 9,0 m in so na fasadnih pasovih medsebojno povezani s parapetnimi nosilci. Medetažne konstrukcije so pretežno izvedene iz betona kakovosti C30/37, z izjemo posameznih delov plošč, ki so prednapeti. Pri vertikalnih konstrukcijah v kleti je zaradi velikih tlačnih sil uporabljen beton kakovosti C50/60, katerega razred se z višino objekta postopno zmanjšuje do kakovosti C35/45. V atriju in na drugih izpostavljenih mestih so stene izvedene kot vidni beton razreda VB3.

AB-jedra sestavljajo stene debeline 30–40 cm z notranjimi stopnišči in dvigali. Kakovost uporabljenega betona v jedrih dosega razred C40/50.

Vertikalna komunikacijska jedra skupaj s fasadnimi okvirji sodelujejo pri prevzemanju horizontalnih potresnih obremenitev in prispevajo k prostorski stabilnosti ter togosti konstrukcije. Po celotnem tlorisu obeh delov objekta je razporejena ortogonalna mreža nosilcev dimenzij 120/50 cm, ki s stebri tvori okvirno nosilno konstrukcijo. Tak sistem omogoča enakomerno porazdelitev obtežb in učinkovito vključevanje posameznih nosilnih elementov v celotno konstrukcijsko shemo.



*Slika 4: Prerez skozi konstrukcijo*

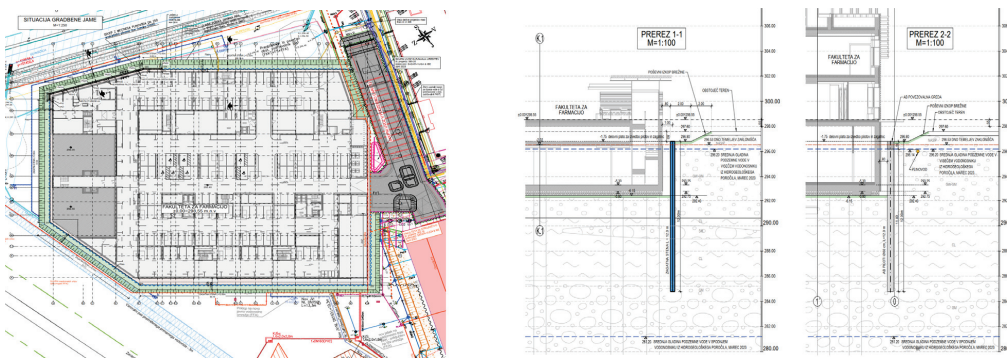
## 3. TEMELJENJE OBJEKTA IN VAROVANJE GRADBENE JAME

Temeljna tla na območju novogradnje sestavljajo plasti prodnatih in peščenih sedimentov z dodatki melja, ki prehajajo v bolj zbit prodno-peščeni konglomerat. Na globini približno 18 do 25 m se pojavi nosilna plast prodov, ki omogoča ustrezno nosilno plast za globoko temeljenje. Nivo podzemne vode se giblje okoli kote 295,9 m n. v., kar pomeni, da je dno temeljne plošče (na koti približno 293,2 m n. v.) stalno pod nivojem podtalnice – posledično je objekt projektiran kot vodotesna konstrukcija po principu »črne kadi«.

Objekt je temeljen na armiranobetonski temeljni plošči debeline 50 cm, ki je na dveh višinskih nivojih

in podprta z uvrtanimi BENOTTO piloti premera 120 cm in dolžine 20 do 25 m. Piloti so razporejeni v rastru cca 8 × 9 m, pod stenami in stebri pa zgoščeno, kar zagotavlja prenos vertikalnih in potresnih obremenitev na nosilno prodno plast. Nad piloti se izvedejo armiranobetonske glave debeline 30 cm, dimenzij približno 1,8 × 1,8 m. Celotna kletna konstrukcija je vodotesna, s temeljno ploščo in stenami iz betona kvalitete C35/45.

Načrt varovanja gradbene jame za novogradnjo predvideva kombinirano izvedbo zaščite izkopa z jeklenimi zagatnicami in zarezanimi armiranobetonskimi piloti. Tehnologija izbire je prilagojena geotehničnim in hidrogeološkim razmeram ter omejitvam okolja, kot je bližina plinovoda, kjer uporaba zagatnic ni dovoljena. Gradbena jama globine približno 6 m bo izvedena vodotesno – odsekoma zagatnice Larssen 606 in AB piloti premera 60 cm z vmesnimi nearmiranimi piloti zagotavljajo tudi tesnilno funkcijo. Piloti bodo med seboj povezani z AB povezovalno gredo dimenzij 60 × 60 cm. Izvedba gradbene jame poteka fazno: priprava delovnega platoja, vrtanje in betoniranje pilotov, zabijanje zagatnic, izkop do končne kote, izvedba temeljne plošče in kletnih sten ter postopno zasipanje po izgradnji konstrukcije. Stabilnost gradbene jame je bila preverjena z numeričnim modeliranjem po metodi končnih elementov (program ZSoil), pri čemer doseženi faktor varnosti znaša 1,5. Monitoring vključuje geodetske meritve, meritve vibracij, inklinometre, tiltmetre in kontrolne meritve neodvisnih inštitucij. Pred pričetkom del se bo izvedel komisijski pregled sosednjih objektov in infrastrukture. Sistem varovanja tako zagotavlja stabilnost, vodotesnost in minimalne vplive na okolico.

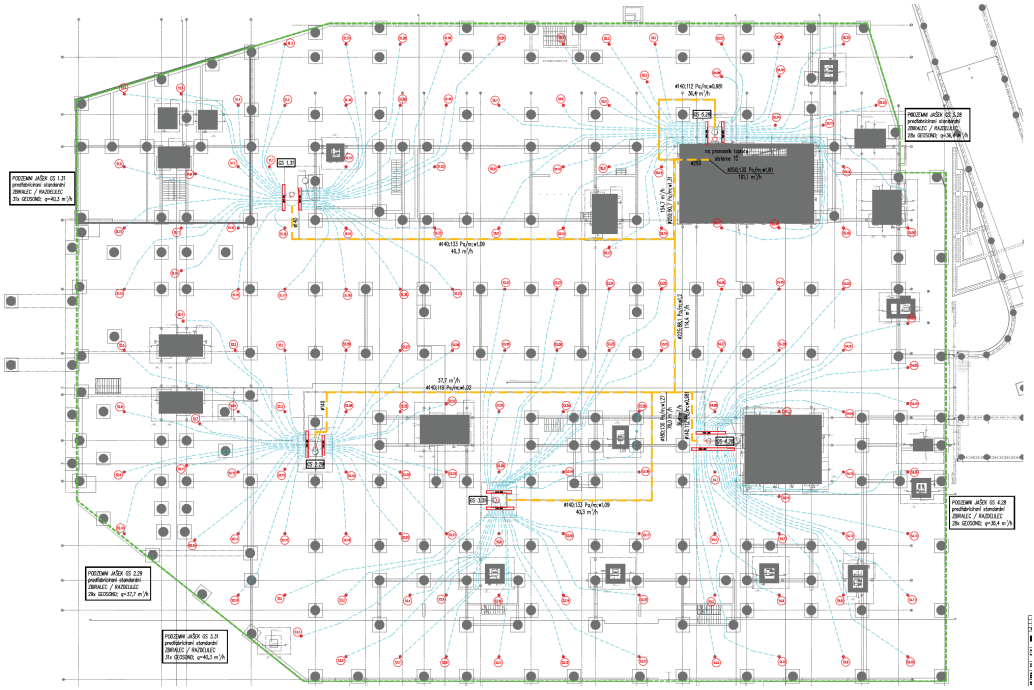



*Slika 5: Situacija gradbene jame in karakteristični prerez*

## 4. IZKORIŠČANJE PLITVE GOETERMALNE ENERGIJE GEOSONDE

Oskrbo z obnovljivimi viri energije predviden sistem 147 geosond do globine 150 metrov, nameščenih pod objektom med pilotnimi temelji. Geosonde predstavljajo primarni vir in ponor toplote za kaskado 16 toplotnih črpalk, ki omogočajo ogrevanje, hlajenje in pripravo sanitarne vode. Sistem uporablja mešanico voda/propilen glikol (75/25 %) kot prenosni medij, s čimer se zagotavlja učinkovit prenos toplote tudi pri nizkih temperaturah.

Toplotne črpalke delujejo v dvosmernem režimu – pozimi pridobivajo toploto iz zemljine, poleti pa višek toplote vračajo vanjo, kar omogoča letno termično ravnovesje tal. Sistem dosega visok izkoristek (COP ≈ 4,5) ter pokriva več kot 50 % potreb po energiji z obnovljivimi viri, kar je skladno z zahtevami za skoraj ničenergijske stavbe (sNES) in evropsko direktivo EPBD 2010/31/EC. S tem predstavlja ena največjih geotermalnih instalacij v javnih stavbah v Sloveniji ter pomemben korak k trajnostnemu in energetsko učinkovitemu delovanju nove fakultete.

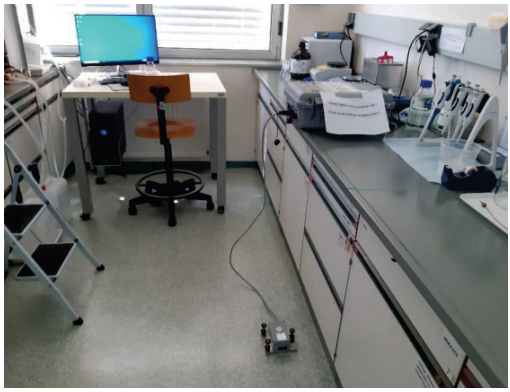


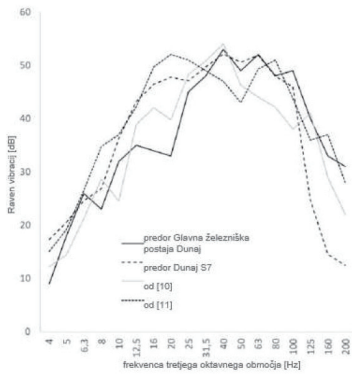
*Slika 6: Sistem geosond (tloris)*

## 5. ANALIZA VIBRACIJ

Analiza vibracij za je bila izvedena z namenom ocene vpliva prihodnjih vibracij, predvsem zaradi načrtovanega železniškega predora v bližini lokacije. Meritve so bile opravljene v obstoječih stavbah fakultete in na območju bodočega gradbišča, s čimer so bile določene izhodiščne vrednosti vibracij ter dinamični parametri tal. Uporabljeni so bili geofoni Walesch MST-1031, ki zaznavajo hitrost vibracij v frekvenčnem območju od 1 do 315 Hz. Rezultati meritev so pokazali, da so brez vpliva železniškega predora vse mejne vrednosti za kriterije VC-A in VC-C izpolnjene, tudi v območjih, kjer bo nameščena občutljiva laboratorijska oprema.

Numerični model objekta, izdelan v programu Sofistik, je služil za napoved vibracij v posameznih etažah. Pri nizkih frekvencah do 30 Hz se pojavlja ojačenje vibracij zaradi lastnih frekvenc konstrukcije, pri višjih pa vibracije občutno upadejo. Simulacija z upoštevanjem bližnjega železniškega predora je pokazala, da kriterij VC-A ostane znotraj dopustnih meja, medtem ko kriterij VC-C ni izpolnjen. Kot ukrepi za zmanjšanje vplivov so predlagani dodatni temelji z elastičnimi plastmi, namestitev občutljive opreme v kleti ter uporaba plavajočih tirnih plošč z nizko lastno frekvenco pri projektiranju predora.






*Slika 7: Merjenje vibracij obstoječih prostorov (levo), emisije primerljive železniške proge (desno)*

## 6. PRIDOBIVANJE DGNB OKOLJSKEGA CERTIFIKATA

Celotni objekt je zasnovan v skladu z načeli trajnostne gradnje in bo dosegla zlati certifikat DGNB (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen)**.** Postopek certificiranja vključuje celovit pristop k oceni trajnostnih kazalnikov, ki zajemajo okoljske, ekonomske, sociokulturne, tehnične in procesne vidike projekta. V postopku se preverja energetska učinkovitost stavbe, raba obnovljivih virov energije, trajnost uporabljenih materialov ter vpliv na okolje v celotnem življenjskem ciklu objekta.

Pomemben element pri doseganju visokih meril DGNB je uporaba BIM-tehnologije, ki omogoča natančno načrtovanje, spremljanje materialov in zmanjšanje napak pri izvedbi. Objekt vključuje sistem plitvih geosond za izrabo geotermalne energije, učinkovito toplotno izolacijo ter optimizirano naravno osvetlitev in prezračevanje. Arhitekturna in konstrukcijska zasnova sledita načelom fleksibilnosti in dolgoročne uporabnosti, kar zmanjšuje potrebo po kasnejših posegih.

S tem projekt Fakultete za farmacijo presega zahteve klasične energetske učinkovitosti in predstavlja primer trajnostne univerzitetne gradnje, ki združuje tehnično dovršenost, okoljsko odgovornost in visoko kakovost bivanja uporabnikov.

## 7. BIM

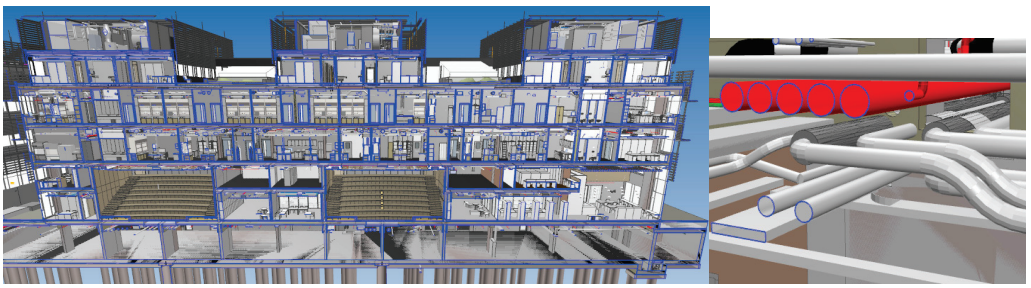
Kompleksnost zasnove celotnega objekta je predstavljala unikaten izziv, saj je bilo potrebno uskladiti vse projektantske panoge. Že od začetka projekta se je pojavljal problem umeščanja inštalacij v omejen prostor med medetažno konstrukcijo in spuščenim stropom. Svetla višina etaž ter višina nosilnih medetažnih konstrukcij sta kritično vplivali na omejen prostor za načrtovanje prebojev in križanj inštalacij.

Za zagotovitev izvedljivosti je bilo potrebno stalno usklajevanje BIM-modelov ter sprotno vnašanje sprememb. Za lažje usklajevanje modelov je bil izdelan tudi BEP (Building Execution Plan)**.** Standardizacija parametrizacije in izdelave modelov je bila ključnega pomena. V BIM-u je bilo modelirano vse – vključno s pisarniško in laboratorijsko opremo.

BIM-model objekta je izdelan na nivoju podrobnosti LOD 300, medtem ko je tehnološka oprema modelirana na nivoju LOD 400.

Kot nosilci projekta smo se pri projektiranju in usklajevanju zavezali k sprotnemu spremljanju in usklajevanju sprememb v BIM-modelih ter posledično k izvedbi »Clash Checka« za pravočasno odkrivanje napak med projektanti in hitrejše popravke ter usklajevanje modelov.
Tedenske in mesečne koordinacije so omogočale sprotno odpravljanje stalnih sprememb rešitev. Brez 3D-vpogleda bi bil projekt bistveno težje izvedljiv.
V praksi je to pomenilo združevanje posameznih IFC-modelov v enoten model ter kasnejše

primerjanje po dveh panogah hkrati, z namenom izluščiti ključne konflikte. Takšno združevanje po dveh modelih hkrati omogoča enostavnejšo izolacijo konfliktov.



*Slika 8: BIM model objekta*

## 8. SKLEP

Projekt nove Fakultete za farmacijo v Ljubljani predstavlja tehnološko in prostorsko zahteven primer sodobnega visokostrokovnega načrtovanja. Objekt, umeščen v univerzitetni kampus ob Večni poti, združuje arhitekturno racionalnost, konstrukcijsko robustnost in napredno uporabo BIM-tehnologije za usklajevanje vseh projektantskih panog. Tehnološke in konstruktivne rešitve omogočajo funkcionalno in estetsko dovršenost. Poseben poudarek je namenjen energetski učinkovitosti z izrabo plitve geotermalne energije in analizi vibracij za zaščito laboratorijske opreme. Objekt je zasnovan skladno z načeli trajnostne gradnje in bo dosegel zlati certifikat DGNB, kar potrjuje njegovo okoljsko, ekonomsko in družbeno trajnostno vrednost. Projekt tako predstavlja vzorčni primer trajnostnega, interdisciplinarnega in tehnološko naprednega projektiranja univerzitetne infrastrukture.

## 9. LITERATURA


[1] A. Pogačnik, T. Strmole, A. Hočevar, G. Lajkovič, Fakulteta za farmacijo, Tehnično poročilo PZI, načrt št. 311210116_GK, april 2025

[2] Koncept: https://www.atelierarhitekti.si/fakulteta-za-farmacijo/

[3] L. Ibanez, M. Österreicher, Fakulteta za farmacijo, Poročilo o raziskavi vibracij, načrt št. 311210116_GK, avgust 2022

[4] M. Žibert, V. Selan, Fakulteta za farmacijo, Tehnično poročilo PZI - Varovanje gradbene jame, načrt št. 311210116_GK, april 2024

[5] M. Pajek, P. Spetič, I. Ipavec, Fakulteta za farmacijo, Tehnično poročilo PZI - Strojne inštalacije, načrt št. 07-04/21, junij 2025

[6] M. Pangerc, T. Paulin, Fakulteta za farmacijo, Tehnično poročilo PZI - Arhitektura, načrt št. 176/2021, julij 2025

Bruno DUJIČ[1], Jurij JANČAR[2], Blaž KOCINA[3], Žiga STEPIŠNIK[4]

# IZVEDBA 5-ETAŽNE STAVBE V LESENEM MASIVNEM X-LAM SISTEMU

**Povzetek**

V gradbeništvu se vse bolj uveljavlja lesen masivni križno-lepljen (X-Lam) CLT konstrukcijski sistem gradnje, v katerem se izvajajo najrazličnejše konstrukcije vse bolj zahtevnih objektov, ki v Sloveniji in na Hrvaškem segajo že do pet etaž. Tako se je sodoben trajnostni sistem lesene masivne gradnje začel intenzivno izvajati tudi na Hrvaškem, kjer v Istri v Umagu nastaja trenutno največji lesen kompleks apartmajskih blokov v neposredni bližini morja, ki ima veliko kletno parkirno garažo, na katero bodo postavljeni štirje pet-etažni apartmajski bloki. V vseh objektih so tudi jaški za dvigalo in stopnišča v celoti sprojektirani in izvedeni v leseni masivni X-Lam CLT konstrukciji. V prispevku je predstavljeno projektiranje, konstruiranje ter logistika dobave in montaže pet etažne konstrukcije prve apartmajske stavbe s prikazom analize potresnega načrtovanja po EC8 in vplivom lastnosti mehanskih povezav na odziv konstrukcije. Lastnosti mehanskih povezav namreč pomembno vplivajo na potresni in vetrni odziv stavbe še posebej, če je potrebno omejiti medetažne premike, da se preprečijo poškodbe nekonstrukcijskih elementov v stavbah. Potresna analiza s togimi povezavami med X-Lam CLT stenami in ploščami zelo podceni velikost vodoravnih deformacij stavbe pri horizontalni obtežbi, zato je upoštevanje ustreznih togosti mehanskih povezav ključnega pomena za doseganje realnega odziva pri določitvi deformacij stavbe pri vodoravni obtežbi.

**Ključne besede**: lesena masivna gradnja, križno lepljeni ploskovni elementi, X-Lam CLT konstrukcija, potresna analiza, togost veznih sredstev

## Construction of a 5-storey building in a solid wooden X-Lam system

**Summary**

The solid wooden cross-laminated timber (X-Lam) CLT construction system is increasingly being used in the construction industry, in which a wide variety of increasingly demanding structures are being constructed, which in Slovenia and Croatia already reach up to five floors. Thus, the modern sustainable system of solid wooden construction has also begun to be intensively implemented in Croatia, where in Istria, in Umag, the largest timber complex of apartment buildings is currently being built in the immediate vicinity of the sea, which has a large basement parking garage, on which four five-storey apartment blocks will be built. In all buildings, the elevator shafts and staircases are also fully designed and constructed in solid timber X-Lam CLT construction. The paper presents the design, construction, and logistics of the delivery and assembly of the five-story structure of the first apartment building, with a presentation of the seismic design analysis according to EC8 and the influence of the properties of mechanical connections on the response of the structure. Stiffness properties of mechanical connections have a significant impact on the seismic and wind response of a building, especially when it is necessary to limit inter-storey displacements to prevent damage on non-structural elements in buildings. Seismic analysis with rigid connections between X-Lam CLT walls and floor plates greatly underestimates the magnitude of the horizontal deformations of the building under horizontal loading, therefore, taking into account the appropriate stiffness of mechanical connections is crucial for achieving a realistic response when determining the deformations of the building under horizontal loading.

**Key words:** massive timber construction, cross-laminated timber elements, X-Lam CLT construction, seismic analysis, stiffness of mechanical connectors

[1] dr., univ. dipl. inž. grad./Direktor in vodja razvoja, CBD d.o.o., Lopata 19g, 3000 Celje, bruno.dujic@cbd.si
[2] dr., univ. dipl. inž. grad./Prokurist družbe in vodja projektive, CBD d.o.o., Lopata 19g, 3000 Celje, jure.jancar@cbd.si
[3] univ. dipl. inž. grad./Vodja projektov, CBD d.o.o., Lopata 19g, 3000 Celje, blaz.kocina@cbd.si
[4] univ. dipl. inž. grad./Vodja konstruktive, CBD d.o.o., Lopata 19g, 3000 Celje, ziga.stepisnik@cbd.si

## 1. UVOD

Če so še nedavno v klasičnem gradbeništvu v turističnih mestih ob Jadranski obali prevladovali gradbeni materiali kot so kamen, opeka, beton in jeklo, les pa je bil nekoliko zapostavljen, danes temu ni več tako. Sodoben trend gradnje iz lesenih masivnih križno lepljenih ploskovnih elementov se je intenzivno začel izvajati tudi na Hrvaškem, kjer v Istri v Umagu nastaja trenutno največji lesen kompleks apartmajskih blokov v neposredni bližini morja. Les kot gradbeni material ima določene prednosti pred klasičnimi materiali. Je naraven material, ki »diha« skupaj s prostorom, zato je bivanje v stavbi iz lesa bolj prijetno in zdravo. Poleg kvalitete bivalnega okolja je velika prednost tudi mnogo hitrejša in bolj kakovostna izvedba lesenega objekta.

Prednost objektov sestavljenih iz lesenih masivnih križno lepljenih sten in plošč se predvsem odraža v veliki potresni in požarni odpornosti, v veliki svobodi arhitekturnega izražanja in s tem možnost izvedbe bolj drznih ter zahtevnejših objektov. V stanovanjski gradnji ima lesen masiven konstrukcijski sistem prednost pri izvedbi učinkovitega izolacijskega toplotnega ovoja stavbe, saj nudi poleg dobre toplotne izolativnosti tudi velik fazni zamik pri prehodu toplote. V bivanjskih objektih v primorskem klimatskem pasu, kjer so vroča poletja in mile zime, konstrukcije iz naravnih materialov ne akumulirajo toplote poleti in hladu pozimi, zato so ravno lesene masivne konstrukcije najbolj primerne za hitro doseganje željenega temperaturnega režima v apartmaju. Poleti hitro in z manj energije klimatskih naprav vzdržujemo ugodno bivalno klimatsko udobje, pozimi pa zelo hitro dosežemo željeno temperaturo v prostoru, kar pri klasičnih konstrukcijah traja mnogo dlje, saj moramo ogreti tudi konstrukcijo, da dosežemo takšno bivanjsko ugodje, da ne občutimo sevanja hladu konstrukcije, za kar pa se porabi veliko več energije. Tako je v bivalnih objektih, ki se občasno uporabljajo izven turistične sezone, lesena masivna konstrukcija zelo primerna izbira. Sodoben design omogoča ob prestižnem bivalnem ugodju tudi številne možnosti notranje končne obdelave, kjer je lahko lesena konstrukcija deloma ali v celoti vidna ter tako ustvari raznolik in zanimiv naravni interier.

## 2. X-LAM CLT SISTEM GRADNJE

V razvitih državah sveta je vedno bolj v porastu lesena masivna gradnja iz lesenih križno lepljenih ploskovnih elementov (angl. Cross Laminated Timber = CLT ali tako imenovan križno lepljen = X-Lam sistem). Osnovna elementa sta večslojna lesena masivna križno lepljena stena in plošča. Tovrstne konstrukcije so zaradi enovitega lesenega masivnega ovoja najbližja alternativa klasični gradnji, saj s polnim lesenim X-Lam CLT masivnim elementom popolnoma nadomestijo klasične zidane ali armiranobetonske stene in medetažne plošče, sloji izolacije in finalizacija objekta pa se izvedejo na leseno masivno konstrukcijo z zelo enostavnimi in hitrimi postopki pritrjevanja, kar nudi lesena masivna konstrukcija kot osnova. Omejitve v lesenih konstrukcijah so vedno manjše. Sodobne tehnologije predelave in lepljenja lesa v večje linijske in ploskovne elemente so pripeljale do tega, da lahko določene zahtevnejše konstrukcije izvedemo lažje, enostavneje in celo stroškovno veliko bolj učinkovito kot s klasičnimi gradbenimi materiali.

V X-Lam CLT tehnologiji se izvaja turistični kompleks v naselju Moela v Umagu, ki ima veliko kletno parkirno garažo, na katero bodo postavljeni štirje pet-etažni apartmajski bloki. Velika prednost pri izvedbi stavb z leseno konstrukcijo je njihova lahkotnost, saj so več kot 5-krat lažje, kot če bi bila konstrukcija armiranobetonska. Zaradi mnogo manjše teže zgornjih objektov je bilo v kletni armiranobetonski garaži sprojektirano in izvedeno mnogo manj konstrukcijskih elementov (stebrov in sten), kot če bi bili zgornji objekti izdelani v težki armiranobetonski ali opečni konstrukciji. S tem dobimo garažo mnogo bolj prostorno. Zgornje lesene konstrukcije objektov so sestavljene iz lesenih 5-slojni X-Lam CLT sten debeline 160mm in 7-slojnih medetažnih plošč debeline 240mm. V vseh objektih so tudi jaški za dvigalo in stopnišča v celoti sprojektirani in izvedeni v leseni masivni X-Lam CLT konstrukciji. Ravna strešna konstrukcija je sestavljena klasično iz lesenih stropnikov, ki so poploščeni z OSB ploščami debeline 22 mm.



*Slika 1: Vizualizacija apartmajskega kompleksa Moela Umag, ki se sestoji iz objektov A, B, C in D. Objekt B je kotni objekt v nizu, ki se na severni strani nadaljuje v objekt A, na vzhodni strani pa v objekt C in D. Vizualizacija prikazuje južne fasade objektov B, C in D ter zahodne fasade objektov B in A; avtor arhitekture Ivanić Projekt d.o.o.*

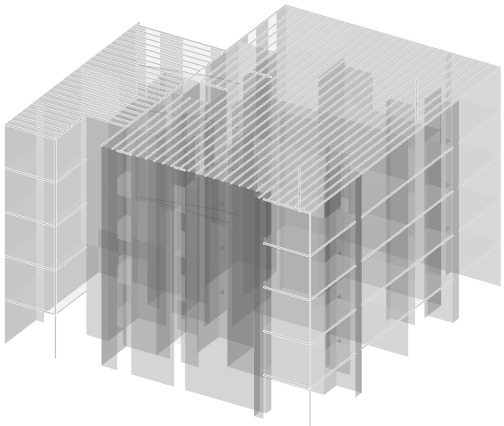
## 3. PRIPRAVA NA IZVEDBO

V obravnavanem projektu je podjetje CBD d.o.o. prevzelo zgolj dobavo in montažo lesene konstrukcije, nismo pa nastopali kot projektanti lesene konstrukcije. V splošnem v takšnih primerih opažamo, da je nivo poznavanja posebnosti pri projektiranju lesenih konstrukcij nizek, kar običajno pomeni, da so v projektih izvedene zgolj ustrezne kontrole z vidika nosilnosti in podajnosti v smislu kontrole povesov, izpuščeni ali pomanjkljivi pa so deli, ki zajemajo analizo horizontalnih obremenitev (veter in potres), analizo vplivov v primeru požara, izračune in določitve ukrepov, ki pomenijo izboljšanje zvočne izolativnosti v smislu prenosa udarnega zvoka (EPDM trakovi med stenskimi in medetažnimi elementi), ter definiranje detajlov spajanja lesene konstrukcije, kamor štejemo določitve rastrov in tipov veznih sredstev (vijakov in kotnikov) ter definiranje ostalih konstrukcijskih detajlov spajanja lesene konstrukcije. Opažamo, da so projekti na Hrvaškem kljub manjši prisotnosti lesenih konstrukcij obdelani na višjem nivoju kot pri nas, kar je nemara posledica obveznosti revizijskega postopka pri večjih objektih v fazi t.i. glavnega projekta, oziroma projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja.

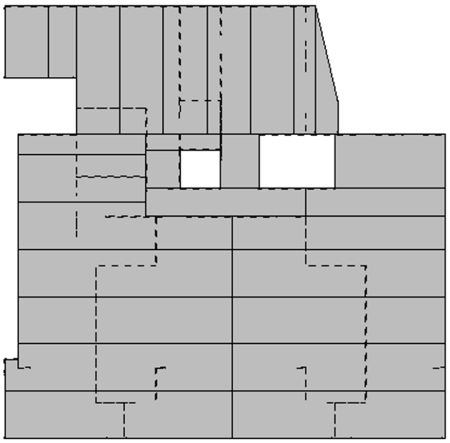
### 3.1 Izračun potresnih sil in določitev mehanskih veznih sredstev

V primeru štirih posamičnih objektov v Umagu so bile potresne analize sicer izvedene, vendar pa v poročilu niso bile prikazane notranje sile sten ali vsaj obremenitve na posameznih nivojih etaž. Tako tudi niso bila definirana vezna sredstva za prevzem vodoravnih obremenitev in izračunani vodoravni pomiki stavbe pri vplivu projektnega potresa in vetra na lokaciji.

Spodnji sliki prikazujeta 3D model lesene konstrukcije objekta »B« ter tloris tipične etaže objekta »B« z razdelitvijo medetažnih plošč. Konstrukcija prvih štirih etaž od pritličja navzgor je enaka, le v zadnji peti etaži se pojavljajo malenkostne razlike v tlorisu.

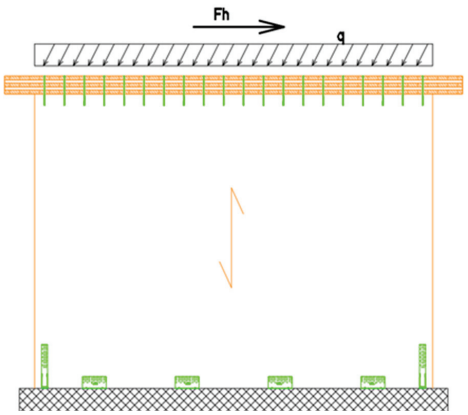


*Slika 2: 3D računski model vogalnega objekta B.*

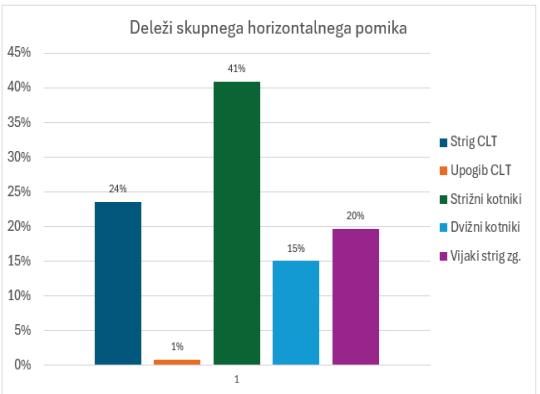


*Slika 3: Tloris tipične etaže objekta B.*

Projektant je za objekte v sklopu potresne analize modeliral leseno konstrukcijo, kjer je sicer zmanjšal togosti stenskih elementov na račun križno lepljene strukture, vpliv veznih sredstev pa v izračunu ni bil upoštevan. Iz preteklih analiz ter raziskav je znano, da v križno lepljenem sistemu pri delovanju vodoravnih obremenitev vezna sredstva doprinesejo med 70% in 80% podajnosti celotnega sistema, pri čemer so bili v sklopu raziskav običajno uporabljeni 3-slojni stenski elementi debeline 100 mm ali kvečjemu 5-slojni elementi debeline 120 mm. V obravnavanem primeru pa so bili v vseh etažah uporabljeni 5-slojni stenski elementi debeline 160 mm, kar glede na višjo togost samih elementov pomeni še večjo razliko v dejanski podajnosti lesene konstrukcije. V takšnem primeru lahko podajnost veznih sredstev predstavljala tudi do 90% celotne podajnosti strižnih elementov, ki v konstrukcijskem sistemu objekta prevzemajo vodoravne obtežbe.




*Slika 4: Prikaz stenskega elementa z veznimi sredstvi*



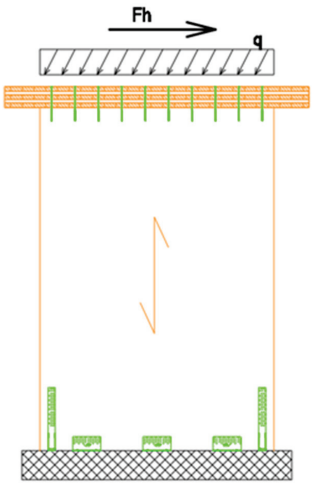

*Slika 5: Prikaz deležev skupnega vodoravnega pomika stene*

Slika 4 prikazuje segment 3-slojne CLT stene debeline 10 cm, dolžine 4 m in višine 2,95 m. Stena je v AB konstrukcijo sidrana z dvižnima kotnikoma tipa WHT 30 ter štirimi strižnimi kotniki tipa TCN 200. Na zgornjem robu je medetažna plošča v steno vijačena s samovreznimi lesnimi vijaki Ø10 mm na razmiku 20 cm. Grafikon prikazuje deleže skupnega pomika stenskega elementa pri vodoravni obremenitvi 100 kN ter navpični obtežbi stene 30 kN/m. Na diagramu na Sliki 5 so prikazani deleži izračunanega skupnega vodoravnega pomika na vrhu stenskega elementa, ki je sestavljen iz strižne deformacije (strig X-Lam CLT) in upogibne deformacije (upogib X-Lam CLT) stenskega elementa ter translacije stenskega elementa kot posledice podajnosti strižnih kotnikov in podajnosti lesnih

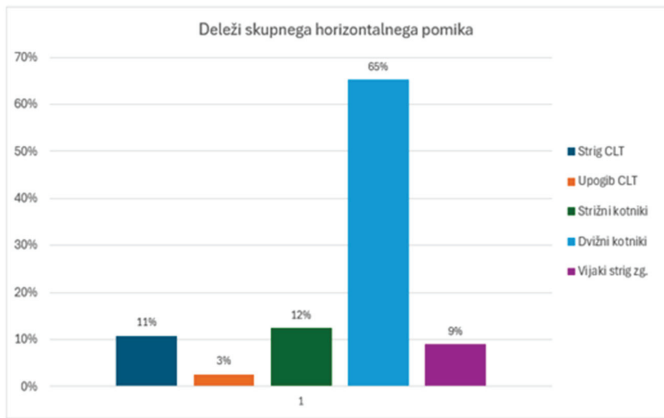
vijakov v stiku z medetažno ploščo ter rotacije stenskega elementa kot togega telesa zaradi podajnosti dvižnih kotnikov. Na slednjo podajnost ima sicer zelo velik vpliv velikost navpične obtežbe, ki se prenaša preko stenskega elementa, ki dvižke na nateznem robu zmanjšuje. V realnih primerih ima sicer določen vpliv tudi trenje, povezanost pravokotnih sten preko vijačenega navpičnega stika ter dejstvo, da je medetažna plošča vijačena v vse stene in tako k zmanjšanju deformacij prispevajo tudi vijaki v stenah pravokotno na smer vodoravne obremenitve.

Pomik etaže pri zgornji konfiguraciji stenskih elementov znaša 0,7 cm, pri čemer 25% deformacije odpade na deformacijo samega stenskega elementa, kjer prevladuje strižna deformacija, preostalih 75% pa odpade na podajnost vgrajenih veznih sredstev.

Slika 6 prikazuje segment 3-slojne CLT stene debeline 10 cm, dolžine 2 m in višine 2,95 m. Stena je v AB konstrukcijo sidrana z močnejšima dvižnima kotnikoma tipa WHT 40 ter tremi strižnimi kotniki tipa TCN 200. Na zgornjem robu je medetažna plošča v steno vijačena s samovreznimi lesnimi vijaki Ø10 mm na razmiku 20 cm. Grafikon na Sliki 7 prikazuje deleže izračunanega skupnega vodoravnega pomika stenskega elementa pri vodoravni obremenitvi 100 kN ter navpični obtežbi stene 30 kN/m.




*Slika 6: Prikaz stenskega elementa z veznimi sredstvi*




*Slika 7: Prikaz deležev skupnega vodoravnega pomika stene*

Pomik etaže ob zgornji konfiguraciji znaša 3,0 cm, pri čemer 14% deformacije odpade na deformacijo samega stenskega elementa, preostalih 86% pa odpade na podajnost vgrajenih veznih sredstev. Primerjava deformacij dveh različnih konfiguracij stenskih elementov z enako vodoravno in navpično obremenitvijo prikazuje, da gre v drugem primeru za izrazit t.i. rocking mehanizem oziroma privzdigovanje nateznega roba stenskega elementa, ki prispeva največji delež k vodoravnemu pomiku na vrhu stenskega elementa oziroma na nivoju medetažne konstrukcije.

Potresna masa celotnega lesenega dela objekta, ki zajema 5 lesenih etaž znaša cca 1.000 ton. Objekt se nahaja na lokaciji s klasifikacijo temeljnih tal tipa A (S = 1,0) ter pospeškom temeljnih tal $a_g$ =0,1g. Za objekte skladno z navodilom dela Evrokoda 8 upoštevamo faktor redukcije potresnih sil q = 2,0 za razred DCM, ki zajema lepljene stenske panele in lepljene medetažne diafragme, ki so spojeni ali z žeblji ali z vijaki.

Spodnja Tabela 1 prikazuje prve tri nihajne dobe lesene konstrukcije za primer togega modeliranja stenskih elementov in za primer z upoštevanjem podajnosti na račun veznih sredstev.

*Tabela 1: Primerjava nihajnih časov računskih modelov s togimi stenskimi elementi in stenskimi elementi z upoštevano podajnostjo veznih sredstev (VS).*

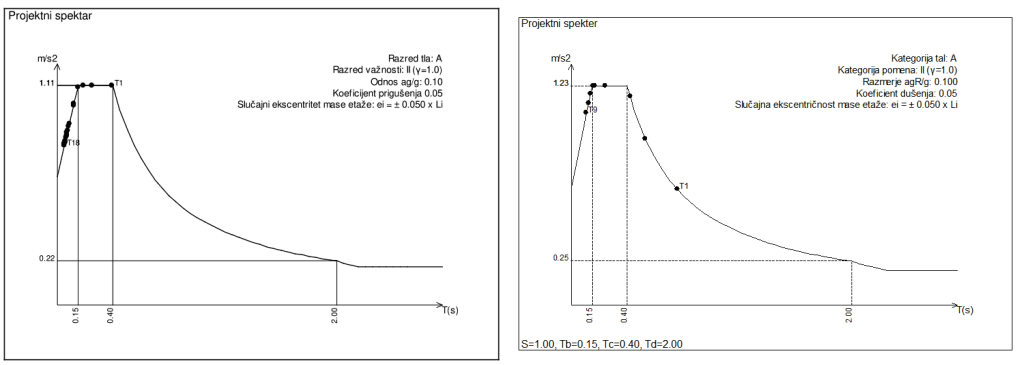
| | Togi stenski elementi | Upoštevana podajnost VS |
|---|---|---|
| T1 | 0,39 s | 0,75 s |
| T2 | 0,25 s | 0,53 s |
| T3 | 0,17 s | 0,42 s |

Zaradi različnih nihajnih časov je tudi izračunana vodoravna vztrajnostna sila, ki vpliva na X-Lam CLT konstrukcijo, drugačnega velikostnega reda. V Tabeli 2 so prikazane razlike v vrednosti, če pri modeliranju uporabimo toge povezave stenski elementov in v primeru, da pri teh mehanskih povezavah upoštevamo dejansko togost oziroma njihovo podajnost.

*Tabela 2: Primerjava skupnih potresnih sil računskih modelov s togimi stenskimi elementi in stenskimi elementi z upoštevano podajnostjo veznih sredstev.*

| | Togi stenski elementi | Upoštevana podajnost VS |
|---|---|---|
| Fb_x | 766,7 kN | 555,6 kN |
| Fb_y | 766,7 kN | 844,4 kN |

Izračuni deležev, ki prispevajo k skupnemu vodoravnemu pomiku etaže prikazujejo pomembnost vpliva veznih sredstev na togost lesenih križno lepljenih konstrukcij v primeru delovanja vodoravne obtežbe. Ker se v naši praksi največkrat srečujemo z dvo ali tro-etažnimi objekti, lahko v primeru, da zanemarimo vpliv podajnosti veznih sredstev, podcenimo vodoravne potresne sile, saj se v takem primeru nihajne dobe lahko nahajajo pred platojem spektra pospeškov (Slika 8), v vsakem primeru pa z neupoštevanjem vpliva podajnosti veznih sredstev močno podcenimo deformacije lesene konstrukcije.

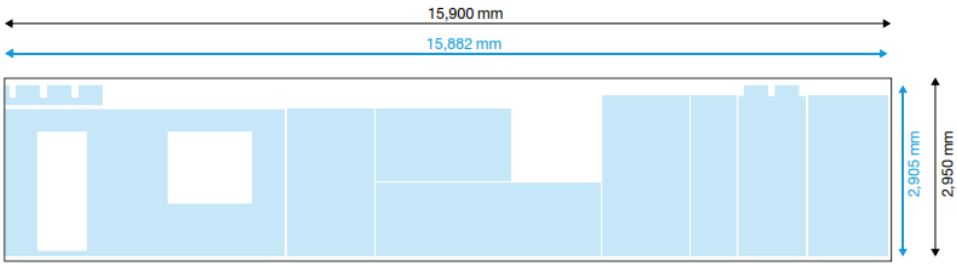



*Slika 8: Primerjava nihajnih časov na projektnem spektru odziva; model s togimi stenski elementi (levo), model z upoštevanjem podajnosti veznih sredstev (desno)*

### 3.2 Določitev sestave X-Lam CLT konstrukcije in logistike dobav

Ker tehnologija proizvodnje X-Lam CLT elementov zahteva pravokotne oblike proizvodnih površin, je potrebno pri popisih površin, ki sestavljajo konstrukcijo objekta, ločiti pravokotne površine in površine, ki niso pravokotnih oblik. Cena za izdelavo ploskovnega materiala, iz katerega se izrežejo sestavni elementi konstrukcije, namreč zavisi od proizvedene površine, zato je potrebno nepravilne oblike, ki jih v proizvodnem procesu ni mogoče optimizirati in pri katerih nastanejo določeni odrezi, ki jih proizvajalec obračuna, pravilno upoštevati. Spodaj (Slika 9) je prikaz primera sestave stenske kompozicije elementov, kjer je prikazana neto površina konstrukcije in dejansko potrebna proizvodna površina. Iz tega primera izhaja, da lahko pride tudi preko 20% odreza v primeru specifične konstrukcijske sestave, ki precej odstopa od proizvodnih zahtev.

- Charged dimensions: rectangle circumscribed by the production widths
- Charged lengths: from minimum production length of 8.00 m per charged production width up to max. 16.00 m (in 10 cm increments)
- Production widths: 2.25 m, 2.45 m, 2.75 m, 2.95 m, 3.25 m & 3.45 m (3.25 m & 3.45 m only available from Gruvön mill)

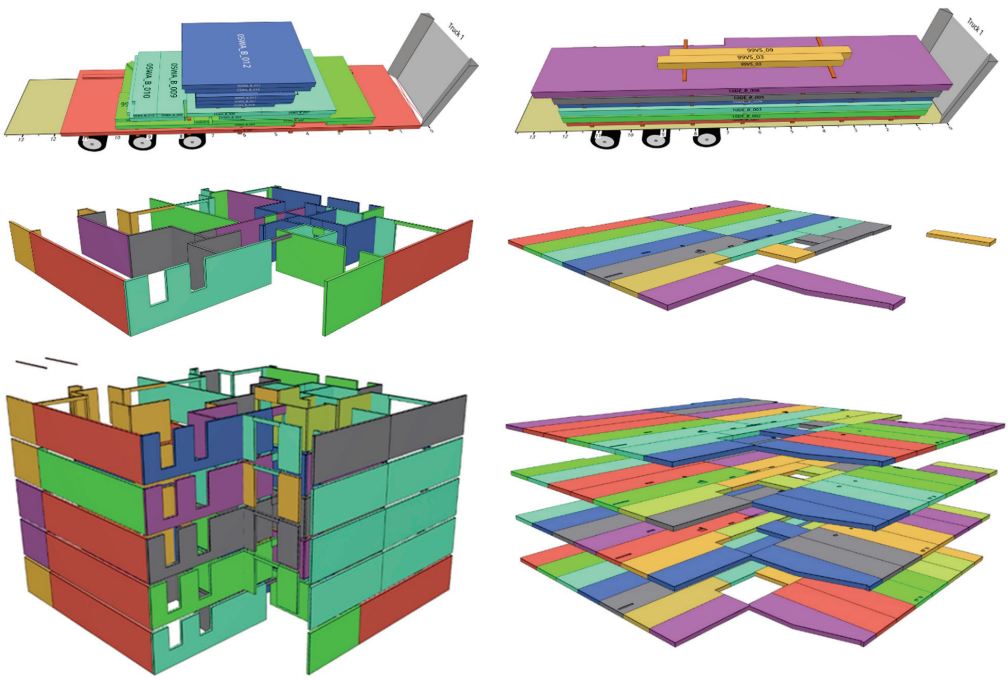



**Example: 15,900 × 2,950 mm**

| | |
|---|---|
| Charged dimensions: 2.95 × 15.90 m | 46.91 m² |
| Area of panel (net): | 38.59 m² |
| Nesting waste: | 8.32 m² |
| Charged dimensions: | 46.91 m² |

*Slika 9: Način obračuna površin proizvodnih formatov, iz katerih se izreže potrebna sestavnica X-Lam CLT elementov, iz katerih se sestavi celotna konstrukcija.*

Velika količina različnih sestavnih elementov X-Lam CLT sten, medetažnih plošč, stopniščnih ram, atik, linijskih lepljenih nosilcev GL in dolžinsko lepljenih elementov KVH ter jeklenih elementov zahteva skrbno načrtovanje dobav in natančno določitev poteka montaže. Skupaj s sestavnico in montažnimi načrti se pripravijo specifikacije elementov po tovornih listah skupaj z veznim materialom, kjer je glede na potek montaže pomembna časovna sinhronizacija vseh dobav.



*Slika 9: Grafični prikaz dobav posameznih sklopov stenskih in medetažnih elementov na tovornjakih in njihova pozicija v konstrukciji.*

Tako je na vsakem kamionu specificirana količina stenskih in medetažnih elementov grafično prikazana tudi s pozicijo teh elementov v konstrukciji (Slika 9). Zaradi stabilnosti konstrukcije v posameznih fazah izvedbe in možnostjo varovanja pred vremenskimi vplivi se v sklopu dobav določi faznost izvedbe, ki omogoča izvedbo določenih zaključenih konstrukcijskih celot.



*Slika 10: Izvedba lesene masivne X-Lam CLT konstrukcije vogalnega objekta B, nadaljevanje montaže končnega objekta A (oboje pogled iz severa) in montaža stopniščnih ram v stopniščni jašek.*

## 4. ZAKLJUČEK

Lastnosti mehanskih povezav pomembno vplivajo na potresni in vetrni odziv stavbe, še posebej če je potrebno omejiti medetažne premike, da se preprečijo poškodbe nekonstrukcijskih elementov v stavbah. Potresna analiza s togimi povezavami med X-Lam CLT stenami in ploščami zelo podceni velikost vodoravnih deformacij stavbe pri horizontalni obtežbi. Zato je upoštevanje ustreznih togosti mehanskih povezav ključnega pomena za doseganje realnega odziva pri določitvi deformacij stavbe pri vodoravnih obtežbah.

Za uspešen razvoj trajnostnega gradbeništva so potrebna znanja in napredne projektantske rešitve, kjer so ključni detajli različne kompozicije gradbenih materialov. Prav hibridne konstrukcije stavb s pretežno leseno konstrukcijo bodo predstavljale uspešno trajnostno inženirstvo, pri čemer bodo morali izkušeni projektantski timi znati izkoristiti prednosti vsakega materiala in tako sprojektirati odporno stavbo na vse predvidene vplive, kot so nezgodne obtežbe in vlaga. Glede na težave v lesenih konstrukcijah zaradi vpliva vlage se bo na račun trajnosti morala temu nekoliko podrediti tudi estetika stavb, saj je pri vključevanju naravnih materialov kot je les oziroma lesena konstrukcija potrebno spoštovati ukrepe za zaščito lesa pred vplivom vlage.

## 5. LITERATURA


[1] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1; Brussels, 2004.

[2] Dujic B, Aicher S, Zarnic R, “Investigations on in-plane loaded wooden elements - influence of loading and boundary conditions”, Otto Graf Journal, 01/2005, Volume: 16, pp: 259 -271

[3] Fragiacomo M, Dujic B, Sustersic I, “Elastic and ductile design of multi-storey crosslam masive wooden buildings under seismic action” Engineering Structures 2011; pp. 3043-3053

[4] Sustersic I., and Dujic B., “Simplified cross-laminated timber wall modeling for linear-elastic seismic analysis”, CIB-W18, Växjö, Sweden, 2012.

[5] Sustersic I, Fragiacomo M, Dujic B. Influence of connection properties on the ductility and seismic resistance of multi-storey cross-lam buildings. CIB-W18. Alghero, Italy, 2011.

Iztok ARNUGA[1], Patrick HUBER[2], Dieter PICHLER[3]

# GRADNJA INŽENIRSKIH OBJEKTOV OB ŽELEZNIŠKI INFRASTRUKTURI: IZBRANI PRIMERI DRUGE PROGE MESTNE ŽELEZNICE V MÜNCHNU

**Povzetek**

V prispevku bodo predstavljeni trije inženirski objekti, ki so bili izvedeni v neposredni bližini obstoječe železniške infrastrukture na zahodnem odseku druge proge mestne železnice v Münchnu. Odsek je v gradnji od leta 2019 in se nahaja ob tirih prve proge, ki je najbolj obremenjena mestna železnica v Nemčiji, ob tirih za mednarodni in regionalni promet, ki vodijo do glavne železniške postaje in ob tirih ranžirne železniške postaje za tovorni promet. Za zagotavljenje minimalnih zapor železniškega prometa, prostorskih omejitev in visokih zahtev, so bile pri projektiranju in gradnji izbranih objektov podvoza, mosta za protihrupno ograjo in pristopne rampe, uporabljene metode kot so izvedba spodnje konstrukcije pod tiri z uporabo provizorijev, prečno narivanje preklade nad tiri, uporaba večjih prefabriciranih AB in PAB elementov in uporaba zagatnic za varovanje gradbene jame kot izgubljen opaž.

**Ključne besede**: most, premostitveni objekt, železnica, narivanje, prefabricirani elementi

## Construction of Engineering Structures Adjacent to Railway Infrastructure: Selected Example from Munich's Second Urban Railway Line

**Summary**

The paper presents three engineering structures built in the immediate vicinity of existing railway infrastructure on the western section of Munich's second urban railway line. The section has been under construction since 2019 and lies alongside the tracks of the first line - Germany's busiest urban railway - next to the international and regional lines leading to the main station, and by the marshalling yard tracks for freight traffic. To ensure minimal rail closures, address spatial constraints, and meet stringent requirements, the design and construction of the selected structures - an underpass, a noise-barrier bridge, and an access ramp - employed methods such as building the substructure beneath the tracks using auxiliary bridges, lateral launching of the superstructure over the tracks, the use of larger precast reinforced-concrete and prestressed-concrete (PC) elements, and employing sheet piles to secure the excavation as permanent ("lost") formwork.

**Key words:** bridge, railway, bridge launching, precast concrete elements

## 1. UVOD

Jedrni odsek proge mestne železnice v Münchnu (odsek dolžine 10,1 km med München Passing in München Ost po katerem vozi večina linij), zgrajen leta 1972, je najbolj obremenjena proga v Nemčiji: Na tem odseku vozi 7 linij s povprečno dvominutnim taktom vlakov.

Leta 2017 so se pričela pripravljalna dela za izgradnjo drugega jedrnega odseka proge, odprtje celotne proge je predvideno leta 2036. Izvedba zahodnega odseka, kjer se nahajajo objekti predstavljeni v tem prispevku, se je pričela 2019 in bo končana 2028. Zahodni odsek poteka nadzemno od München Laim do portala tunela in se nahaja med tiri ranžirne postaje in tiri, ki vodijo do glavne železniške postaje Münchna.

[1] mag. grad., FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, A-1030 Wien Marxergasse 1B, arnuga@fcp.at; TU Wien, A-1040 Karlsplatz 13, iztok.arnuga@tuwien.ac.at
[2] Univ. Prof. Dr.-tech Patrick Huber, TU Wien, A-1040 Karlsplatz 13, patrick.huber@tuwien.ac.at
[3] Dr.-techn. Dieter Pichler, FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, A-1030 Wien Marxergasse 1B, pichler@fcp.at




*Slika 1: Shema druge jedrne proge mestne železnice v Münchnu (vir: DB InfraGO)*

Na tem odseku se nahaja večje število inženirskih objektov: premostitevnih objektov, podpornih sten, podvoz, železniška postaja, protihrupne ograje, itd.. Zasnova, projektiranje in gradnja večine teh objektov je bila podrejena zahtevam kar se da nemotenega obratovanja železniške infrastrukture (kratke zapore prometa, nemoten dostop potnikov do peronov, itd.). V tem prispevku so predstavljeni trije objekti, kjer so bili uporabljeni različni pristopi za izpolnitev tega cilja:

- PHO-Most: objekt zgrajen neposredno ob obstoječem premostitvenem objektu, ki služi postavitvi 5m visoke protihrupne ograje in prečka večje število tirov.
- Pristopna rampa: AB korito, ki služi kot pristopna rampa za premostitveni objekt zgrajen ob neposredni bližini obstoječega tira.
- Podvoz: izvennivojsko križanje železniških tirov s tramvaj linijo. Predstavljen bo južni odsek, ki je bil izveden z uporabo provizorijev in prečnim narivanjem.

## 2. PHO MOST

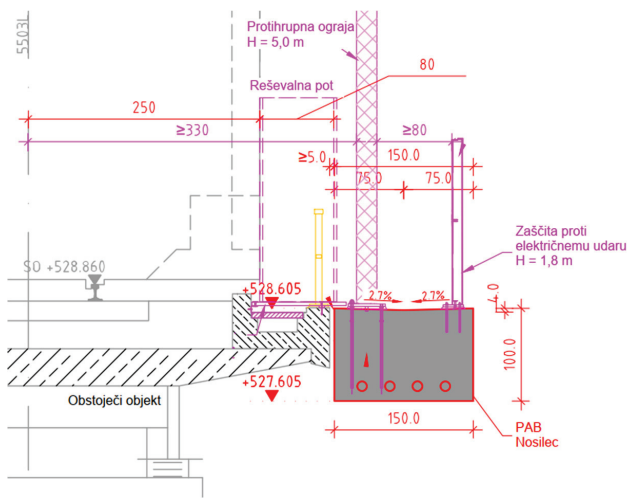
### 2.1 Zasnova objekta

Most se nahaja v neposredni bližini obstoječega železniškega mostu, na katerega ni blo možno vgraditi 5 m visoke protihrupne ograje.

Za prevzem visokih momentov okrog vzdolžne osi preklade je PHO most zasnovan kot semi-integralna konstrukcija s točkovnimi ležišči na opornikih. Preklada je sestavljena iz prefabriciranih PAB nosilcev (B/H = 150 / 100 cm), ki so naknadno na vmesnih podporah monolitno povezani s stebri.

Razponi:

15,1 m - 22,65 m - 22,58 m - 27,5 m




*Slika 2: Prečni prerez PHO-mostu*

Zasnova spodnja konstrukcije:

- Globoko temeljenje v vseh oseh z uvrtanimi piloti premera 120 cm
- Globina monopilotov vmesnih podpor, ki so monolitno povezane z zg. konstrukcijo,

določena na osnovi priporočil za monopilote vetrnih elektrarn [1], kjer je zaradi visokocikličnih obremenitev potrebno večja globina kot statično zahtevana – vpetje do globine druge točke inflekcije.
- Stebri sestavljeni iz treh prefabriciranih AB elementov in jedra iz in-situ betona.

Zasnova zgornja konstrukcija:

- Prefabricirani prednapeti (2 x 12 / 15 / 19 – žilni kabli) nosilci dolžin 15 m / 21,15 m / 27,43 m, s kvadratnim prerezom B / H = 150 cm / 100 cm.
- Na vmesnih podporah nakdnadno izvedena monolitna povezava s stebri
- Naknadno prenapetje celotne zg. konstrukcije z 2 x 19-žilnimi kabli, L = ca. 90 m

## 2.2 Izvedba objekta

Globoko temeljenje z uvrtanimi koli in pilotne blazine izvedene v oseh podpor obstoječega mostu v prostoru med tiri. Oporniki izvedeni z varovanjem gradbenih jam s pilotno steno (zahodni) oz. zagatnicami (vzhodni opornik).

Stebri sestavljeni iz dveh zrcalnih prefabriciranih elementov debeline 12,5 cm in prefabriciranega elementa glave stebra kot izgubljen opaž in naknadno zapolnjeno jedro z in-situ betonom. Armaturni koš stebra predizdelan in z žerjavom pozicioniran na končno lego. Oblika stebrov podrejena zahtevam DIN EN 1991-1-7 [2] (trk vlaka) in kotu križanja.

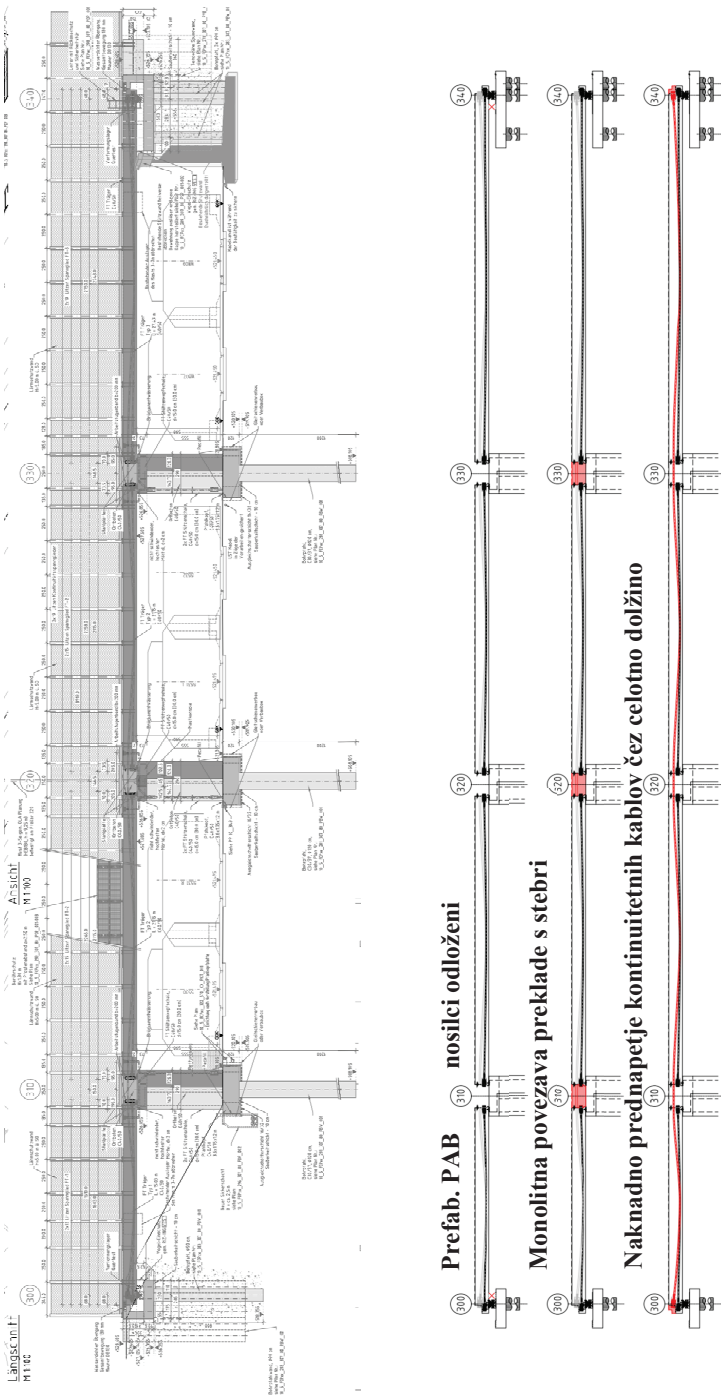
Prefabricirani elementi preklade (56 t do 103 t) bodo dostavljeni po tirih na železniškem mostu in pozicionirani na stebre / opornike z uporabo dvema mobilnima žerjavoma.



*Slika 3: Izvedba globokega temeljenja – uvrtanih pilotov ob obstoječem objektu (vir: ARGE VE10)*



*Slika 4: Pozicioniranje prefabriciranih elementov stebrov PHO-mostu (vir: ARGE VE10)*




*Slika 5: Vzdolžni prerez in faze gradnje preklade PHO-mostu*

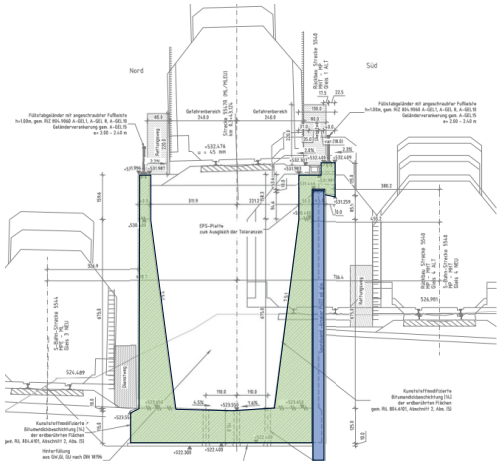
# 3. PRISTOPNA RAMPA

## 3.1 Zasnova objekta

Pristopno rampo dolžine 128 m in maksimalne konstrukcijske višine 9,75m je bilo potrebno izvesti neposredno ob obstoječem tiru z največ 54 ur trajajočimi zaporami.

Rešitev je bila uporaba zagatnic tako za varovanje gradbene jame, za pritrditev odra in tudi kot izgubljeni opaž, pri čemer je ostala glava zagatnice med 1 in 4 m nad zg. koto terena.

Dimenzioniranje in oblika armature korita je bila tako podrejena maksimalnim tolerancam zagatnic po DIN EN 12063 [3] (7,5 cm točka zabijanja in 1% naklon proti vertikali).




*Slika 6: Karakteristični prerez AB korita*

## 3.2 Izvedba objekta

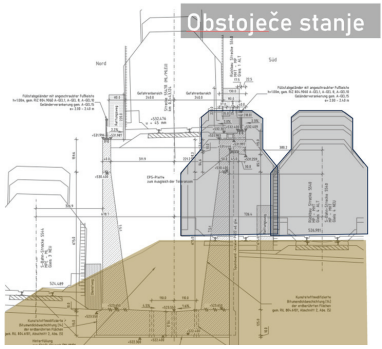
Na spodnjih slikah so prikazane glavne gradbene faze izvedbe objekta.



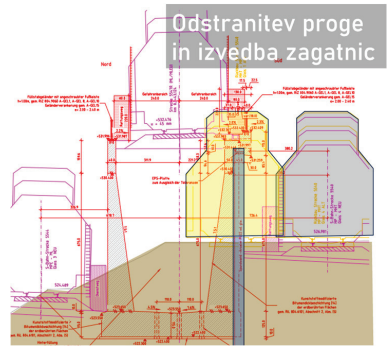
*Slika 7: Sidrane zagatnice med izvedbo temeljne plošče, 5. faza slika 9 (vir: ARGE VE10)*



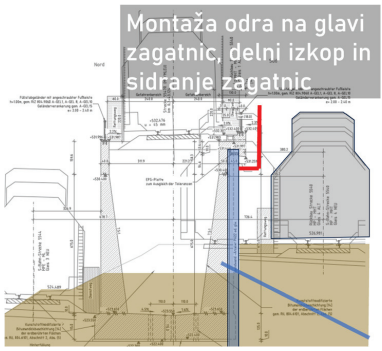
*Slika 8: Pogled na izvedeno korito z vidnimi zagatnicami in AB glavo korita (vir: ARGE VE10)*



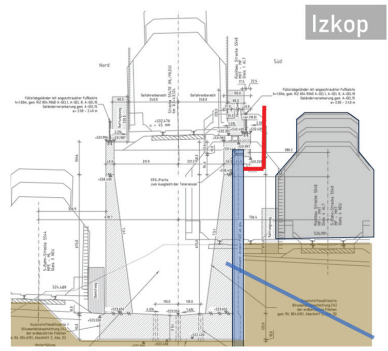

1.



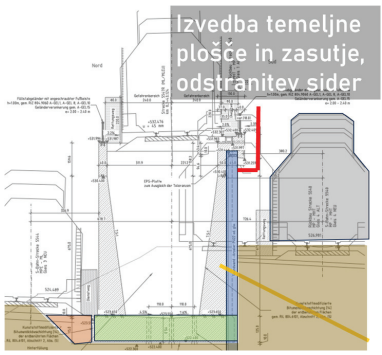

2.



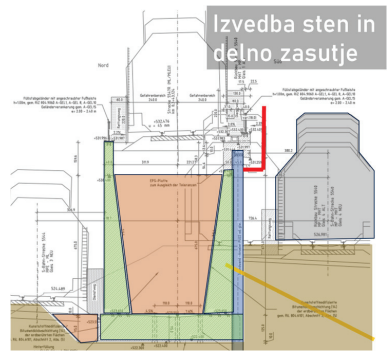

3.



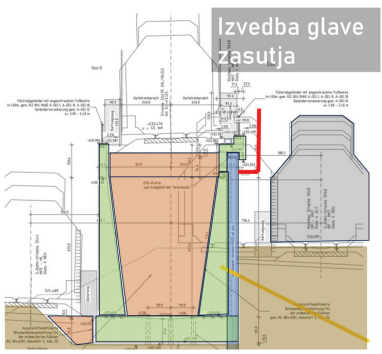

4.



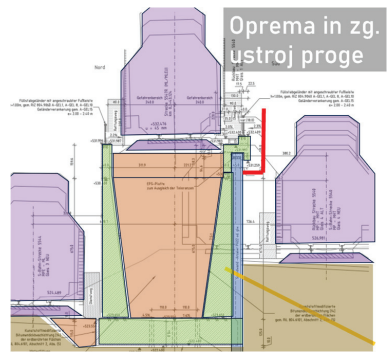

5.




6.




7.




8.

*Slika 9: Glavne gradbene faze izvedbe objekta, prečni prerez pristopne rampe*

# 4. PODVOZ

## 4.1 Zasnova objekta

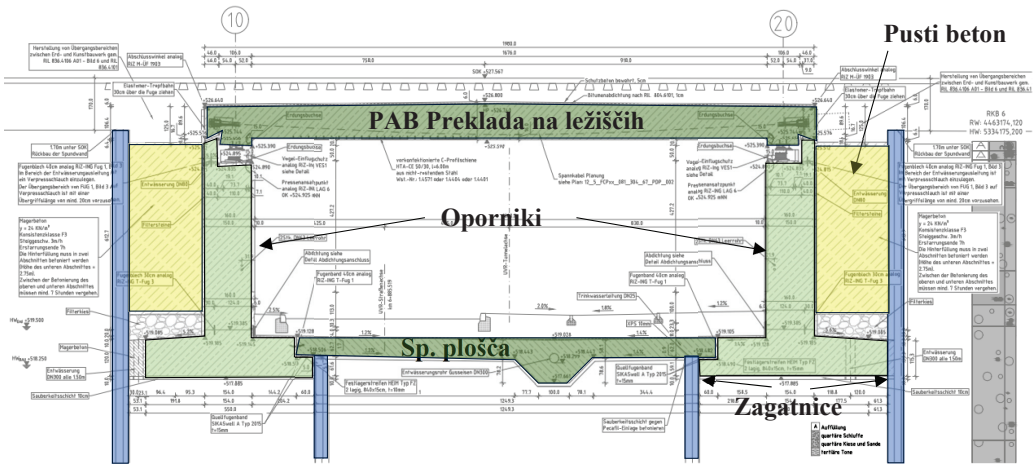
Podvoz je razdeljen na tri odseke:

- Severni del pod ranžirno železniško postajo, izveden z odprto grad. jamo, začasno zaprtje dveh tirov za izvedbo enega blok podvoza.
- Srednji del pod peroni in tiri mestne železnice, izvedben z odprto grad.jamo.
- Južni del pod tiri do glavne železniške postaje, izveden z uporabo provizorijev in prečno narivanje.

V nadaljevanju bo predstavljen južni del, ki je zaradi maksimalno 54 urnih zapor (petek 22:00–ponedeljek 04:00) zahteval izvedbo z uporabo provizorijev temeljenih na zagatnicah, izvedbi spodnje konstrukcije pod provizoriji in narivanje preklad (5 blokov dimenzij L/B = 19,8 m / 8,6 m) nad obstoječimi tiri.




*Slika 10: Pogled na lokacijo novega podvoza*

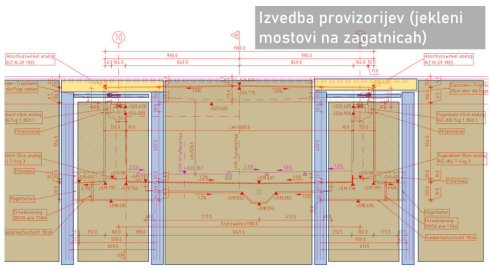



*Slika 11: Karakteistični prerez podvoza, južni odsek*

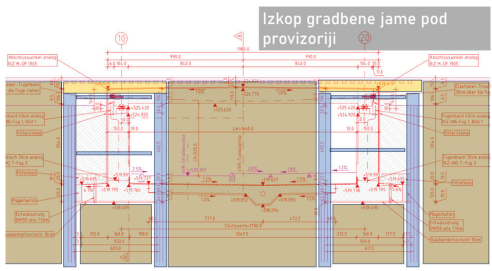
## 4.2 Izvedba objekta

Na spodnjih slikah so prikazane glavne gradbene faze izvedbe objekta:

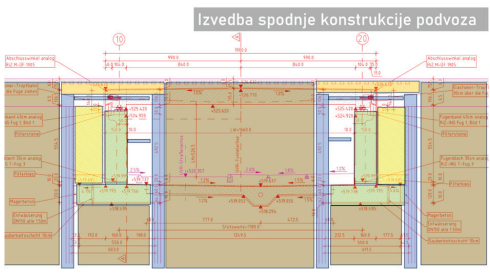
1.



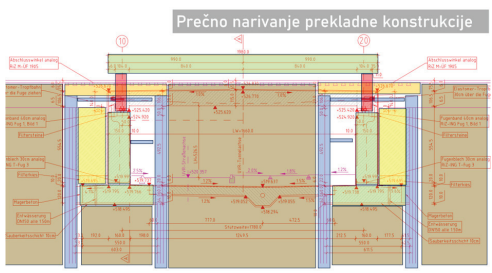

2.



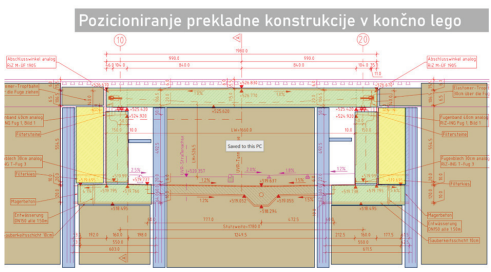

3.



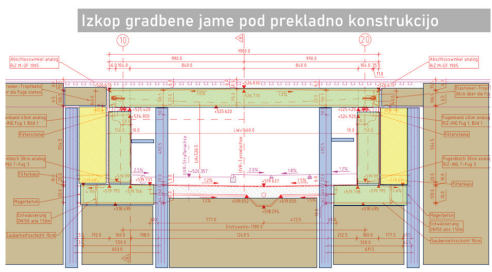

4.



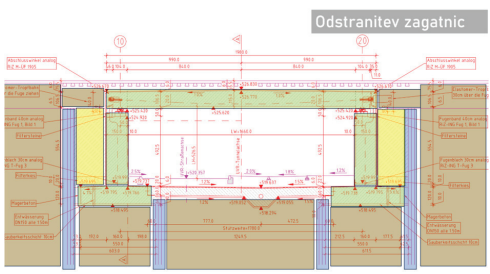

5.



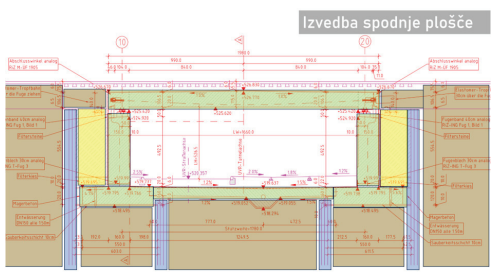

6.




7.




8.

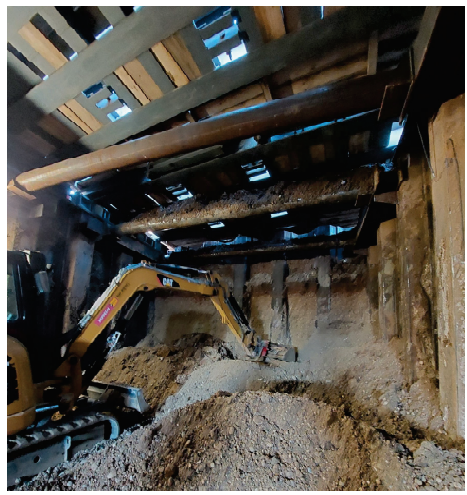



Slika 12: Glavne gradbene faze izvedbe objekta, prečni prerez tunela

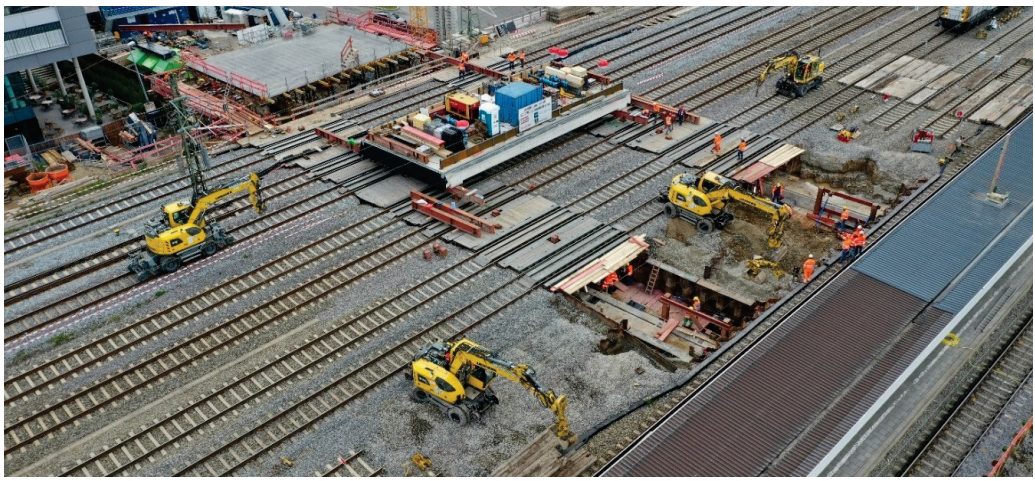


*Slika 13: Naležni nosilci za provizorij, temljeni na zagatnicah ter vidne razpore za naknadni izkop gradbene jame opornikov, 1. faza po sliki 12 (vir: ARGE VE10)*

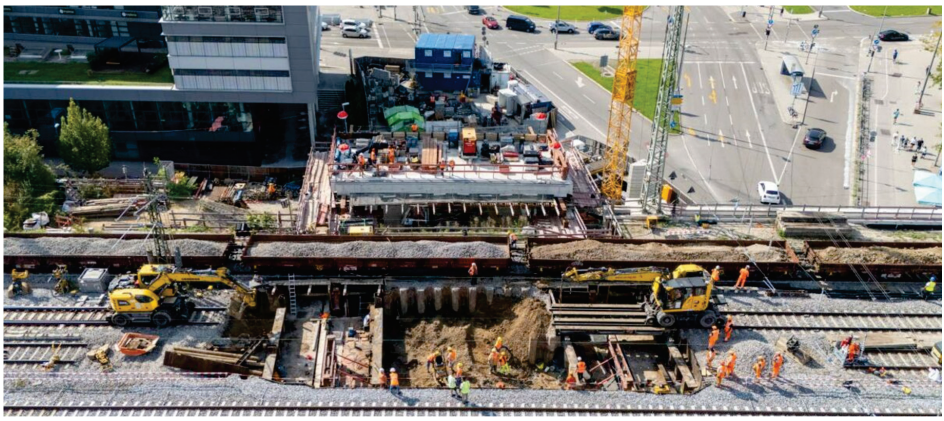




*Slika 14: Izkop gradbenih jam opornikov pod provizoriji, 2. faza po sliki 12 (vir: ARGE VE10)*



*Slika 15: Narivanje preklade prvega segmenta nad tiri, 4. faza po sliki 12 (vir: ARGE VE10)*



*Slika 16: Dela pred pozicioniranjem preklade v končni legi: demontaža provizorijev, izkop pod končno lego preklade, rezanje zagatnic - 4./5. faza po sliki 12 (vir: DB InfraGo)*

## 5. UDELEŽENCI PRI IZVEDBI OBRAVNAVANIH OBJEKTOV

| | |
|---|---|
| Investitor: | DB InfraGO AG |
| Izvajalec: | ARGE VE10 Oberirdisch West (Züblin, Wayss & Freytag, Max Bögl, Bauer Spezialtiefbau) |
| Odri, narivanje: | Röro GmbH in thyssenkrupp AG |
| Provizoriji: | DB Bahnbau Gruppe GmbH |
| Projekt za izvedbo: | FCP ZT GmbH |
| Projekt za razpis: | Lahmeyer International GmbH |

## 6. POVZETEK

Širitev in vzdrževanje železniške infrastrukture pomeni projektiranje in gradnjo inženirskih objektov neposredno ob obstoječi infrastrukturi. Zagotavljenje nemotenega prometa v času gradnje je bistvenega pomena in izbrana zasnova objektov in tehnologija gradnje je podrejena temu cilju.

V prispevku so bili prikazani izzivi in rešitve za tri izbrane objekte na drugi jedrni progi mestne železnice v Münchnu, katerih projektiranje in gradnja je sledila naslednjim principom:

- minimirati čas gradnje ob tirih - predizdelava in transport na končno lego (prefabricirani element, predizdelani armaturni koši, preklada v tuji legi);
- minimirati število posegov oz. gradbenih del, npr. z uporabo istih elementov za več funkcij (primer zagatnic kot izgubljen opaž);
- za sedanje in prihodnje izzive širitve infrastrukture ob nemotenem prometu je potrebno imeti na voljo zadostno opremo (npr. provizoriji, oprema za različne tehnologije gradnje);
- dovoliti rešitve, ki niso standardne, a imajo potencial olajšati in izboljšati gradnjo.

## 7. LITERATURA


[1] M. Achmus, K. Abdel-Rahman, *UntersuchungenZur Bemessung von Monopiles für zyklische Lasten*, 3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6 Number in der Geotechnik, str. 61-74, 2009

[2] DIN EN 1991-1-7/NA: 2019-09: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen

[3] DIN EN 12063:2024-09 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Spundwandkonstruktionen

[4] *Fotogradivo ARGE VE10*, 2020-2025

[5] *Izvedbeni Projekt FCP ZT GmbH*, 2019-2025

Nejc HANŽEL[1], Borut KORPAR[2]

# PRIZIDAVA KONZOLNIH NOSILCEV DOLŽINE 12,5 m NA HE ZLATOLIČJE

**Povzetek**

Prispevek obravnava projekt prizidave 12,5 m konzolne konstrukcije na HE Zlatoličje. Namen posega je bil podaljšanje obstoječe žerjavne proge na vtočnem objektu, kar omogoča učinkovitejšo manipulacijo z žerjavom in čistilnim strojem ter povečuje fleksibilnost obratovanja. Prizidava je zasnovana kot armiranobetonska plošča podprta na dveh konzolnih nosilcih spremenljive višine, ki so s strižnimi trni in sidrno armaturo povezani z obstoječo konstrukcijo. V sklopu projekta so bila izvedena še dela na prestavitvah strojnih in elektro inštalacij ter zunanji ureditvi. Poseben izziv je predstavljalo zagotavljanje mehanske odpornosti in stabilnosti ob obremenitvah žerjava in prometa. Gradnja je bila razdeljena na več faz, vključno z odstranitvijo obstoječih prizidav, izvedbo podpornih konstrukcij, izvedbo strižnih trnov in sidrne armature, betoniranja nosilcev ter montažo opreme. Projektant prizidave je HSE Invest, d.o.o., izvajalec pa RGP, d.o.o..

**Ključne besede**: prizidava, konzolna konstrukcija, strižni trn, hidroelektrarna, žerjavna proga.

## Cantilever Beam Extension of 12.5 m at the Zlatoličje Hydropower Plant

**Summary**

The paper presents the project of a 12.5 m cantilever extension at the Zlatoličje hydropower plant. The objective of the intervention was to extend the existing crane runway, enabling more efficient crane and cleaning machine operation and increasing operational flexibility. The extension was designed as a reinforced concrete slab supported by two cantilever beams of variable depth, connected to the existing structure with shear dowels and anchoring reinforcement. The project also included the relocation of mechanical and electrical installations as well as landscaping. A particular challenge was to ensure mechanical resistance and stability under crane and traffic loads. Construction was carried out in several phases, including demolition of existing extensions, construction of supporting structures, installation of shear dowels and anchoring reinforcement, concreting of beams, and equipment installation. The designer of the extension was HSE Invest, the contractor was RGP.

**Key words:** extension, cantilever structure, shear dowel, hydropower plant, crane runway.

## 1. UVOD

Hidroelektrarna Zlatoličje, ki obratuje od leta 1969, je največja hidroelektrarna na reki Dravi in ima pomembno vlogo v slovenskem elektroenergetskem sistemu. Kot ključni del verige hidroelektrarn zahteva redno posodabljanje in prilagoditve obstoječih objektov za zagotavljanje dolgoročne funkcionalnosti in varnega obratovanja. Eden izmed pomembnejših posegov v zadnjem obdobju je bila prizidava 12,5 m konzolne konstrukcije na vtočnem objektu. Glavni cilj je bil podaljšati obstoječo žerjavno progo, kar omogoča lažje in varnejše manipulacije z žerjavom ter povečuje fleksibilnost obratovanja, vključno z možnostjo souporabe dveh žerjavov. Prizidava je zasnovana kot armiranobetonska plošča na dveh konzolnih nosilcih spremenljive višine, ki so z obstoječim objektom povezani preko strižnih trnov in sidrne armature. Ob gradbenih delih je bilo treba izvesti tudi prestavitve strojnih in elektro inštalacij ter ureditev spremljajoče infrastrukture. Prispevek povzema zasnovo objekta in poudarja ključne konstrukcijske elemente ter izzive pri projektiranju in gradnji.

[1] mag. inž. grad./odgovorni projektant, HSE Invest, d.o.o., Obrežna ulica 170, 2000 Maribor, nejc.hanzel@hse-invest.si
[2] mag., univ. dipl. inž. grad./vodja gradbene službe, HSE Invest, d.o.o., Obrežna ulica 170, 2000 Maribor, borut.korpar@hse-invest.si

## 2. RAZVOJ PROJEKTNE REŠITVE

Investitor, Dravske elektrarne Maribor d.o.o., se je pri odstranjevanju plavja iz derivacijskega kanala HE Zlatoličje soočal s prostorskimi omejitvami. Glavna težava je bila omejen dostop tovornih vozil na vtočni objekt, kjer deluje tudi tirni žerjav za čiščenje plavja. Že leta 1987 je bila izvedena prva prizidava, ki je takrat izboljšala dostop, danes pa ni več ustrezala zahtevam investitorja po dodatnem prostoru. Zato je bila izražena želja po dodatnem podaljšanju obstoječe žerjavne proge, tako da bi se žerjav lahko umaknil s krova objekta in s tem omogočil lažji dostop vozilom. Podaljšanje tirne proge bi hkrati omogočilo tudi možnost souporabe dveh žerjavov. Analize so pokazale, da je za te potrebe potrebno podaljšanje v dolžini 12,5 m na vsako stran.



*Slika 1: HE Zlatoličje brez nove prizidave (levo) in izvedena prizidava ne desnem bregu (desno).*

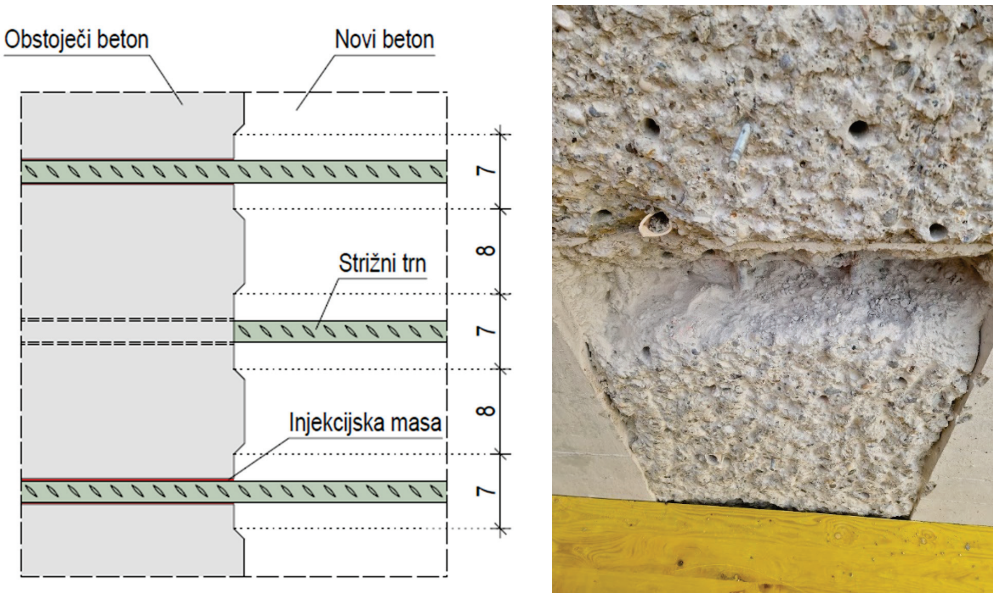
Kot projektant smo že v fazi idejnih rešitev investitorju predlagali izvedbo dveh konzolnih konstrukcij (desna in leva prizidava). Temeljenje prizidave in izvedba zemeljskih del na nasipu derivacijskega kanala bi bila zaradi diferenčnih posedkov preveč zahtevna in stroškovno neoptimalna. Zato smo kot najbolj smiselno rešitev predlagali konzolno izvedbo, zasnovano kot para nosilcev v osi tirnic, povezanih s ploščo. Za potrebe preveritve smo razvili računski model enega nosilca, ki je omogočil hitro analizo različnih materialnih izvedb (armiranobetonske, jeklene, sovprežne). Zaradi zahtev tirnega žerjava, ki dopušča največji poves konzole $L/1000$, je bilo potrebno zagotoviti konstrukcijo z veliko togostjo in maso, večjo od mase samega žerjava (40 t). Končna odločitev je bila izvedba masivne armiranobetonske konstrukcije, ki je edina ustrezala vsem zahtevam nosilnosti in uporabnosti, hkrati pa je bila ekonomsko najustreznejša tako v gradnji kot pri kasnejšem vzdrževanju.

Sovprežna varianta je bila predlagana z enakim AB nosilcem in ploščo v jekleni izvedbi. Plošča bi se izvedla s prečnimi nosilci tipa HEB 240 na katere bi se namestila povozna jeklena rešetka. Na enak način bi se plošča izvedla tudi v popolnoma jekleni izvedbi prizidave. Nosilec bi se v tem primeru zasnoval kot palični. Sestavljen bi bil iz kombinacije škatlastih in okroglih cevnih profilov. Med analizo se je potrdila domneva, da bo največji izziv predstavljalo sidranje konstrukcije v steno. Takšen nosilec se namreč v steno priključuje v le dveh točkah, kar močno poveča koncentracijo sil.

K odločitvi za masivno armiranobetonsko rešitev je prispevalo tudi dejstvo, da je novo konstrukcijo mogoče neposredno priključiti na obstoječo armiranobetonsko steno debeline 1,6, oziroma 2,0 m. Pri zasnovi stika med novo in obstoječo konstrukcijo smo sledili pravilom in priporočilom evrokoda, ki predpisujejo odstranitev krovne plasti betona, izvedbo hrapave površine ter nazobčanje stika. Strižne odpornosti stika med starim in novim betonom nismo upoštevali; predpostavili smo, da vse prečne sile prenašajo strižni trni. Zaradi vpliva upogibnih momentov se v zgornji polovici strižnih trnov pojavijo natezne sile, kar zmanjšuje njihovo efektivno strižno nosilnost. Zato smo strižne trne dimenzionirali tako, da je njihova skupna projektna strižna nosilnost vsaj dvakrat večja od predvidenih projektnih obremenitev. Z enačbo to ponazorimo kot:

$$\sum V_{\mathrm{Rd,s,i}} \geq 2 \cdot \sum V_{\mathrm{Ed,i}} \quad (1)$$

Upogibne momente prevzema sidrna armatura, speljana po zgornjem robu nosilca. Armaturne palice so s kljukami dolžine 60 cm sidrane vertikalno v obstoječo steno, kar zagotavlja zanesljiv prenos nateznih sil in celovitost konstrukcijskega stika.




*Slika 2: Shema stika (levo) in dejansko izveden stik (desno).*

Pri zasnovi smo seveda upoštevali tudi še nekatere druge robne pogoje. Med pomembnimi je zagotovo omejitev napetosti ($\sigma=0{,}6 \cdot f_{ck}$) v obstoječem betonu na stiku z novo konstrukcijo. Ta pogoj je tudi določil samo višino nosilca, saj je na stiku potrebne dovolj površine, da se napetosti zaradi upogibnega momenta razporedijo. S tem povezan robni pogoj je tudi sprijemna nosilnost injekcijske mase, ki povezuje beton obstoječega objekta s strižnimi trni.

Konstrukcijo prizidave smo zasnovali na način, da čim bolj sledi naravnemu toku sil. Nosilci so postavljeni v osi tirnic, njihov prerez pa se z dolžino zmanjšuje: ob vpetju v obstoječi objekt znaša višina približno 4,0 m, proti prostemu koncu pa se znižajo na 0,8 m. Širina nosilcev ostaja konstantna, 0,8 m. Med nosilcema je bila zasnovana armiranobetonska plošča debeline 25 cm, ki prevzema obtežbo prometa in zagotavlja ravno vozno površino. Plošča je oblikovana z nakloni za odvodnjavanje meteorne vode, ki se prek izlivnikov odvaja iz prizidave. Ker prizidava sega v brežino nasipa derivacijskega kanala, je bila za zaščito brežine predvidena podporna konstrukcija v obliki klasičnega armiranobetonskega L-zidu. Ta hkrati omogoča tudi lažji in varnejši prehod vozil s krone nasipa na prizidavo.

## 3. OBTEŽBE

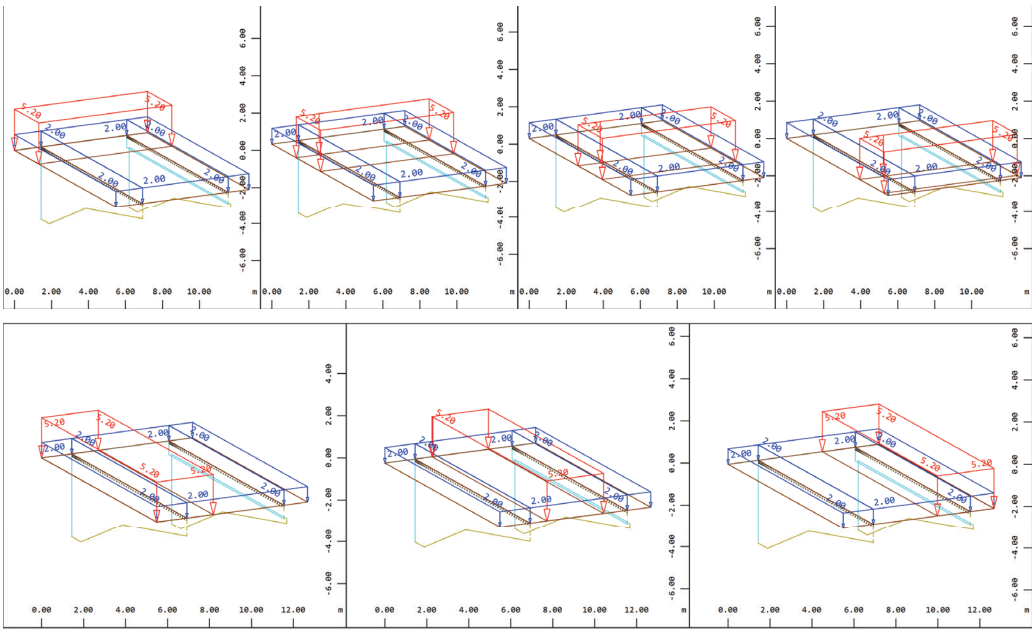
Pri analizi konstrukcije so bile upoštevane vse stalne in spremenljive obtežbe, značilne za tovrstne objekte. Med stalne obtežbe sodijo lastna teža konstrukcije, teža vgrajene opreme ter vplivi reoloških pojavov (krčenje, lezenje). Med spremenljive obtežbe pa obtežba snega, obtežba vetra, toplotni vplivi, prometne obtežbe tovornih vozil in vplivi tirnega žerjava. Kot merodajni so se izkazali predvsem vplivi žerjava in tovornega vozila.

Za potrebe podaljšane žerjavne proge je predvideno obratovanje tirnega žerjava lastne teže 400 kN. Na prizidavi se bo žerjav vedno premikal prazen oziroma brez tovora, saj ta del objekta ni namenjen

razkladanju, temveč umikanju in parkiranju. Obremenitve žerjava so bile modelirane kot točkovne obtežbe na mestih vsakega izmed štirih koles, z vrednostjo 100 kN na posamezno kolo. Tako se je zagotovil realen prenos obremenitev na konzolne nosilce preko tirnic.

Ker pa se razkladanje izvaja na obstoječem delu vtočnega objekta, je potrebno omogočiti dostop tudi tovornemu vozilu, ki prevzame razkladan tovor. Največja dovoljena masa vozila je predvidena 32 t. Njegovo gibanje po prizidavi je bilo modelirano po vzoru prometnih obtežb za mostove (model LM1), tako v prečni kot v vzdolžni smeri. Privzeto je, da se obremenitev enakomerno porazdeli na vsa štiri kolesa, kar pomeni 80 kN na posamezno kolo.

Kot se je pokazalo v izračunih, je obtežba tovornega vozila bolj neugodna od obtežbe žerjava. Razlog je v tem, da je žerjav omejen na vožnjo po tirnicah, njegova teža pa se vedno enakomerno porazdeli na oba nosilca. Nasprotno pa se tovorno vozilo lahko premika kjerkoli po prizidavi in s tem bistveno bolj neenakomerno obremenjuje posamezni nosilec. Kljub manjši skupni masi v primerjavi z žerjavom, vozilo lokalno obtežuje nosilce bolj izrazito in je zato pogosto imelo merodajen vpliv na dimenzioniranje armature.



*Slika 3: Obtežni primeri za vožnjo tovornega vozila po modelu LM1 (shema UDL) v prečni in vzdolžni smeri.*

## 4. GLAVNE KONSTRUKCIJSKE REŠITVE

### 4.1 Podporne konstrukcije

Ker prizidava sega v brežino derivacijskega kanala, je bilo potrebno zanjo zagotoviti prostor znotraj nasipa. Za zaščito brežine in njeno stabilnost je bila zasnovana armiranobetonska podporna konstrukcija v obliki L-zidu. Poleg stabilizacije brežine ta omogoča tudi varen in funkcionalen prehod vozil s krone nasipa na novo prizidavo, v času gradnje pa je služila kot zaščita gradbene jame. Podporna konstrukcija z obstoječim objektom ali prizidavo ni konstrukcijsko povezana, tako da je njeno obnašanje povsem samostojno. Dimenzionirana je bila na mirne zemeljske pritiske in na zemeljske pritiske povzročene zaradi obtežb prometa.

Temelj je zasnovan kot armiranobetonska plošča debeline 70 cm in širine 3,70 m. Njegov spodnji rob

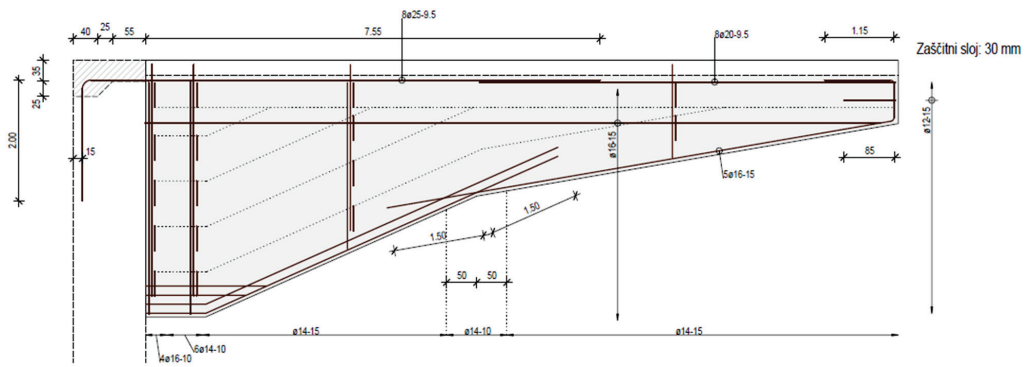
se višinsko prilagaja terenu in je zato oblikovan kaskadno: pri desni prizidavi v treh nivojih, pri levi pa v dveh. Stena podporne konstrukcije poteka na vidni strani navpično, na zasipni strani pa pod naklonom 10:1. V zgornjem delu ima stena konstantno širino 30 cm.

Gradbeno jamo se je zaščitilo z brizganim betonom in pasivnimi geotehničnimi sidri dolžine 6,0 m.

### 4.2 Konzolni nosilci

Nosilci so v vzdolžnem pogledu zasnovani v lomljeni trikotni obliki. Zgornji rob poteka vodoravno, spodnji pa v lomljeni naraščajoči liniji, tako da se višina nosilca postopno zmanjšuje od 400 cm v območju vpetja na obstoječi objekt do 80 cm na prostem koncu. V prečnem prerezu imajo nosilci pravokotno obliko s konstantno širino 80 cm. Izjema je nosilec levobrežne prizidave pod osjo tirnice 1, ki se v zgornjem robu na višini 55 cm razširi za 30 cm v notranjost, kar daje skupno širino 110 cm. Ta razširitev je bila nujna za zagotavljanje zanesljivega prenosa sil iz tirnice na nosilec, saj ga zaradi odprtine v steni obstoječega vtočnega objekta (dostop v vodohran) ni bilo mogoče postaviti neposredno v os tirnice. Vsak nosilec vsebuje tudi en okrogel preboj premera 20 cm, ki omogoča vgradnjo odtočne cevi za meteorno vodo ter morebitne elektro ali strojne instalacije. Nosilci so izvedeni iz armiranega betona trdnostnega razreda C35/45. Prevladujoče obtežbe pri dimenzioniranju so predstavljale obtežbe tovornih vozil in tirnega žerjava. Skozi analizo se je izkazalo, da je količina potrebne armature določena predvsem z vplivom tovornih vozil. Razlog je v tem, da žerjav svojo težo vedno razporeja simetrično na oba nosilca, medtem ko se tovorno vozilo lahko znajde tudi samo nad enim nosilcem. Posledično posamezni nosilec prenaša večje lokalne obremenitve zaradi vozila, čeprav je njegova masa manjša od mase žerjava.

Nosilci se z obstoječo konstrukcijo povežejo preko strižnih trnov in delno preko trenja med novim in starim betonom. Ob straneh in na spodnjem robu so armirani z vzdolžno armaturo premera ø16 mm. Upogibno odpornost nosilcev zagotavlja osem (8) palic premera ø25 mm, ki so položene na zgornjem robu nosilca (brez upoštevanja plošče). Te palice se edine zasidrajo v steno obstoječega objekta s pravokotno kljuko dolžine 60 cm. Strižno odpornost nosilcev se zagotavlja z zunanjimi in notranjimi stremeni premera ø16 mm in ø14 mm. Zunanje streme sestavljata dve palici oblike U, ki z ustreznimi preklopi sestavljata zaprto streme. Notranje stre-me je zasnovano kot odprto streme s palico oblike C. Med stranskimi palicami se položi tudi distančna armatura oblike U, ki hkrati predstavlja tudi strižno armaturo v drugi prečni smeri.




*Slika 4: Skica armature nosilca v vzdolžni smeri.*

### 4.3 Plošča

Plošča s svojim spodnjim robom leži na zgornjem robu nosilcev in se je izvedla z mikroarmiranim betonom. Na levem bregu je tlorisnih dimenzij 12,50x8,00 m na desnem bregu pa 11,00x8,00 m. Plošča ima zaradi strešno oblikovane zgornje ploskve debelino med 23 cm in 26 cm. Zgornja ploskev je oblikovana tako, da se voda preko devetih izlivnikov vedno steka vstran od tirov v sistem

odvodnjavanja. Na vseh točkah plošče je zagotovljen naklon 1,0 %. Spodnja ploskev plošče je ravna in horizontalna.

Za izvedbo plošče je bil uporabljen beton, dodatno izboljšan s sintetičnimi makro vlakni, ki ustrezajo specifikaciji SIST EN 14889-2:2016, razred II. Ker strešni nakloni zgornje ploskve povzročajo povečane krovne sloje betona, kar negativno vpliva na tvorjenje razpok, je bila odločitev za mikroarmirani beton sprejeta z namenom povečanja odpornosti proti razpokanosti in izboljšanja trajnosti konstrukcije. Sintetična vlakna so odporna na vlago, kisline, soli in alkalne snovi, s čimer dodatno prispevajo k trajnosti in robustnosti plošče.

Plošča konstrukcijsko sega tudi v del nad steno obstoječega objekta. Na tem delu se je zagotovilo povezave nove in obstoječe armature ter kar se da dobro sprijemnost med starim in novim betonom. Celotna plošča se je armirala z armaturnimi palicami. Na spodnji ploskvi se je v vzdolžni smeri armirala s palicami ø10 mm v prečni pa s palicami ø10 mm + ø12 mm. Na zgornji ploskvi se je v vzdolžni smeri armirala s palicami ø12 mm v prečni pa s palicami ø10 mm + ø14 mm. Ob robovih se plošča zapira z odprtimi stremeni premera ø10 mm, kjer je tudi ojačena z vzdolžnimi palicami premera ø16 mm. Na stiku med novim in starim delom se je ploščo v prečni smeri ojačilo s palicami premera ø16 mm v spodnji in zgornji coni.

### 4.4 Povezava z obstoječo konstrukcijo

Prizidava je z obstoječo konstrukcijo povezana preko strižnih trnov in sidrne armature. Ti predstavljajo edini element, ki tudi računsko zagotavlja mehansko povezanost prizidave z obstoječim objektom.

Strižni trni so v osnovi armaturne palice, ki pa so morale imeti takšne lastnosti površine, da zagotavljajo ustrezno sprijemnost z injekcijsko maso. Uporabila se je epoksidna injekcijska masa, ki je primerna za uporabo v razpokanem in nerazpokanem betonu in ustreza potresnemu razredu C1. Sidrne dolžine in premer izvrtine so določeni za vsak premer trna posebej (preglednica 1).

Iz podatkov proizvajalcev smo privzeli, daje mejna napetost sidranja med injekcijsko maso in armaturnim jeklom $f_{\mathrm{bd,s}} = 5{,}7$ N/mm$^2$. Izračunani podatki veljajo za skupino dveh trnov. Mejna napetost v betonu je $f_{\mathrm{bd,c}} = 3{,}0$ N/mm$^2$.

$$l_{\mathrm{b,rqd}} = (\emptyset/4)\left(\sigma_{\mathrm{sd}}/f_{\mathrm{bd,c}}\right)$$

$$N_{\mathrm{Rd,bd}} = 2 \cdot \pi D \cdot l_{\mathrm{bd,req,i}} \cdot f_{\mathrm{bd,s}} = 573{,}0\ kN \quad \rightarrow \quad N_{\mathrm{Ed,MSN}} < N_{\mathrm{Rd,bd}}$$

$$N_{\mathrm{Rd,MSN}} = A \cdot f_{\mathrm{y}} = 314{,}0\ \mathrm{kN} \quad \rightarrow \quad N_{\mathrm{Rd,MSN}} < N_{\mathrm{Rd,bd}}$$

*Preglednica 1: Sidrne dolžine strižnih trnov in sidrne armature.*

| **Premer trna, ø** | **Element konstrukcije** | **Najmanjša sidrna dolžina v obstoječem betonu, $l_{\mathrm{bd,req,i}}$** | **Najmanjša sidrna dolžina v novem betonu, $l_{\mathrm{bd,req,e}}$** | **Premer izvrtine, $ø_{\mathrm{out}}$** |
|---|---|---|---|---|
| [mm] | | [mm] | [mm] | [mm] |
| 20 | Strižni trni | 750 | 750 | 24-25 |
| 25 | Vzdolžna upogibna armatura nosilcev | 600 | 1700 | 30 |

Povezanost dveh betonskih plasti, ki sta bili betonirani v dveh različnih časovnih obdobjih, je v osnovi zagotovljena s trenjem med obema plastema in strižno nosilnostjo armature, ki prečka stično ploskev ter je ustrezno zasidrana na obeh straneh stika. Ti dve komponenti določata strižno odpornost stika $v_{\mathrm{Rd,i}}$, izraženo z enačbo 2.

$$v_{Rd,i} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0{,}5vf_{cd} \qquad (2)$$

kjer so:
$c$ in $\mu$ faktorja, ki sta odvisna od hrapavosti stika ($c = 0$, $\mu = 0{,}9$)
$\sigma_n$ sila na enoto ploskve, ki je pravokotna na stično ploskev
$\rho = A_s/A_i$
$A_s$ ploščina prečnega prereza armature, ki prečka stično ploskev
$A_i$ ploščina stika
$\alpha$ kot armaturne palice napram stični ploskvi, ki mora biti v mejah $45° \leq \alpha \leq 90°$
$\nu$ redukcijski faktor trdnosti

Kot je bilo opisano v poglavju 2, smo doprinos trenja med obema betonskima slojema v izračunu zanemarili, saj evrokod natančneje ne opredeljuje delovanja trenja pri vertikalnih stikih, temveč le pri horizontalnih. Vso breme strižne nosilnosti smo zato prepustili strižnim trnom. Če se odpovemo prispevku trenja med starim in novim betonom, lahko projektno strižno odpornost izračunamo na dva načina:

1. z uporabo drugega dela enačbe iz evrokoda 2, ki upošteva le prispevek armature, ali
2. z uporabo enačbe za strižno odpornost jeklenega prereza po evrokodu 3.

Izračuna po obeh pristopih sta prikazana v preglednici 2. Za nazobčan stik velja, da je vrednost faktorja $\mu = 0{,}9$.

*Preglednica 2: primerjava izračunov projektne strižne odpornosti stika po evrokodu 2 in evrokodu 3.*

| | **Evrokod 2 (En. 6.25)** | **Evrokod 3 (En. 6.18)** |
|---|---|---|
| | $v_{\mathrm{Rd,i}} = \rho f_{\mathrm{yd}}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$ | $V_{\mathrm{Rd,s,i}} = \frac{\sum A_{\mathrm{s,i}} \cdot f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{M1}} \cdot \sqrt{3}}$ |
| Strižna odpornost stika | $v_{Rd,i} = 1997{,}63$ kPa | $v_{Rd,s,i} = 251.021{,}86$ kPa |
| Strižna nosilnost trnov | $V_{Rd,i} = 6392{,}41$ kN | $V_{Rd,s,i} = 3565{,}85$ kN |

Iz primerjave je razvidno, da se izračunani nosilnosti strižnih trnov med obema pristopoma precej razlikujeta. Razlika izvira iz faktorja $\mu$, saj sta si enačbi v vseh drugih členih enaki. Po EC2 se rezultat množi s faktorjem $\mu = 0{,}9$, medtem ko EC3 uporablja vrednost $1/\sqrt{3} \approx 0{,}577$. Za naš primer bi bilo zato ustrezno privzeti vrednost faktorja $\mu$, ki ustreza gladki ($\mu = 0{,}6$) ali pa zelo gladki ($\mu = 0{,}5$) stični površini, kar je skladno z našo predpostavko, da trenje med obstoječim in novim betonom ne prispeva k strižni odpornosti stika.

## 5. IZZIVI PRI IZVEDBI PRIZIDAVE

Izvedba prizidave konzolne konstrukcije na obstoječem vtočnem objektu HE Zlatoličje je potekala ob neprekinjenem obratovanju hidroelektrarne, kar je predstavljalo enega pomembnejših izzivov projekta. Vsa gradbena dela je bilo treba izvajati v omejenem prostoru, ob hkratnem zagotavljanju popolne funkcionalnosti obstoječih sistemov. To je bilo še posebej zahtevno pri prestavitvah elektro, strojnih in telekomunikacijskih napeljav, kjer so morali biti vsi postopki natančno načrtovani in usklajeni z obratovalnimi zahtevami elektrarne, ki med izvedbo ni smela biti zaustavljena za daljše časovno obdobje..

### 5.1 Izvedba gradbene jame

Gradbena jama za izvedbo prizidave je bila umeščena v nasip derivacijskega kanala, ki je kot tak že sam po sebi gradbena konstrukcija. Zaradi tega je bilo potrebno posebno pozornost nameniti globalni stabilnosti nasipa, tako pri projektiranju kot tudi med samo izvedbo del. Vsak izkopni korak je bil natančno načrtovan in spremljan, saj bi pretiran odkop ali neustrezno zaporedje del lahko vplivala na

stabilnost brežine kanala. V analizah stabilnosti brežine smo zato upoštevali velikost potrebnega končnega izkopa, kot tudi vse začasne izkope in možne kombinacije obtežb. Rezultati so pokazali, da je treba v času gradnje zagotoviti dodatno podporo brežine, da se prepreči lokalno porušenje zemljine. Med izvedbo se je brežina gradbene jame zaščitila z brizganim betonom in začasnimi pasivnimi geotehničnimi sidri, ki so zagotavljala stabilnost izkopne brežine do izvedbe trajne podporne konstrukcije. S tem se je zagotovilo tudi varne pogoje za delo v gradbeni jami in dovolj manipulacijske površine nad njo. Zaščitna plast brizganega betona in geotehnična sidra so bila sproti nadzorovana, tako geotehnično kot izvedbeno, da se je ohranila varnost in stabilnost nasipa v vseh fazah gradnje.



*Slika 5: Gradbena jama desne prizidave.*

## 5.2 Vrtanje izvrtin za strižne trne

Ena izmed zahtevnejših etap pri izvedbi prizidave je bilo vrtanje izvrtin za vgradnjo strižnih trnov, s katerimi se zagotavlja mehanska povezava med novim in obstoječim betonom. Vrtanje se je izvajalo z vrtalno opremo z diamantnimi kronami, ki omogoča natančno vrtanje tudi v zelo armiranih konstrukcijah in brez vibracij, ki bi dodatno poškodovale ali razpokale obstoječi beton. Dodatno zahtevnost je predstavljala zelo gosta armatura velikih premerov v steni, v katero je bilo potrebno vrtati. Prisotnost te armature je pogosto onemogočala nemoteno napredovanje, zato je bilo treba vrtanje izvajati postopoma in z veliko mero natančnosti, da se izogne poškodbam jeklenih palic ali odklonom izvrtin. Skupno je bilo potrebno izvrtati 208 skoraj popolnoma ravnih izvrtin globine 75 cm in premera 25 mm, kar je ob danih razmerah predstavljalo izjemno časovno zahteven proces. Dela so dodatno podaljšali pogosti zlomi svedrov, do katerih je prihajalo zaradi kombinacije visoke trdnosti obstoječega betona in goste armature. Zaradi dolgotrajnih dobavnih rokov nadomestnih svedrov so se posamezne faze vrtanja večkrat podaljšale, kar je zahtevalo prilagoditev dinamike gradnje. Kljub

tem izzivom je bilo vrtanje uspešno zaključeno, vse izvrtine pa so bile pred vgradnjo trnov vizualno pregledane in očiščene, da se je zagotovila zahtevana dolžina sidranja in kakovost stika med novim in obstoječim betonom.

### 5.3 Postavitev opaža in nosilnega odra

Zaradi lege prizidav na in v brežini derivacijskega kanala je bila postavitev odra in opaža ena izmed najzahtevnejših faz gradnje. Prostorska omejenost, zahtevna geometrija konstrukcije in potreba po varnem delu na brežini so zahtevale izdelavo dodatnih začasnih podpornih konstrukcij, s katerimi je bilo mogoče zagotoviti stabilno in dostopno delovno površino za izvedbo betoniranja. Izvajalec je za izvedbo obeh prizidav angažiral dve ločeni ekipi, ki sta ubrali dva različna pristopa pri pripravi delovnih platojev in nosilnih konstrukcij za opaž. Obe ekipi sta morali najprej izvesti začasno podporno konstrukcijo tipa berlinska stena, ki je bila umeščena nižje po brežini, pod gradbeno jamo. S tem sta si razširili obstoječi plato in pridobili dodatno površino za postavitev nosilnih elementov opaža.

Pri desni prizidavi se je prva ekipa odločila za izvedbo globljega izkopa od predvidenega in pripravo podlage iz pustega betona, na katero so bili nameščeni težki betonski bloki za temelje nosilnega odra. Na temelje so namestili robustno nosilno konstrukcijo odra, ki je zagotavljala visoko togost in stabilnost med betoniranjem masivnih nosilcev. Zaradi večje višinske razlike med dnom gradbene jame ter predvidenim nosilcem je bil nosilni oder prostorsko zelo zahteven, njegova montaža in demontaža pa časovno potratna. Posledično je bil obsežnejši tudi opaž, kar je podaljšalo skupni čas izvedbe, vendar pa je pristop zagotavljal zelo dobro varnost in natančnost pri betoniranju.

Na levi prizidavi se je druga ekipa odločila za drugačen pristop, pri katerem so iskali hitrejšo in racionalnejšo rešitev. Izkop je bil izveden le do minimalno potrebne globine, podlaga pa utrjena s plastjo pustega betona, v katero so bila vgrajena sidra (armaturne palice) za pritrditev opaža. Namesto masivnega nosilnega odra so uporabili sistem stojk, ki so neposredno podpirale opaž nosilca. Tak pristop je bistveno poenostavil izvedbo in skrajšal čas montaže ter obenem zmanjšal stroške materiala. Kljub enostavnejši zasnovi je bila rešitev popolnoma varna in stabilna, kar je potrdila tudi sama izvedba.

Primerjava obeh pristopov je pokazala, da je bila rešitev z minimalnim izkopom, utrjeno podlago in sidranim opažem organizacijsko učinkovitejša ter ekonomsko ugodnejša, hkrati pa je v celoti zagotovila zahtevano kakovost izvedbe. Izvedene izkušnje predstavljajo pomembno izkušnjo tudi za nas projektante, saj smo lahko spoznali vse prednosti in slabosti dveh različnih pristopov priprave opaža na zahtevnem terenu z omejenim prostorom za opremo.



*Slika 6: Nosilni oder z opažem desne prizidave (levo) in opaž na stojkah leve prizidave (desno).*

## 6. ZAKLJUČEK

Kljub številnim tehničnim in organizacijskim izzivom je bila prizidava uspešno izvedena v predvidenih rokih in brez vpliva na delovanje hidroelektrarne. Natančno načrtovanje gradbenih faz, prilagoditve izvedbenih faz ter tesno sodelovanje med projektantom, izvajalcem in investitorjem so omogočili, da se je projekt izvedel varno, kakovostno in z minimalnimi vplivi na okolico.

Izvedba prizidave je tako pokazala, da je mogoče tudi zelo kompleksne posege na obstoječih energetskih objektih izvesti varno, kakovostno in brez prekinitev obratovanja, če se združita dobra tehnična priprava in učinkovita izvedbena organizacija. Pridobljene izkušnje bodo dragocene tudi pri prihodnjih projektih podobnega značaja.

## 7. LITERATURA

[1] HSE Invest, d.o.o., *Dozidava vtočnega objekta HE Zlatoličje.* Načrt s področja gradbeništva, PZI, št. projekta HIZL-8519/2023, št. načrta HIZLAV-7G/01, december 2023

Branko ĐURIĆ[1], Uroš SELAN[2], Maruša ROT[3]

# PRIKAZ SLABIH PRIMEROV V POSAMEZNIH FAZAH GRADITVE IN NJIHOV VPLIV NA GRADNJO

**Povzetek**

Prispevek prikazuje primere slabih praks, ki se pojavljajo v različnih fazah procesa gradnje. Ugotovljeno je, da takšne slabo izvedene aktivnosti pomembno prispevajo k zmanjšanju kakovosti in racionalnosti, doseženih v preteklem obdobju. Kljub temu ostaja splošna raven gradnje v Sloveniji varna in kakovostna, vendar narašča število primerov, kjer so zaradi slabe izvedbe posledice zaznavne že med gradnjo – tako finančne kot tehnične. Še skrb vzbujajoče je, da pomanjkljivo projektiranje in izvedba detajlov pogosto povzročata povečane stroške vzdrževanja in celo krajšo življenjsko dobo objektov.

**Ključne besede**: premostitveni objekti, podporne konstrukcije, oporne konstrukcije, detajli

# Examples of poor practices in individual construction phases and their impact on the building process

**Summary**

The paper presents examples of poor practices that occur at various stages of the construction process. It has been established that such poorly executed activities significantly contribute to a reduction in the quality and rationality achieved in the previous period. Nevertheless, the overall level of construction in Slovenia remains safe and high-quality, but there is a growing number of cases where the consequences of poor execution are already noticeable during construction, both financially and technically. Even more concerning is that deficiencies in design and detailing frequently result in increased maintenance costs and may significantly reduce the overall service life of structures.

**Key words:** bridges, supporting structures, retaining structures, details

## 1. UVOD

Namen prispevka je na čim bolj razumljiv in neposreden način, s primeri iz vsakdanje prakse, prikazati trenutno stanje v gradbeni panogi. V uvodu velja ispostaviti misel, zapisano v prispevku z naslovom *"Dobro sodelovanje in medsebojna izmenjava informacij med udeleženci gradnje znižuje investicijsko vrednost gradbenega objekta ter povečuje njegovo kvaliteto"*, ki so jo leta 2016 objavili Đurić, Ferlinc in Belak v okviru Slovenskega društva gradbenih konstruktorjev (SDGK): **"V procesu graditve se udeleženci prepogosto premalo zavedamo svoje odgovornosti pri ravnanju z javnimi sredstvi. Pogrešamo učinkovite mehanizme, ki bi preprečili delovanje posameznikov, ki sistematično škodijo ugledu stroke in povzročajo gospodarsko škodo. Inženirska stroka mora večjo pozornost nameniti etičnemu ravnanju."**

Vsi, ki smo kakor koli vključeni v gradbeništvo, se pogosto strinjamo, da kakovost posameznih aktivnosti upada, medtem ko stroški zaradi pogostih in sorazmerno pravočasno ugotovljenih napak vseeno naraščajo. Zaradi navedenega bi v celoti družbeni in inženirski standardi mogli biti tako naravnani, da odprava pravočasno ugotovljenih napak v nobenem primeru ne sme biti vprašljiva. Takšno stanje je v očitnem nasprotju z načeli kakovostne in racionalne gradnje. Žal ob tem redko slišimo pozive k nujnim ukrepom, ki bi te napake zmanjšali ali jih v celoti odpravili.

Spremembe se morajo začeti pri posamezniku – z lastnim odgovornim ravnanjem, nato pa tudi

[1] dipl. inž., DRI upravljanje investicij, d. o. o., Kotnikova ulica 40, 1000 Ljubljana, branko.duric@dri.si
[2] dipl. inž., DRI upravljanje investicij, d. o. o., Kotnikova ulica 40, 1000 Ljubljana, uros.selan@dri.si
[3] univ. dipl. inž. grad., DRI upravljanje investicij, d. o. o., Kotnikova ulica 40, 1000 Ljubljana, marusa.rot@dri.si

kolektivno kot družba. Če bomo nadaljevali po trenutni poti, bomo dolgoročno zmanjšali življenjski standard, varnost in zaupanje v kakovost gradnje.

Na številnih strokovnih dogodkih, kongresih in posvetih so predstavniki različnih struktur (projektanti, izvajalci, inženirji, profesorji ipd.), večkrat opozorili, da se kakovost zmanjšuje, stroški pa zaradi napak naraščajo. Odgovornost za zagotavljanje kakovostne, racionalne in stabilne gradnje mora biti temeljno vodilo vseh udeležencev – predvsem inženirjev – skozi vse faze gradnje. Etičnost, strokovnost in odgovornost morajo biti vedno prisotni, saj ta odgovornost nikoli ne preneha. Na tej podlagi se postavlja vprašanje: komu je v interesu, da se slabi primeri prikrivajo, namesto da bi se z njimi soočili in jih odpravili.

Spomnimo se, da gre večinoma za delo z javnimi sredstvi – s tem pa se bistveno poveča tudi dolžnost transparentnosti in odgovornosti. Potrebna je aktivacija celotne stroke in družbe, da s konkretnimi ukrepi odpravimo škodljive prakse, ki zmanjšujejo kakovost gradnje.

V nadaljevanju so po posameznih fazah celotnega procesa gradnje prikazani konkretni primeri slabih praks, ki bi lahko brez skupnega sodelovanja pri njihovih korekcijah in dopolnitvah imeli negativen učinek pri kakovosti končnega gradbenega izdelka.

**Prikaz zaporedja osnovnih faz procesa gradnje:**

- Projektiranje – odgovoren: projektant
- Operativna izvedba – odgovoren: izvajalec
- Nadzor med gradnjo – odgovoren: inženir v imenu naročnika
- Vzdrževanje v času uporabe – odgovoren: vzdrževalec oz. naročnik

## 2. POMEMBNI OBJEKTI NA PODROČJU INFRASTRUKTURE, KI SE FINANCIRAJO Z JAVNIMI SREDSTVI

V nadaljevanju so prikazane skupine infrastrukturnih projektov, ki so financirane iz proračuna z javnimi sredstvi.

### 2.1 Objekti na avtocestah in državnih cestah:

Mostovi, viadukti, predori, pokriti vkopi, nadvozi, podvozi, nadhodi, podhodi, prepusti, objekti za prehod živali, oporne in podporne konstrukcije, zadrževalni bazeni, objekti odvodnjavanja, razsvetljava, elektro in telekomunikacijski sistemi ipd.

- **Objekti na železniški infrastrukturi:**
  Enake vrste objektov kot pri cestni infrastrukturi (glej 2.1), prilagojene železniškemu prometu.
- **Objekti Visokogradnje (stavbe):**
  Šole, bolnišnice, vrtci, športni objekti, domovi za starejše, študentski domovi ipd.
- **Energetski objekti:**
  Hidroelektrarne, termoelektrarne, jedrske elektrarne, skladišča za jedrske odpadke ipd.
- **Terminali in regulacije:**
  Letališča, pristanišča, železniške in avtobusne postaje, regulacije rek in potokov ipd.

Ker gre pri teh projektih za velik delež javno financirane gradnje, je nujno že v fazi projektiranja nameniti posebno pozornost kakovosti in smiselnosti načrtovanih rešitev. Pri tako velikem številu izvedenih aktivnosti ima lahko že majhen delež napak velik kumulativni vpliv – tako finančni kot funkcionalni.

Namen prispevka nikakor ni kritika udeležencev v procesu gradnje, temveč konstruktivna spodbuda k izboljšavam. Zavedamo se, da se kljub visoki stopnji pazljivosti in strokovni izvedbi lahko v projektih pojavijo določene napake – te so v določenem obsegu neizogibne. Ključno pa je, da jih sprejmemo z razumevanjem ter jih sproti in odgovorno odpravljamo s strokovno in spoštljivo

angažiranostjo vseh, ki so neposredno vključeni v projekt.

Posebej je treba ponovno poudariti, da je spoštljivo, korektno in razumno sodelovanje skozi celoten proces gradnje temelj za doseganje visoke kakovosti končnega izdelka. K dobrim odnosom in uspešnemu sodelovanju prispevajo predvsem argumenti, ki temeljijo na strokovnih dejstvih in so skladni z veljavno gradbeno regulativo – ne pa argumenti, ki vztrajajo izključno pri prvotno zasnovanih rešitvah, ne glede na to, da so predlagane izboljšave utemeljene in hitro prepoznavne vsem, ki k sodelovanju pristopajo strokovno, korektno in spoštljivo.

V gradbenem procesu se žal prepogosto zazna odpor do sprememb ali izboljšav posameznih aktivnosti. Takšno nasprotovanje, ki ga včasih izražajo posamezniki, ima lahko negativen vpliv na dosego skupnega cilja – to je kakovosten in racionalno zasnovan končni izdelek.

V tem kontekstu velja spomniti na znan pregovor, ki naj nam bo vsem v oporo:

**»Kdor dela, ta tudi greši – kdor ne dela, pa grešiti niti ne more.«**

Zato ne smemo imeti občutka ogroženosti ali napadenosti ob morebitnih novih idejah oziroma predlogih o dopolnitvah in spremembah prvih osnovnih rešitev – nasprotno, spremembe je treba sprejemati kot del procesa rasti in izboljšav.

**Odprava ugotovljenih napak v katerikoli fazi gradnje mora postati del kulture odgovornega in kakovostnega gradbenega dela. To nikakor ne sme biti stvar prikrivanja, zanikanja ali zavračanja izboljšav, temveč priložnost za skupno napredovanje k boljšim rešitvam.**

## 3. PRIMERI SMISELNIH SPREMEMB ZASNOVE V POSAMEZNIH FAZAH GRADNJE ZA IZBOLJŠANJE KONČNEGA GRADBENEGA IZDELKA

### 3.1 Primeri usklajenih popravkov projektne dokumentacije v sodelovanju med projektantom, recenzentom in revidentom

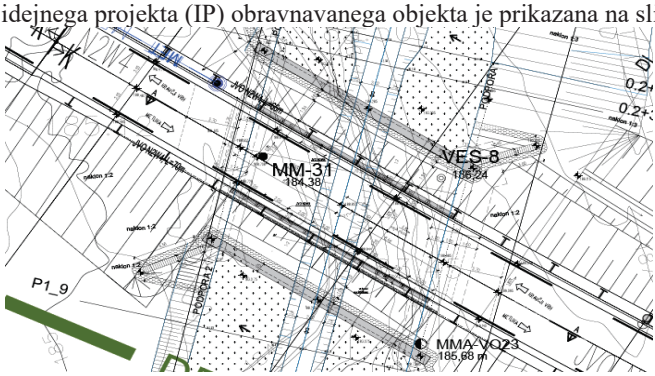
#### 3.1.1 *Osnovna zasnova mosta čez vodotok na deviaciji širine 5,0 m:*

Premostitveni objekt je bil v začetni fazi projektiranja (idejni projekt) zasnovan kot integralna AB-konstrukcija v obliki odprtega okvirja. Na podlagi izvedenih geološko-geomehanskih raziskav sta bili za temeljenje objekta predvideni dve možnosti:

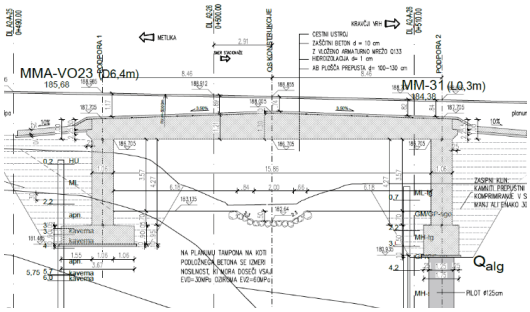
- **Opornik »1«**, ki je na trdni hribini, bo temeljil na osnovi plitvega temeljenja v obliki AB-temeljne plošče.
- **Opornik »2«**, ki je lociran na drugi strani vodotoka na slabo nosilnem terenu, bo temeljil na osnovi globokega temeljenja oziroma na uvrtanih AB-pilotih.

**AB-prekladna konstrukcija** je zasnovana s pravokotno statično razpetino 16,5 m in širino 15,3 m, oziroma s poševno statično razpetino 16,9 m in širino 16,2 m.

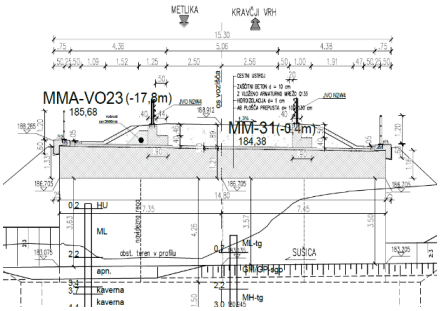
Osnovna zasnova idejnega projekta (IP) obravnavanega objekta je prikazana na slikah št. 1, 2 in 3.




*Slika 1: Prikaz obravnavanega objekta v tlorisu.*




*Slika 2: Prikaz objekta v vzdolžnem prerezu*




*Slika 3: Prikaz objekta v prečnem prerezu*

**V fazah izdelave projektne dokumentacije (DGD in PZI), med skupnim pregledom in usklajevanjem, je recenzent postavil nekaj vprašanj in podal predloge za izboljšanje zasnove.**

1. **Ali je potrebna tako velika širina AB-prekladne konstrukcije objekta (15,3 m) za izvedbo deviacije širine 5,0 m?**
   Predlagamo, da se preveri, ali je ta širina konstrukcije resnično nujna za izvedbo deviacije, ali bi bilo možno optimizirati dimenzije.

2. **Ali je izvedba asfaltnega vozišča deviacije neposredno na AB-prekladni konstrukciji premostitvenega objekta brez gramoznega nasipa smiselna? Prav tako je smiselno razmisliti o detajlih in možnosti kvalitetnega pritrjevanja betonskih elementov na tanki sloj podložnega betona, ki ščiti hidroizolacijo pred poškodbo, ter o zagotavljanju kvalitetne zgoščenosti gramoznega nasipa v prikazani debelini od 0,0 do 90,0 cm.**
   V trenutni zasnovi je predviden gramozni nasip v debelini od 0,0 do cca 90,0 cm, ki predstavlja dodatno obremenitev in povečuje stroške izvedbe. Predlagamo analizo možnosti izvedbe vozišča brez predvidenega nasipa.

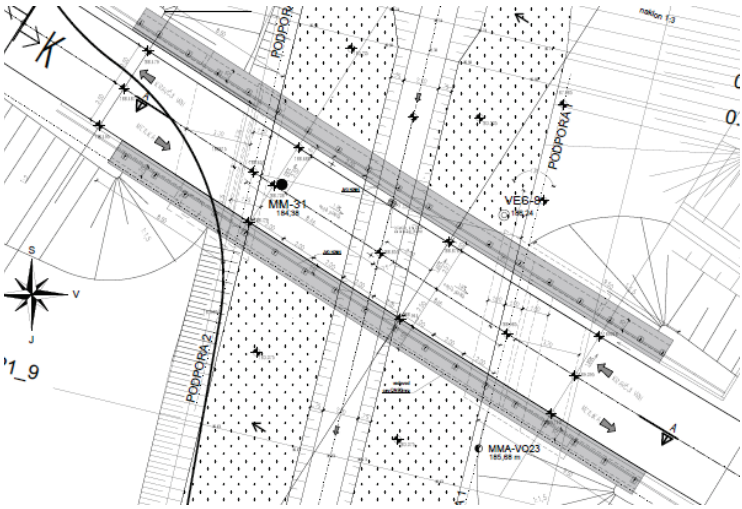
3. **Preveriti možnost in smiselnost korekcije vzdolžnega in prečnega prereza objekta, da se izboljša statični model zasnove in s tem zmanjša količina armature in betona pri končni realizaciji.**
   - **Debelina AB-prekladne konstrukcije:** Pri podporah v območju maksimalnih prečnih sil je večja debelina smiselna, medtem ko je v sredini razpona (kjer so maksimalni upogibni momenti in minimalne prečne sile) smiselno uporabiti manjšo debelino.
   - **Krajni robovi AB-prekladne konstrukcije:** Predlagamo, da se krajni robovi AB-prekladne konstrukcije oblikujejo kot tanjše trapezne konzole. Takšna zasnova omogoča izvedbo armiranobetonskih (AB) robnih vencev z navpičnim previsom prek spodnjega roba glavne nosilne konstrukcije. S tem se lahko opusti potreba po izvedbi odkapnikov (poglobljenih trikotnih kanalov) na spodnji površini AB-preklade oziroma glavne nosilne konstrukcije. Rešitev hkrati omogoča boljši zaščitni sloj betona nad armaturo, kar pripomore k večji trajnosti in zaščiti pred vplivi okolja.

4. **Izvedba AB-prehodnih plošč po detajlu, objavljenem leta 2011 s strani Đurića in Maje Mikloš Moran v okviru Slovenskega društva gradbenih konstruktorjev (SDGK).**
   Priporočamo upoštevanje navedenega detajla pri izvedbi AB-prehodnih plošč, saj temelji na strokovno utemeljenih smernicah, tehničnih obrazložitvah in preverjenih inženirskih rešitvah.

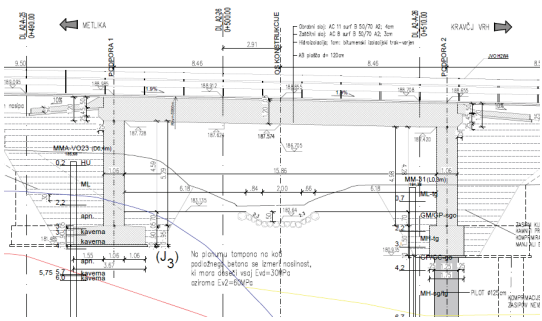
**PRVA DOPOLNITEV OSNOVNE ZASNOVE MOSTA:**

Na slikah št. 4, 5 in 6 je prikazana prva dopolnitev obravnavane projektne dokumentacije, ki je delno

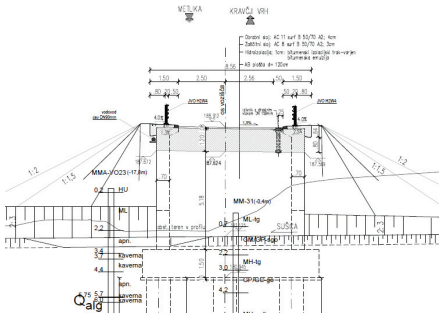
temeljila na predhodnih usklajevanjih in dogovorih.




*Slika 4: Prikaz obravnavanega objekta v tlorisu.*



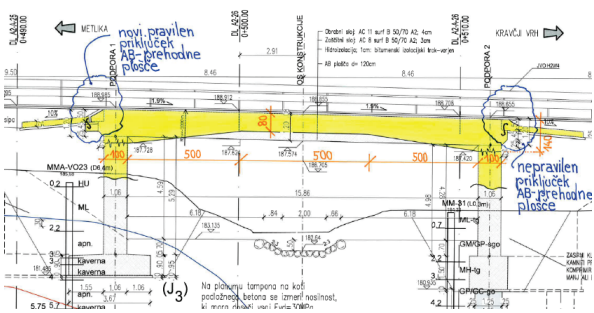

*Slika 5: Prikaz objekta v vzdolžnem prerezu*



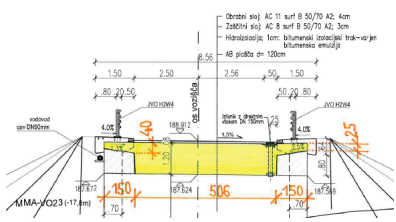

*Slika 6: Prikaz objekta v prečnem prerezu*

Iz priložene dopolnjene dokumentacije DGD in PZI (slike št. 4, 5 in 6) je razvidno, da so bile navedene pripombe delno upoštevane. Preostali del pripomb je bil upoštevan pri izdelavi končnega izdelka, in sicer na podlagi dodatnega usklajevalnega sestanka ter skic recenzenta.

Predlagane skice recenzenta so prikazane na slikah št. 7 in 8.



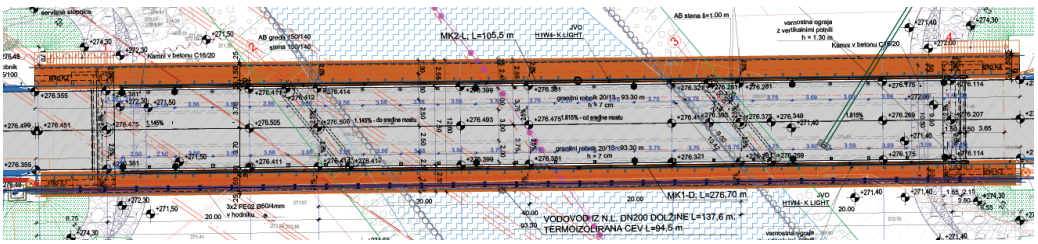

*Slika 7: Prikaz objekta v vzdolžnem prerezu*



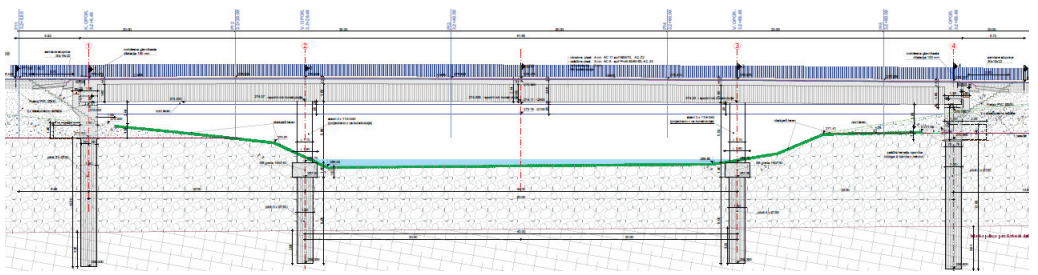

*Slika 8 Prikaz objekta v prečnem prerezu*

### 3.1.2 *OSNOVNA ZASNOVA MOSTA ČEZ VODOTOK NA DEVIACIJI ŠIRINE 8,0 m:*

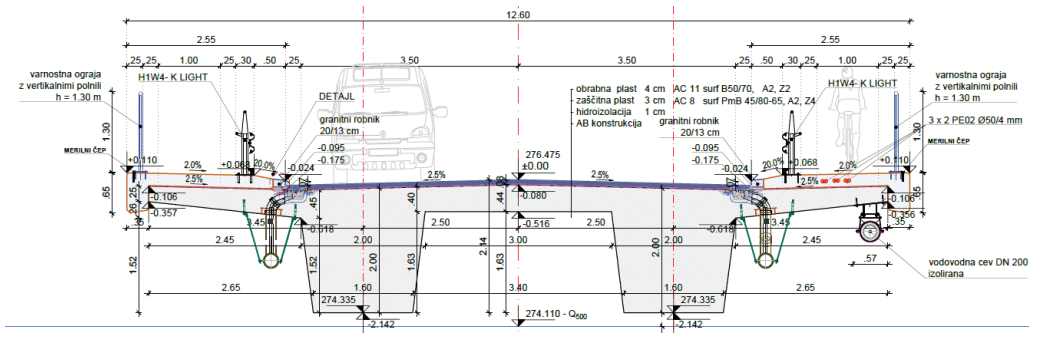
Most je zasnovan kot kontinuirna, prednapeta vozišča konstrukcija, ki poteka preko treh polj z razponi 20,0 + 40,0 + 20,0 m, kar skupaj znaša 80,0 m. Konstrukcija je podprta z elastomernimi ležišči, nameščenimi na krajnih opornikih. Nosilni sistem sestavljata dve vmesni podpori in dva krajna opornika. Vmesni podpori sta izvedeni kot armiranobetonski (AB) steni, postavljeni vzporedno z osjo struge oziroma v smeri vodotoka. V prečnem prerezu imata pravokotno obliko dimenzij 9,92 × 1,00 m, z višino do 5,50 m. Zaključujeta se z zašiljenimi robovi, ki zmanjšujejo hidravlični upor. Obe steni sta monolitno vpete v AB-prekladno konstrukcijo zgoraj ter v AB-pilotno gredo spodaj. Pilotna greda meri 1,40 m v višino, 1,50 m v širino in 10,42 m v dolžino. Krajna opornika sta izvedena kot masivni AB-konstrukciji, ki se na zaledni strani zaključujeta z armiranobetonsko steno debeline 50 cm. Ob njej sta umeščeni vzporedni AB-krili enake debeline. Tako vmesni, kot krajni podpori temeljijo na uvrtanih AB-pilotih premera 125 cm. Prekladna konstrukcija je zasnovana kot AB-plošča debeline 40 do 45 cm, ojačana z dvema vzdolžnima nosilcema, kar je razvidno iz prečnega prereza (glej sliko 10). Nosilca imata spremenljivo širino od 160 do 200 cm, višina znaša 200 cm, razmik med njima pa je 5,00 m. Na zunanjih robovih plošče sta izvedeni konzoli dolžine 2,45 m, z debelino, ki se spreminja od 25 do 45 cm. Skupna širina objekta, vključno z robnimi venci, znaša 12,60 m. Zasnova objekta v fazi izdelave projektne dokumentacije PZI je prikazana na slikah št. 9, 10 in 11.




*Slika 9:Prikaz obravnavanega objekta v tlorisu.*



*Slika 10: Prikaz obravnavanega objekta v vzdolžnem prerezu.*




*Slika 11: Prikaz obravnavanega objekta v prečnem prerezu.*

V fazi usklajevanja in končne izdelave projektne dokumentacije PZI sta bili dodatno analizirani in obdelani dve varianti podporne konstrukcije premostitvenega objekta.

**Prva varianta (v oseh 2 in 3):**

Obstoječa pravokotna armiranobetonska (AB) stena dimenzij 9,92 × 1,00 m je bila nadomeščena z dvema okroglima AB-stebroma premera 1,00 m. Vsak steber je nameščen neposredno pod vzdolžni AB-nosilec. Vzdolžni nosilci na krajnih AB-opornikih so ostali brez ležišč in s tem togo vpeti v stene opornikov.

**Druga varianta (v oseh 2 in 3):**

Pravokotna armiranobetonska (AB) stena dimenzij 9,92 × 1,00 m je bila nadomeščena z dvema pravokotnima AB-stebroma dimenzij 3,40 × 1,10 m. Vsak steber je umeščen neposredno pod vzdolžni AB-nosilec. V tem primeru so vzdolžni nosilci na krajnih opornikih ostali podprti z ležišči. Spremenjeno je bilo tudi temeljenje – namesto pilotov premera 125 cm so predvideni piloti premera 150 cm. Iz tlorisa objekta je razvidno, da je premostitveni objekt zasnovan v premi. Tudi pripadajoča deviacija na obeh straneh objekta je v premi, z enostranskim prečnim naklonom cestišča. Takšna rešitev omogoča usklajen enostranski prečni naklon tudi na samem objektu. Izvedba enostranskega prečnega naklona omogoča enostransko odvodnjavanje meteorne vode, kar poenostavi tako gradbeno izvedbo kot tudi kasnejše vzdrževanje objekta. Takšna rešitev je hkrati tudi finančno upravičena.
Kljub navedenim prednostim v fazi skupnega sodelovanja ni bilo posluha za spremembo obstoječega dvostranskega naklona v enostranskega. Prav tako ni bila izvedena preverba nove statične zasnove objekta, ki bi upoštevala spremembo vmesnih podpor z enim okroglim ali ovalnim armiranobetonskim stebrom v osi vozišča. Pri novi statični zasnovi bi razponi glavnih vzdolžnih prednapetih AB-nosilcev imeli ugodnejši prevzem notranjih statičnih količin (Mu., Mt., Q in N). Še bolj smiselna bi bila zasnova objekta, kot je predlagana v recenziji – polna armiranobetonska prekladna konstrukcija z daljšima konzolama, v katero bi bili vključeni izlivniki z direktnim vtokom. Takšna rešitev odvodnjavanja bi omogočila lažje vzdrževanje ter bila ugodnejša za zagotavljanje trajnosti osnovne nosilne AB-prekladne konstrukcije.

## 3.2 PRIMERI PROJEKTOV, PRI KATERIH SO BILE MED IZVEDBO NA TERENU SMISELNE OZIROMA POTREBNE USKLADITVE MED IZVAJALCEM, NADZORNIKOM, GEOMEHANIKOM IN ODGOVORNIM PROJEKTANTOM

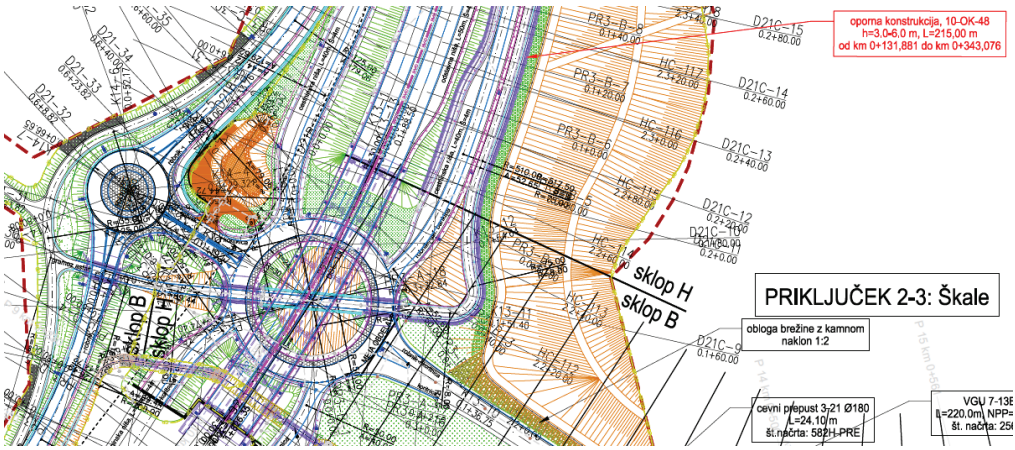
### 3.2.1 *OSNOVNA PROJEKTNA DOKUMENTACIJA PZI OPORNE KONSTRUKCIJE 10-OK-48: (PROJEKT TRETJE RAZVOJNE OSI SKLOPA B in H)*

Oporna konstrukcija je zasnovana kot težnostni AB-zid, ki je na čelni oziroma sprednji vidni strani obložen s kamnom v debelini 25 cm. Zid je dolg 215,0 m, njegova višina pa se giblje med 3,0 in 6,5 m. V tlorisu poteka delno v premi, delno pa v krivuljah z različnimi radiji ukrivljenosti. V prvem delu, na območju podhoda 3-29, poteka v ukrivljeni obliki z zelo majhnim radijem ukrivljenosti.

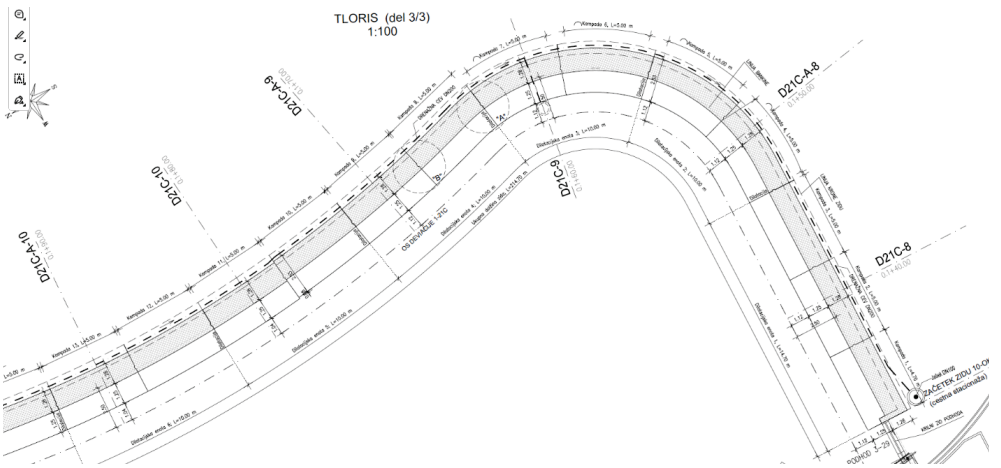
V površinskih slojih se pojavlja mastna glina s peskom, srednje do težko gnetne konsistence, lokalno tudi lahkognetne konsistence. Površinski kvartarni sloj na globini približno 1,0 do 4,0 m prehaja v pusto glino, ki se izmenjuje z marmorirano glino ter visokoplastičnim zaglinjenim meljem, težkognetne do trdne konsistence. Na globini približno 5 do 8 m ta težkognetna do trdna glina prehaja v viskoplastično glino trdne konsistence.

Izvedba konstrukcije je predvidena po posameznih kampadah dolžine 5,0 m, ki se bodo izvajale zaporedno, ena za drugo. Projekt predvideva dilatacije na vsakih 10,0 m ter delovne stike na vsakih 5,0 m. Pri izvedbi izkopa je predvidena začasna zaščita brežine z uporabo paličnih sider dolžine 3,0 m, nameščenih v rastru (2,0 x 2,0 m po horizontali in vertikali), brizganim betonom v dveh slojih debeline 5,0 cm, armaturno mrežo Q-188 ter izcednicami dolžine 2,0 m.

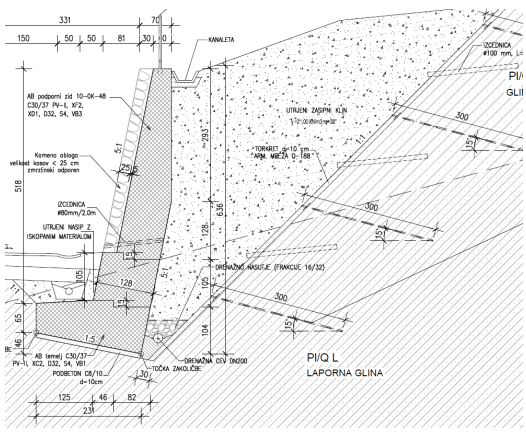
Osnovna projektna dokumentacija PZI obravnavanega objekta je prikazana na slikah št. 12 do 19.



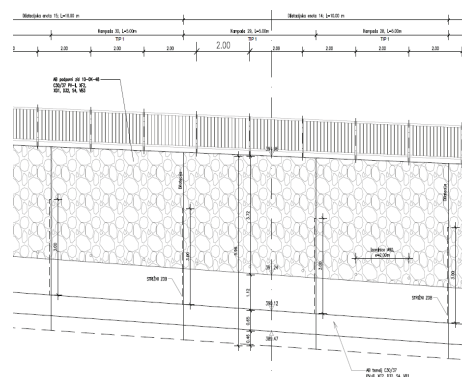

*Slika 12. Dispozicija*



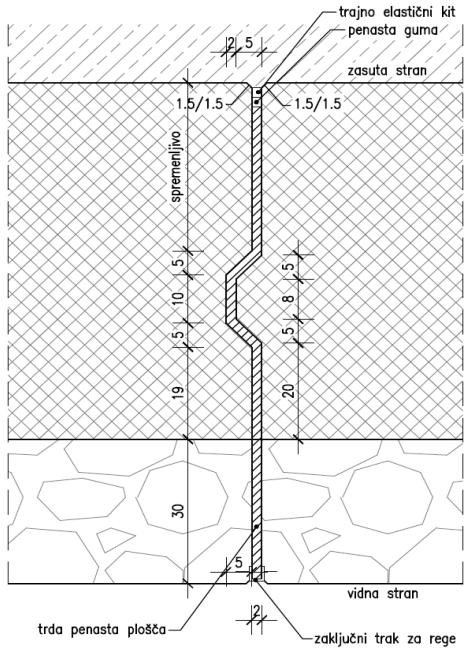

*Slika 13. Prikaz dilatacij in delovnih stikov objekta v tlorisu, (detajl »A« in detajl »B«)*



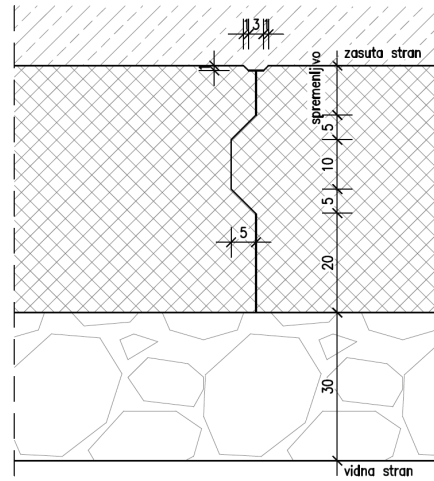

*Slika 14. Karakteristični prečni prerez*



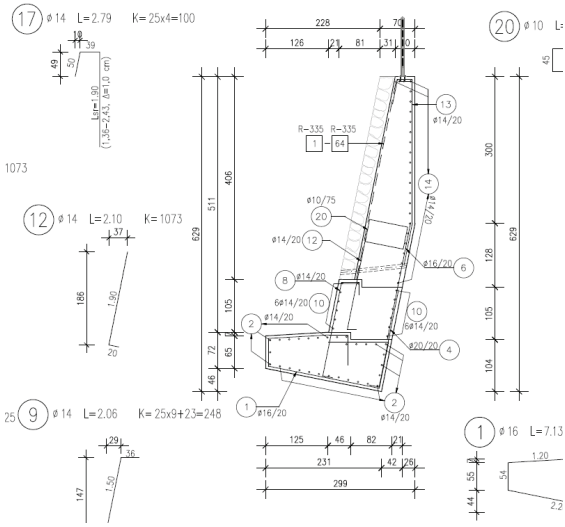
*Slika 15. Pogled na sprednjo stran zidu*



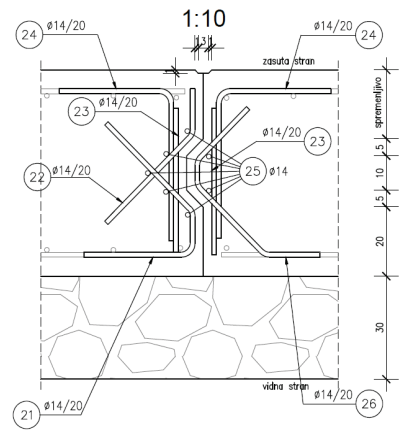

*Slika 16. Detajl »A« dilatacijski stik*




*Slika 17. Detajl »B« delovni stik*



*Slika 18. Armaturni načrt – prečni prerez*




*Slika 19. Armatura delovnega stika*

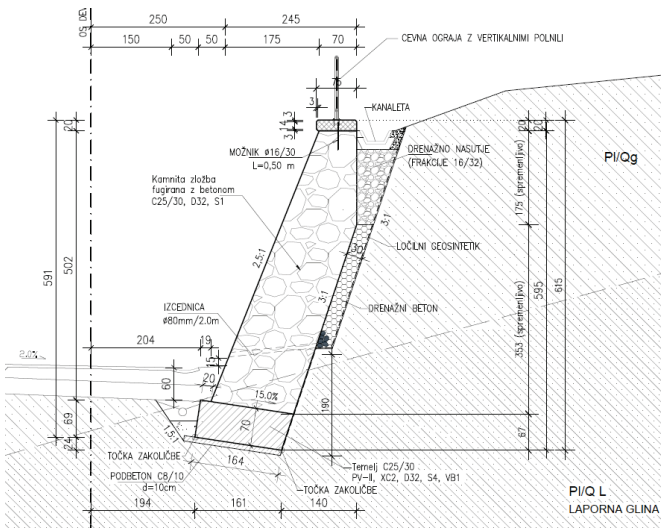
**Pregled projektne dokumentacije in uskladitve pred začetkom izvedbe del na terenu:**
Pred začetkom izvedbe obravnavanega objekta na terenu sta nadzorni inženir ter izvajalec del podrobno pregledala in analizirala dostavljeno projektno dokumentacijo PZI. Sočasno je bilo treba pregledati tudi projektno dokumentacijo podporne konstrukcije 10-PK-32, ki je na nasprotni strani pripadajoče deviacije ob hitri cesti tretje razvojne osi (3ROS), sklopov B in H. Posebej je treba poudariti, da je bila v fazi priprave na izvedbo konstrukcij 10-OK-48 in 10-PK-32 že izvedena gradnja globokega temeljenja (uvrtani AB-piloti) za viadukt 6-15, ki je neposredno umeščen ob omenjenih

konstrukcijah. Tako je bližina temeljenja viadukta v danem primeru bila zelo dobra podlaga za pridobitev verodostojnih geološko-geomehanskih podatkov temeljenja obravnavanih konstrukcij 10-OK-48 in 10-PK-32.

Pri pregledu projektne dokumentacije PZI za oporno in podporno konstrukcijo so bile ugotovljene naslednje pomanjkljivosti in neskladja:

1. **Razlikovanje v videzu čelnih strani konstrukcij, ki sta ob isti deviaciji:**
   Obe konstrukciji sta zasnovani kot armiranobetonski (AB) zidovi, vendar se razlikujeta v načinu obdelave čelne (vidne) površine. Za oporno konstrukcijo 10-OK-48 je predvidena kamnita obloga v debelini 25 cm, medtem ko je za podporno konstrukcijo 10-PK-32 predvidena izvedba v vidnem betonu brez kamnite obloge.
2. **Neustrezno rešeni detajli dilatacijskih in delovnih stikov:**
   Nepotrebna in neustrezna izvedba zaključnega traka na dilatacijskem stiku kamnite obloge je prikazana na sliki št. 16. Nepotreben in neustrezno izveden utor na delovnem stiku na zasuti strani AB-zida je prikazan na sliki št. 17, s katerim se zmanjšuje zaščitna plast betona nad armaturo. Na sliki št. 19 je prikazana neustrezna izvedba delovnega stika s prekinjeno glavno vzdolžno armaturo, s čimer je dosežen učinek nepravilno izvedene dilatacije in neustrezno izvedenega delovnega stika. Na sliki št. 18 je prikazana kompliciran in dražja izvedba strižnega zoba v območju temelj-stena.
3. **Neustrezna izvedba izcednic v okviru začasne zaščite brežin pri izkopih.**
   Na sliki št. 14 je prikazana vprašljiva izvedba izcednic dolžine 2,0 m. V primeru tovrstne izvedbe začasne zaščite brežine z brizganim betonom je smiselno izcednice nadomestiti s krajšimi, dolžine cca 0,3 m ali z izdelavo naknadnih vrtin skozi sloje brizganega betona.
4. **Z izvedbo globokega temeljenja za viadukt 6-15 so bili pridobljeni dodatni geološko-geomehanski podatki, ki so relevantni tudi za projektiranje in izvedbo konstrukcij 10-OK-48 in 10-PK-32.**

Na podlagi zgoraj navedenih ugotovitev je bil v sodelovanju projektanta, izvajalca, nadzornega inženirja ter geomehanika pripravljen usklajen in potrjen nov projekt PZI v obliki **kamnite zložbe**, kar omogoča: poenoten videz konstrukcij, poenostavitev izvedbe ter ugodnejši finančni učinek. Sprememba je prikazana na sliki št. 20. Nova zasnova objekta predvideva izvedbo brez AB-sten z dosti manjšo količino izkopa ter brez dodatnih ukrepov varovanja brežin izkopa.




*Slika 20. Prečni prerez spremenjene projektne dokumentacije PZI*

Na slikah št. 21 in 22 je prikazana izvedba konstrukcij 10-PK-32 in 10-OK-48 po spremenjeni projektni dokumentaciji PZI.



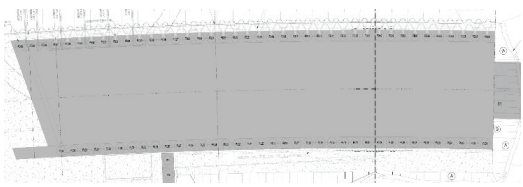
*Slika 21. Prikaz izkopa gradbene jame brez dodatnih ukrepov varovanja, (konstrukcija 10-OK-48)*



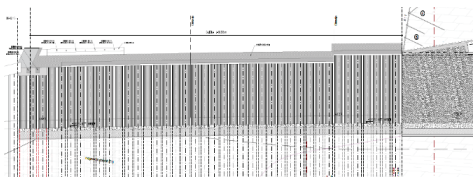
*Slika 22. Prikaz končne izvedbe konstrukcij; na levi strani 10-OK-48 na desni 10-PK-32*

### 3.2.2 *OSNOVNA PROJEKTNA DOKUMENTACIJA PZI SEVERNE GALERIJE PREDORA KONOVO: (PROJEKT TRETJE RAZVOJNE OSI SKLOPA B in H)*

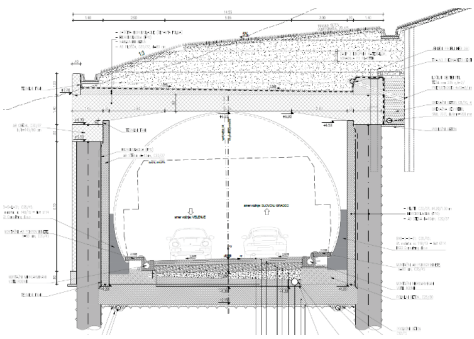
Na severnem izhodnem portalu predora Konovo je med stacionažama km 0+705.025 in km 0+763.42 v dolžini 58.395 m predvidena izvedba **»severne galerije«** v obliki AB-konstrukcije: stropna plošča debeline 80-120 cm podprta na dveh vzporednih linijah pilotnih sten, ki jih tvorijo uvrtani AB-piloti premera 120 cm na medosnem razmiku 150 cm. Pilotne stene so obložene z AB-stenami debeline 40 cm, ki so togo vpete v spodnjo in zgornjo AB-ploščo galerije. Izkop in talna AB-plošča se izvedeta po že izvedeni AB-krovni plošči. Ker je za izvedbo galerije treba pripraviti delovni plato za izvajanje pilotov, so predvideni izkopi do globine 8,0 m, pri čemer se bodo izkopne brežine razgibanega terena izvedle v različnih naklonih v širokem izkopu in po potrebi z različnimi podpornimi ukrepi. V fazi končne ureditve bodo ti vkopi delno ali popolnoma zasuti nazaj.



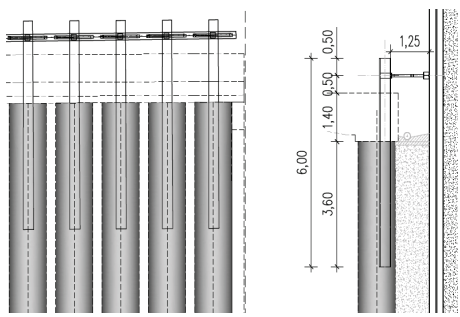
*Slika 23. Tloris severne galerije*



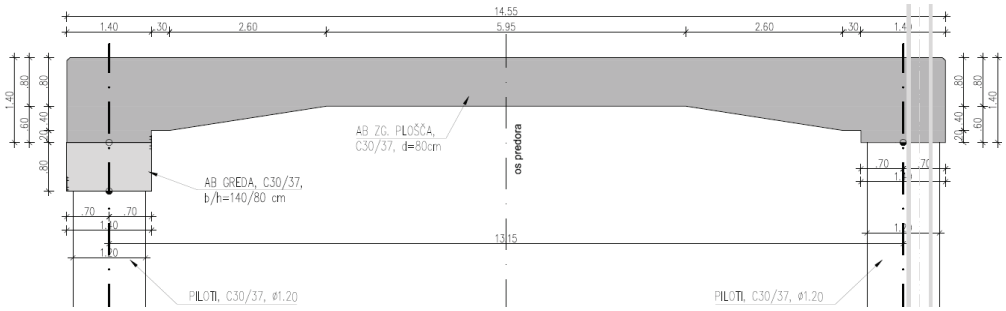
*Slika 24. Vzdolžni prerez severne galerije*



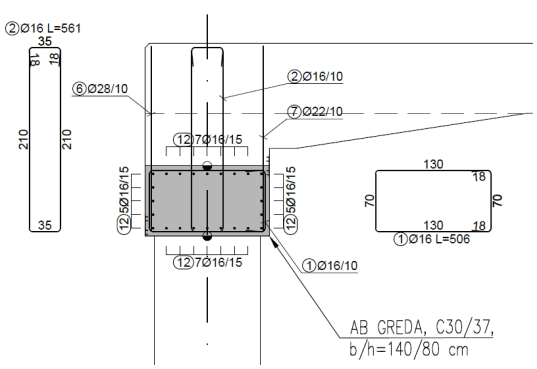
*Slika 25. Prečni prerez severne galerije*




*Slika 26. Detajl varovanja gradbene jame*




*Slika 27. Prečni prerez zgornje AB-plošče severne galerije predora KONOVO*



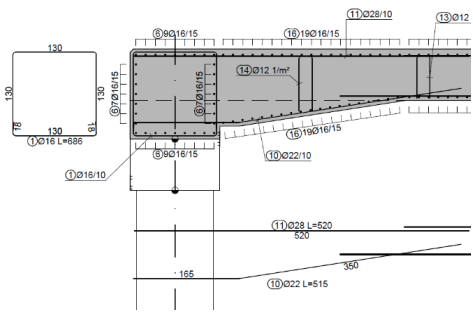

*Slika 28. Armaturni načrt spodnjega dela AB-grede na levi strani objekta*

| Poz. | Oblika in mere [cm] | Ø [mm] | L [m] | n [kos] | L skupaj [m] |
|---|---|---|---|---|---|
| AB greda - levo (1 kos) | | | | | |
| 1 | 130, 18, 70, 70, 18, 130 | 16 | 5.06 | 332 | 1679.92 |
| 2 | 210, 18, 35, 35, 18, 210 | 16 | 5.61 | 565 | 3169.65 |
| 3 | 470 | 16 | 4.70 | 5 | 23.50 |
| 4 | 515 | 16 | 5.15 | 5 | 25.75 |
| 5 | 495 | 16 | 4.95 | 14 | 69.30 |
| 6 | 210 | 28 | 2.10 | 565 | 1186.50 |
| 7 | 210 | 22 | 2.10 | 565 | 1186.50 |

*Slika 29. Izvleček armature spodnjega dela AB-grede*



*Slika 30. Armaturni načrt spodnjega dela AB-grede prve in druge kampade*




*Slika 31. Armaturni načrt zgornjega dela AB-grede in AB-plošče*

V nadaljevanju so opisane korekcije posameznih detajlov projektne dokumentacije, ki so bile usklajene med projektantom, odgovornim inženirjem in izvajalcem del. Korekcije je bilo treba izvesti zaradi zagotavljanja bistvenih zahtev gradbenega objekta, kot so mehanska odpornost in stabilnost, varnost ter druge ključne lastnosti. Na sliki št. 25 je prikazan detajl varovanja gradbene jame, ki se nanaša na razpiranje armiranobetonske (AB) pilotne stene galerije in jeklene zagatne stene. Zaradi poglobljenega izkopa, potrebnega za izvedbo AB-krovne plošče galerije in pripadajoče drenaže na ustrezni globini, je bilo predvideno opiranje jeklenih zagatnic na jeklene profile HEB 360, vgrajene v AB-pilote.

Ker je na AB-krovni plošči predvidena izvedba hidroizolacije (HI), je bilo načrtovano, da se jekleni profili HEB 360 pred polaganjem hidroizolacije, v nivoju zgornjega roba AB-plošče, odstranijo.

Vendar inženirjevi pomisleki glede postopka odstranitve jeklenih profilov velikega prereza v neposredni bližini betonske površine niso zagotavljali zanesljive oziroma ustrezne kakovosti izvedbe. Po mnenju inženirja bi pri vsakem možnem postopku odstranitve prišlo do sproščanja večjih količin toplotne energije, kar bi lahko negativno vplivalo na kakovost betona in nosilno armaturo v obravnavanem območju konstrukcije.

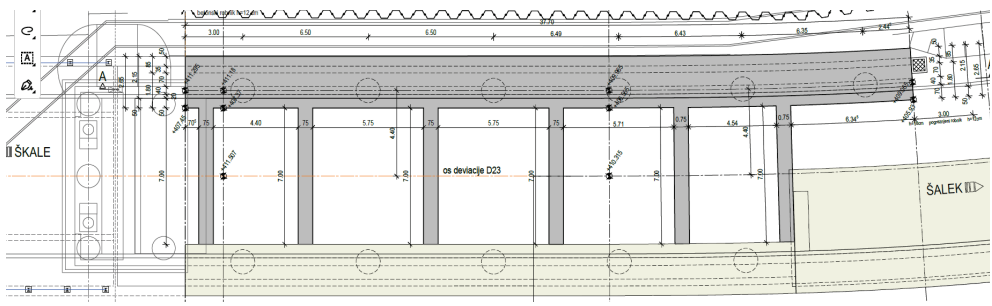
Zaradi navedenih pomislekov je bila predlagana rešitev, da se preverita stabilnost in nosilnost jeklenih zagatnic, če bi bile podprte 60 cm nižje – torej pod zgornjim robom AB-plošče galerije. Odgovorni projektant je izvedel ustrezne preveritve za nov predlog razpiranja, pri čemer so bili doseženi pozitivni rezultati. Na podlagi tega so bili jekleni profili še pred izvedbo armature in betoniranjem AB-krovne plošče galerije vgrajeni na ustrezno (nižjo) višino, s čimer je odpadla potreba po naknadni odstranitvi oziroma rezanju profilov.

Zaskrbljujoč je primer naslednjega neustreznega detajla, ki je bil spregledan v fazi izvedbe s strani vseh udeležencev gradnje – projektanta, izvajalca in nadzornega inženirja. Na sliki št. 27 je prikazana armatura spodnjega dela armiranobetonske grede, pri čemer je razvidno, da je prekinjena zunanja glavna natezna armaturna palica, ki povezuje AB-steno z AB-ploščo (armaturna palica poz. 6, Ø 28 mm/10 cm). Na sliki št. 30 v krovni AB-plošči galerije je dodatno prikazana tudi prekinitev zgornje glavne natezne armaturne palice (poz. 11, Ø 28 mm/10 cm), ki bi se morala neprekinjeno navezati na že vgrajeno armaturo (poz. 6) v spodnjem delu AB-grede.

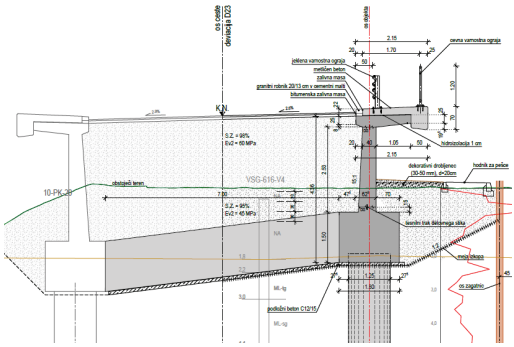
Slika št. 29 prikazuje zaporedne faze izvedbe obravnavane armiranobetonske grede, ki je togo povezana z zgornjo prekladno AB-ploščo galerije. Iz slike je razvidno, da je bila v prvi kampadi glavna natezna armatura izvedena v prekinjeni obliki. V nadaljnjih fazah pa je bila pravočasno nadomeščena z ustrezno obliko armiranja. Načrt armature za drugo kampado je bil pravočasno popravljen, armatura pa izvedena v ustrezni in tehnično pravilni obliki.

### 3.2.3 *OSNOVNA PROJEKTNA DOKUMENTACIJA PZI PODPORNIH KONSTRUKCIJ 10-PK-19 in 10-PK-20: (PROJEKT TRETJE RAZVOJNE OSI SKLOPA B in H)*

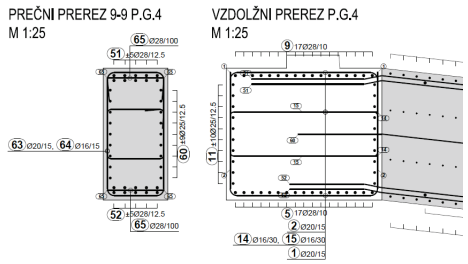
Podporna konstrukcija 10-PK-19 je umeščena na desni strani deviacije 1-23. Deviacija predstavlja dvopasovno cesto s profilom 2 × 3,25 m robnima pasovoma širine 0,50 m in sredinskim ločilnim pasom širine 0,5 m. Na nasprotni, levi strani deviacije je podporna konstrukcija 10-PK-20. Podporna konstrukcija 10-PK-19 se začne v stacionaži deviacije km 0+64.00 in zaključi v km 0+101.98. Objekt je globoko temeljen na uvrtanih armiranobetonskih pilotih premera 125 cm. Dolžine pilotov so prilagojene geološkim razmeram oziroma višini kompaktne podlage.



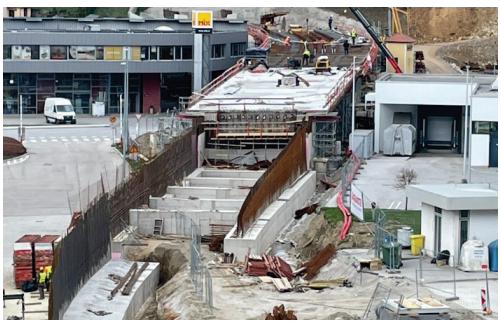

*Slika 32. Tloris konstrukcij 10-PK-19 in 10-PK-20 s prečnimi povezovalnimi AB-gredami*



*Slika 33. Prečni prerez*




*Slika 34. Armaturni načrt glavne AB-grede in prečne povezovalne AB-grede*



*Slika 35. Glavne in prečne AB-grede*



*Slika 36. Dodatna zahteva zasipa*



*Slika 37. Dodatna zahteva zasipa*



*Slika 38. Nepotrebni zob na AB-steni*

AB-temeljne grede obeh podpornih konstrukcij so dimenzij 180/150 cm, medtem ko so prečne povezovalne AB-grede dimenzij 150/75 cm. Iz slik št. 32, 33 in 34 je razvidno, da AB-temeljna greda podporne konstrukcije 10-PK-19 poteka horizontalno, medtem ko je AB-temeljna greda podporne konstrukcije 10-PK-20 izvedena v naklonu. Zaradi tega je izvedba prečnih povezovalnih AB-gred, ki so projektirane v naklonu skladno z višinsko razliko temeljnih AB-gred, bistveno zahtevnejša.

Slika 31 prikazuje osni razmik med prečnimi AB-gredami, ki znaša 6,5 m. Sliki 32 in 38 prikazujeta previs AB-konzolne plošče pod AB-robnim vencem v širini 20 cm na strani zasipa, kar ovira kvalitetno zgoščevanje zasipa oziroma nasipa. Iz slike 33 je razvidno, da je v prečnih AB-gredah prisotna velika količina armature, približno 150 cm², ki lahko prenese natezno silo cca 3000 KN.

**Zaradi navedenega je inženir in izvajalec del že v začetni fazi gradnje na terenu, ob detajlnem pregledu dostavljene projektne dokumentacije PZI, izrazil naslednje pomisleke ter pozval projektanta, da zadevo preuči in poda odgovore oziroma predlaga morebitne nove rešitve:**

- Prekomerna višina prečnih AB-gred lahko negativno vpliva na enakomernost zgoščenosti nasipa, kar posledično lahko povzroči neenakomerne posedke in odstopanja od projektirane nivelete. Dodatni dejavnik tveganja je prehod težkega prometa s togega vozišča viadukta na cestno telo, kjer sta oba dela vozišča čez viadukt in cestno telo v 6-% vzdolžnem nagibu.
- Previs AB-konzolne plošče pod AB-robnim vencem v širini 20 cm na strani zasipa dodatno onemogoča kvalitetno zgoščevanje zasipa oziroma nasipa.
- Prevelika količina armature v prečnih in temeljnih AB-gredah.
- Predlagana je preverba možnosti zmanjšanja prečnega prereza in količine armature v prečnih AB-gredah, s čimer bi se izboljšali pogoji za kvalitetno zgoščevanje nasipa in dolgoročno zagotovila ustrezna niveleta vozišča.

**Odgovori projektanta so bili sledeči:**

- Prečni prerez in količina armature prečnih armiranobetonskih (AB) gred so določeni na podlagi statične analize, v kateri so zajete vse obtežbe skladno z veljavnimi predpisi, pravilniki in tehničnimi specifikacijami. Dimenzije AB-gred in izbrana armatura naj ostanejo nespremenjene – v že določeni obliki in količini.
- Projektant trenutno nima na voljo dovolj časa za ponovno preverbo statične in dinamične analize ter morebitne spremembe že izdelanih in Naročniku predanih načrtov PZI.

**Manjše spremembe, ki so bile dogovorjene in potrjene, so naslednje:**

- Prečne povezovalne AB-grede so ohranile enake dimenzije, vendar so izvedene v horizontalnem položaju, ki je bil ugodnejši za kvalitetno izvedbo. Zgornja in spodnja vrsta armaturnih palic premera 28 mm je zamenjana s palicami premera 25 mm.
- Prostori med vzdolžnimi in prečnimi AB-gredami so zapolnjeni s kamnom ter črpanim betonom nižje kakovosti razreda C10, z namenom zagotavljanja ustrezne cestne podlage.
- Izvedba prve prečne armiranobetonske (AB) grede, predvidene na začetku podporne konstrukcije 10-PK-19 v območju nižjega nasipa, je bila opuščena.
- Zaradi zapolnitve prostorov med vzdolžnimi in prečnimi AB-gredami s kamnom in črpanim betonom razreda C10 je nastala toga betonska konstrukcija, ki je bila – za zagotovitev ustreznega prehoda na cestni nasip – povezana z modificirano AB-prehodno ploščo.

Spodaj prikazani primeri ponazarjajo določene pomanjkljivosti vseh udeležencev v gradbenem procesu ter potrjujejo dva dobro znana pregovora, ki ju je – v duhu skupne ustvarjalnosti – smiselno razumno upoštevati in spoštovati. Pregovora sta:

- Kdor dela, ta tudi greši; kdor ne dela, niti ne more grešiti.
- Vsak še tako napreden tehnološki proces ali drug dosežek, ki je v vsakdanji uporabi, je mogoče še dodatno izboljšati.

Posebej velja poudariti, da so v prispevku prikazani primeri slabe prakse z namenom ozaveščanja vseh udeležencev gradnje o tovrstni problematiki. Cilj je, da vsak na svojem področju čim prej uvede ukrepe, ki bodo pripomogli k odpravi pogosto ponavljajočih se pomanjkljivosti ter k nadaljnjemu razvoju in izboljšavam obstoječih tehnologij sodobne gradnje.

Na podlagi prikazanega je treba izpostaviti tudi dejstvo, da v celotnem procesu gradnje pogosto prihaja do – včasih utemeljenih, včasih pa neupravičenih – medsebojnih obtožb med udeleženci gradnje. Pogosto so tarča projektanti, saj jih izvajalci obtožujejo, da so slabi projekti glavni vzrok za težave pri izvedbi del. Po drugi strani pa so včasih tarča izvajalci, na katere projektanti in nadzorni inženirji prelagajo krivdo zaradi neustrezne priprave dela, ki pa je osnovni pogoj za kakovostno izvedbo pogodbenih del skladno z izdelano projektno dokumentacijo (PZI).

**V prispevku zaradi velike količine niso omenjeni številni izdelki in dosežki, ki so nedvomno vredni priznanja in pohvale za vse udeležence gradnje.**

Na primer, pri projektantu, ki pripravlja celoten projekt za daljši odsek avtoceste na zahtevnem geološko-geomehanskem območju z velikim številom tako zahtevnih kot tudi manj zahtevnih objektov, je neizogibno, da občasno pride do manjših napak. Tovrstne napake je treba razumeti in jih v nadaljnjih fazah projekta strokovno ter spoštljivo odpravljati – v sodelovanju vseh vpletenih strani. Žal pa reševanje manjših napak, nastalih v fazi izdelave projektne dokumentacije PZI, v fazi izvedbe pogosto ne poteka v duhu spoštljivosti in strokovnosti, kar v določenih primerih negativno vpliva na kakovostno in racionalno nadaljevanje gradnje. Enako velja za izvajalca del, nadzornega inženirja ter naročnika – vsi imajo za sabo številne uspešno izvedene projekte, kar vsekakor zasluži priznanje. Vendar ne moremo prezreti primerov slabe prakse, opisanih v tem prispevku, saj ti po nepotrebnem povzročajo dodatne zaplete, porabo energije in pogosto tudi dodatne finančne stroške.

Zaradi vsega navedenega je inženir mnenja, da so ključni ukrepi za zmanjšanje napak vseh udeležencev v gradbenem procesu naslednji: takojšnje delovanje z večjo mero etične, moralne, strokovne in v skrajnem primeru tudi **finančne** odgovornosti, ki se lahko izrazi v obliki sankcij. V nadaljevanju je nujen takojšen pristop k ustrezni in kakovostni vzgoji ter izobraževanju vse od predšolske vzgoje do najvišjih stopenj izobraževanja, ne glede na vrsto poklica. Delovni kader je treba usposabljati glede na potrebe in obseg, ki jih narekujejo sodobni delovni procesi v gospodarstvu. Delovne procese bi morali izvajati v čim večji meri z domačo opremo in lokalno delovno silo, ki mora biti ustrezno usposobljena in dovolj motivirana. Hkrati je treba postopoma zmanjševati število **inženiring organizacij**, ki negativno vplivajo na razvoj lastnega kadra in tehnološke opremljenosti. Po trenutni oceni inženirja gradbeništvo temelji predvsem na podizvajalcih oziroma manjših delovnih organizacijah, ki zaradi svoje omejene velikosti pogosto ne morejo zagotoviti zadostnega števila kvalificiranih strokovnjakov in potrebne tehnološke opreme za uspešno izvedbo projektov. Zaradi tega se na številnih gradbiščih še vedno uporablja zastarela tehnologija in nekvalificirana delovna sila, kar močno otežuje ali celo onemogoča doseganje zahtevane kakovosti izvedenih del.

## 4. ZAKLJUČEK

Zaradi ponavljanja problematike iz leta v leto je najbolj enostavno ponoviti in prikazati misel inženirja, ki je bila podana pri 38. zborovanju gradbenih konstruktorjev Slovenije leta 2016, (Đurić, Ferlinc, Belak).

S prispevkom želimo opozoriti na pomanjkljivosti, ki so posledica nezadostno strokovnega in pomanjkljivega izvajanja nalog različnih udeležencev v celotnem procesu graditve. Poleg opisa teh pomanjkljivosti podajamo tudi svoj pogled na vzroke za njihov nastanek. Pri tem naš namen nikakor ni kazanje s prstom na posameznike ali organizacije, temveč želimo predstaviti analizo stanja ter predloge izboljšav, s katerimi upamo prispevati k večji uspešnosti vseh udeleženih. Kot dva splošna in hkrati ključna vzroka izpostavljamo uporabo kriterija najnižje cene pri izbiri najugodnejšega ponudnika ter nerealno kratke izvedbene roke za posamezne faze gradnje. Takšen pristop že v izhodišču zmanjšuje pomen strokovnosti in kakovosti izvedbe. Pogosto se v procesu graditve premalo zavedamo svoje odgovornosti pri ravnanju z javnimi sredstvi. V tem kontekstu opažamo tudi pomanjkanje učinkovitih mehanizmov, ki bi preprečevali delovanje posameznikov, ki s svojim nekakovostnim in neetičnim delom dolgoročno škodujejo ugledu stroke in povzročajo gospodarsko škodo. Inženirska stroka bi morala večjo pozornost nameniti krepitvi etičnih standardov in profesionalnega ravnanja. Za doseganje gospodarne in kakovostne gradnje je ključno učinkovito sodelovanje med vsemi udeleženci v vseh fazah projekta. To vključuje hitro, jasno in kakovostno izmenjavo informacij. Pri tem je nujna visoka stopnja strpnosti, medsebojnega razumevanja in konstruktivnega dialoga. Različna strokovna mnenja ne smejo biti ovira za sodelovanje, temveč priložnost za oblikovanje logičnih in argumentiranih rešitev, ki vodijo k skupnemu cilju.

## 5. LITERATURA

[1] Projekti domačih in tujih projektivnih birojev

[2] Spremljanje dogodkov v fazi operativne izvedbe in vzdrževanja tovrstnih objektov

Julien MERCIER[1], Antoine CARRY[2], Miha MARAŽ[3],

# TENSHIELD – A LOW CARBON CEMENT FREE FILLER FOR POST TENSIONING TENDONS

**Summary**

The construction industry is responsible for about 10% of greenhouse gas emissions, with concrete alone accounting for nearly 52%. Prestressing, an innovation from the early 20th century, reduces the carbon footprint of structures by saving concrete and enhancing durability, which depends on protecting prestressing steel from aggressive environments.

Prestressed concrete using post-tensioning currently employs conventional CEM I cement grout, impacting the carbon footprint. Freyssinet offers a low-carbon, cement-free alternative for injecting prestressing tendons, addressing the progressive disappearance of CEM I cement products due to their high carbon cost. Tenshield, developed with Gustave Eiffel University, is a cement-free filling product that ensures durability and reduces the carbon impact of prestressing systems by approximately 50%, in line with the French law on energy transition for green growth and other European approaches to reduce fossil fuel consumption and greenhouse gas emissions by 30-40% by 2030.

**Key words**: *Post-tensioning, filler, durability, carbon, emissions, performance, Cement*

## Tenshield – nizko-ogljična injekcijska masa za prednapete kable brez cementa

**Povzetek**

Gradbena industrija je odgovorna za približno 10% emisij toplogrednih plinov, pri čemer beton sam prispeva skoraj 52%. Prednapenjanje, inovacija iz zgodnjega 20. stoletja, zmanjšuje ogljični odtis konstrukcij z varčevanjem z betonom in izboljšanjem trajnosti, ki pa je odvisna od zaščite prednapetega jekla pred agresivnimi vplivi okolja.

Za zaščito kabelske armature se trenutno uporablja konvencionalno cementno injekcijsko maso na bazi cementa tipa CEM I, kar vpliva na visok ogljični odtis. Freyssinet ponuja nizko-ogljično, alternativo za injektiranje prednapetih kablov brez uporabe cementa, s čimer se odziva na postopno opuščanje izdelkov iz cementa CEM I zaradi njihovega visokega ogljičnega odtisa. Produkt Tenshield, razvit v sodelovanju z Univerzo Gustave Eiffel, je injekcijska masa brez cementa, ki zagotavlja trajnost in zmanjšuje ogljični odtis prednapetih sistemov za približno 50%, skladno s francoskim zakonom o energetski tranziciji za zeleno rast ter drugimi evropskimi pristopi k zmanjšanju porabe fosilnih goriv in emisij toplogrednih plinov za 30–40 % do leta 2030.

**Ključne besede:** prednapenjanje, injekcijska masa, trajnost, ogljik, emisije, zmogljivost, cement

## 1. BACKGROUND AND OBJECTIVES

In the field of engineering structures, civil engineering and prestressed concrete buildings, the injection or filling of adherent internal prestressing ducts with cement grout is the most commonly used technique to ensure corrosion protection of prestressing reinforcement (made of high-strength steel). This method was also used for the injection of external prestressing tendons until the end of the 90s and was banned in France at the beginning of 2000 due to certain now well-known reinforcement corrosion pathologies.

[1] Freyssinet International / Product Leader, julien.mercier@freyssinet.com
[2] Freyssinet International / Product Leader, antoine.carry@freyssinet.com
[3]Freyssinet Adria / Head of technical department, miha.maraz@freyssinet-adria.si

Prestressing steels must be well protected against corrosion to ensure their durability over time. The observations made on certain broken external prestressing tendons show a progressive corrosion of the steel at the places where the grout is lacking, either by its composition or by the quality of the filling, depending in particular on the profile. For cement grouts, the absence of filling or the formation of white paste generally results from a lack of stability (filtration, sedimentation) of the product or from filling imperfections during the injection operation.

The current use of cement grouts presents the following challenges:

- **Injection Challenges:** Difficulty in achieving proper injection due to variations in rheology, product stability, the grout profile, and potential filling imperfections.
- **Rheology Variability:** Fluctuations in rheology caused by differences in cementitious sources and storage conditions.
- **Supply and Environmental Concerns:** A dwindling supply of CEM I, which is expected to be phased out by 2030, combined with the fact that cement production accounts for 10% of global $CO_2$ emissions.

This state of the art presents several key challenges:

- **Enhancing Injection Quality:** improve the quality and precision of injections to minimize the risk of future pathologies in prestressing tendons, thereby ensuring the long-term durability of structures.
- **Reducing Carbon Impact:** Significantly lowering the carbon footprint of materials used in civil engineering, particularly for filling prestressing ducts, by adopting alternative materials to CEM I and increasing the overall durability of structures.

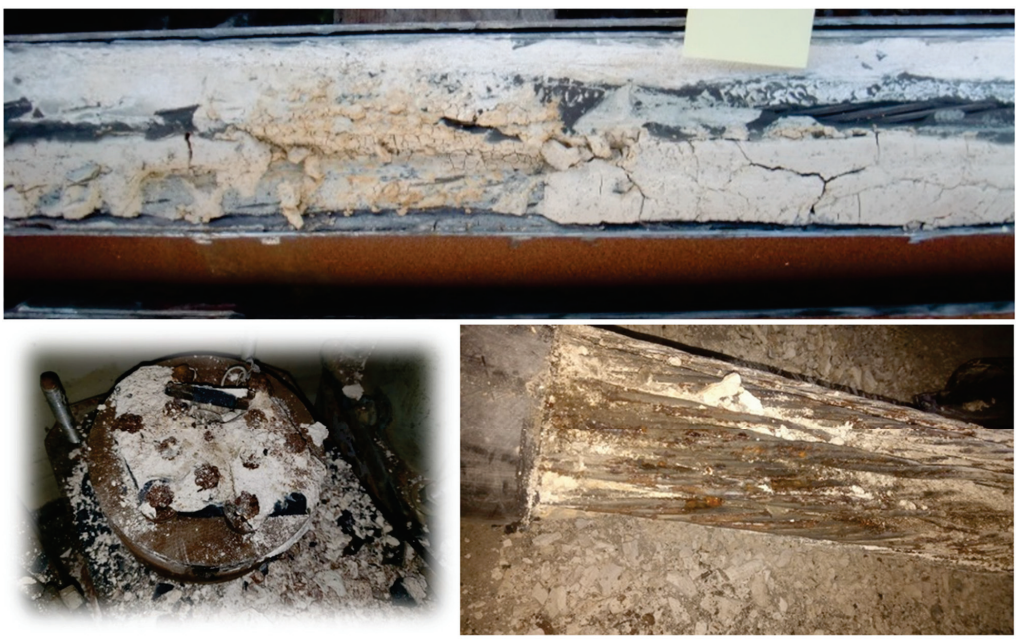


*Figure 1: Examples of filling defects and formation of white paste on tendon filled with cement grout*

### 1.1 Proposed alternative solution

Freyssinet, in collaboration with Université Gustave Eiffel (UGE), wanted to anticipate and propose an alternative solution to cement grout to facilitate and control the injection operations of prestressing

reinforcement with a significantly reduced carbon impact. To do this, the technical teams have developed a new cement-free tendon protective product called "Tenshield".

It is a material from the geopolymer family, described as an alkaline binder and produced from calcined clays and industrial process residues. A reaction similar to aluminosilicate gels between silica and aluminium polyacids in an alkaline medium is obtained after kneading the powdered constituents with a liquid activator solution by means of a turbo mixer.

The product developed aims to meet the following major conditions:

a) Filling the ducts: this must be done without entraining or trapping air in the duct, particularly in high points or behind anchors, while maintaining as much as possible the means and practices of implementation on site for cement grout
b) Fluidity: It must be fluid enough to be pumped and conveyed in hoses, must remain stable (low sedimentation) and homogeneous (no free water) before and during setting (control of bleeding, sedimentation and filtration through tendon harness)
c) Hardened grout: It must be chemically stable and protective of the steel tendons during the service life of the structure.

These three points are contradictory elements for the formulation of a grout and require a formulation compromise to guarantee the high level of protection of the tendons and the transmission of forces during the life of the structure.

## 2. FORMULATION AND LABORATORY EVALUATION

### 2.1 Formulation

A total of fifty different formulas were evaluated in order to find the best compromise between fluidity, mechanical resistance, practical duration of use (DPU) and cost. The variable parameters are the nature of the components, their origin, their mixing ratio, the level of fineness of the powders. At the end of this preliminary phase, a main formula makes it possible to obtain the best compromise and is retained for the continuation of the study and complete characterization according to EN445 and EN447.

### 2.2 Characterization according to cement grout standards for prestressing

The analysis carried out according to EN445 and EN447 (ref. [5] and [6]) distinguishes between tests on fresh (fluid) product and those on cured product.

Tests carried out on fresh product:

- Marsh cone flow tracking diam.12.5mm*
- Penetrant testing and volume change on 1m tube (wick test)
- Injection of an inclined tube

*Note: an adaptation to the standard is necessary due to the different rheological nature of Tenshield compared to CEM1 cement grout. A Marsh cone diameter 12.5mm is recommended for these tests.

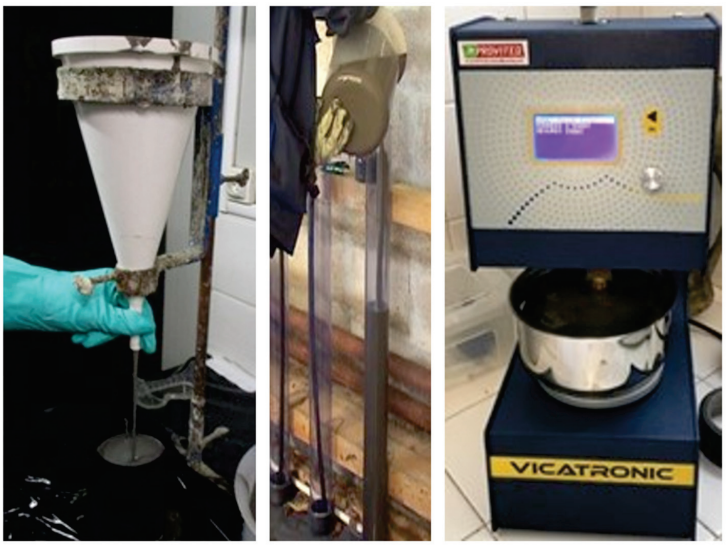



*Figure 2: Illustrations of the tests carried out on fresh product*

Tests on cured product:

- Mechanical strength in bending / compression on 4x4x16 specimen, after 7 and 28 days
- Shrinkage measurements on 4x4x16 specimen after 28 days

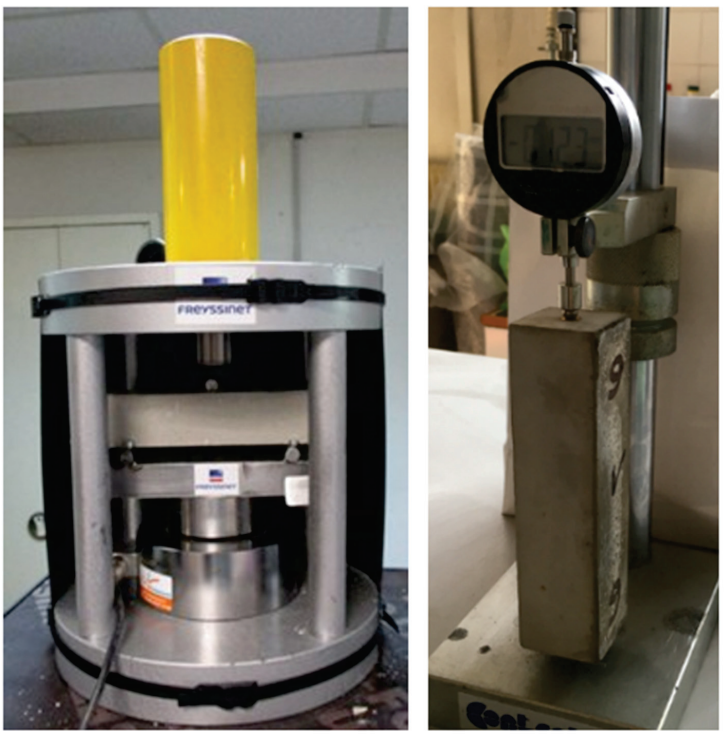



*Figure 3: Illustrations of the tests carried out on cured product*

The results obtained on the selected formula are as follows.

*Table 1: Main result obtained on fluid product*

| Property | Result | Test method |
|---|---|---|
| Fluidity at 20°C (Marsh cone flow time) | 30s ≤ t0 ≤ 45s, t2h ≤ 60s | EN 445 Marsh Cône (Ø12.5mm) |
| Bleeding at 20°C | ≤ 0.3% after 1 hour and 3 hours | EN 445 – 1m tube |
| Inclined tube | Void at 24 hours <0.3% of the initial volume of grout | EN 445 – inclined tube |
| Volume change | -1%≤ volume change ≤0% after 1 hour, 3 hours and 24 hours | EN 445 - 1m tube |

*Table 2: Main result obtained on cured product*

| Property | Result | Test method |
|---|---|---|
| Flexural strength | ≥ 4 MPa | EN 445 |
| Compressive strength | ≥ 25 MPa at 28 days | EN 196-1 – 1m tube |
| Absorption by capillary action | < 1.0 g/cm² | P18-364 |
| Withdrawal | < 2800µm/m | EN 445 - 1m tube |

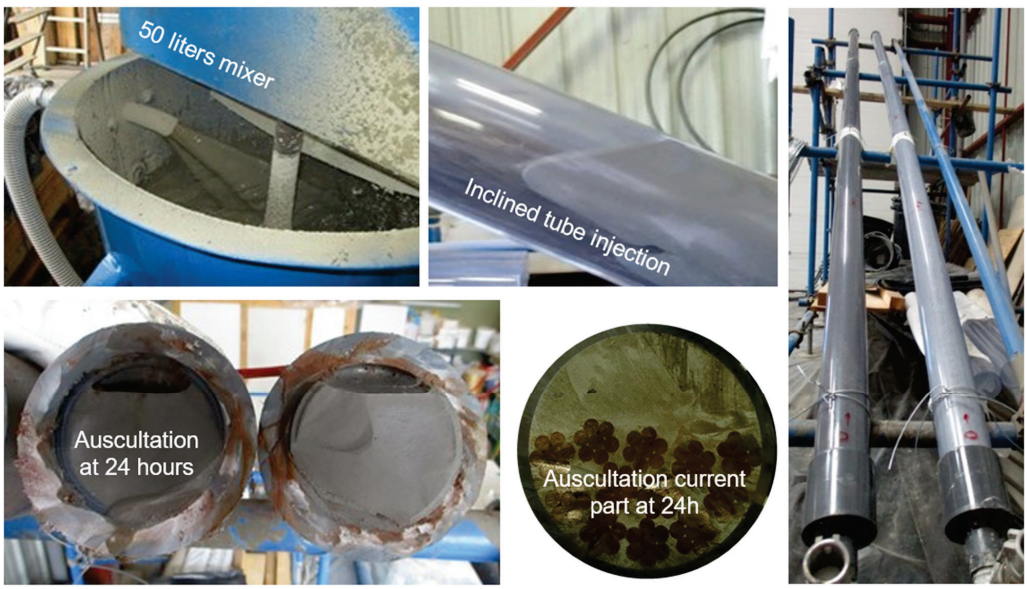



*Figure 4: Inclined tube test illustrations*

Inclined tube injection:

The main observations and conclusions are as follows and demonstrate compliance with the criteria of the EN447 standard:

- 2 minute injection time, with no pressure build-up due to lower product fluidity
- Very good filling of the tendon observed after auscultation at 24 hours in the running part and over the entire length as well as at the high point, with a measured void of only 4 ml well below the limit criterion of the standard, and lower than the result obtained in cement

grout (10 to 20 ml).

The various results obtained appear to be in accordance with the performance requirements of the EN445 and EN447 standards. The injection capability at scale 1 and characteristics after curing are also demonstrated.

### 2.3 Tendon protection capacity

Stress corrosion is a special type of corrosion that can occur when three factors act synergistically: mechanical stress, environment, and material sensitivity. The Slow Strain Rate Testing (SSRT) , although more severe and far from service conditions, has the advantage of being more discriminating and richer in measured mechanical parameters (Rm, Agt, constriction, comparison of the test environment condition and air).

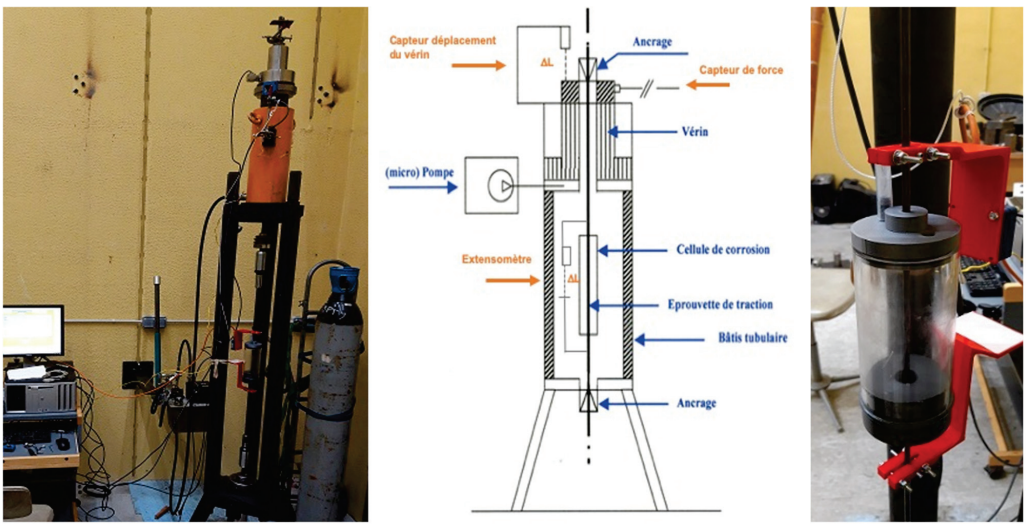



*Figure 5: SSRT frame and corrosion cell*

The test is carried out on a specific test frame consisting of a rigid tubular structure with a cylinder at the top. The deformation rate chosen is 5.10-7 s-1, based on the NF A05-304 standard and is within the range of usual speeds in slow traction (10-5-10-7 s-1), as already considered in studies [1] to [3]. A prestressing strand wire is immersed in the solution using a corrosion cell.

A comparison is made between 4 different environments, proposed following an ICP analysis of the different grouts, with 3 tests for each:

- Reference with air
- CEM1 Synthetic Reference Solution: pH = 12.6 / NaOH and Na2SO4
- Tenshield synthetic solution: pH =13.2 / NaOH and Na2SO4
- Very high pH solution: pH=13.9 / NaOH and Na2SO4 (*)

(*) This last solution at very high pH is proposed to represent a Tenshield solution that would not have undergone carbonation (the most unfavourable envelope case).

An analysis of the fracture surface of the steel is also carried out at the end of the tests.

The results and observations are as follows.

*Table 3: Mechanical results of SSRT tests*

| Solution | pH | Fmax (kN) | Agt (%) | Z (%) |
|---|---|---|---|---|
| Reference (air) | -- | 45.61 | 5.38 | 17 |
| CEM1 cement | 12.6 | 44.88 | 5.05 | 22 |
| Tenshield solution | 13.2 | 45.29 | 5.45 | 22 |
| Very high pH | 13.9 | 45.10 | 5.22 | 25 |

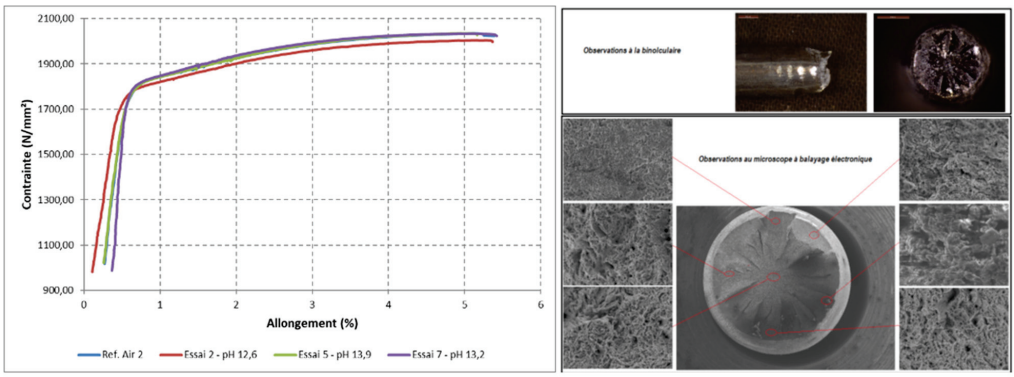



*Figure 6: Typical SSRT curves and microstructural observations*

For all tested and representative solutions of Tenshield grout and CEM1 cement grout, the mechanical characteristics of the wires (strength, elongation at break and striction) are not affected. The fractures are all of ductile type with cup and cone and no brittle areas are observed, even at the microscopic scale.

Thus, it can be deduced that the different solutions evaluated have no harmful influence on prestressing steels in the case of a "standardized" SSRT test (given deformation rate, oxygen-free medium, ambient temperature) conducted under conditions close to those recommended in the NF A05-304 standard for the certification of prestressing reinforcement.

## 3. SCALE 1 MODEL AND ANCHORING CAPACITY

A scale 1 test was carried out at the UGE Nantes on a 5T15S tendon in a 45meters long HDPE sheath to verify the adhesion behaviour of prestressing reinforcement, in addition to the work carried out in 2021-2022 with the ASFA [4].

One cable is injected with Tenshield grout and compared to control cable injected with CEM1 cement grout. After hardening, a mechanical cut of the stranded wires in the central part is carried out to simulate degradation resulting from corrosion. The cutting is progressive strand by strand, with gradual cutting wire by wire on 1 strand until it breaks, then on another strand, until the cable breaks. Then an analysis of the evolution of tension and transfer of force and re-anchoring capacity is carried out.

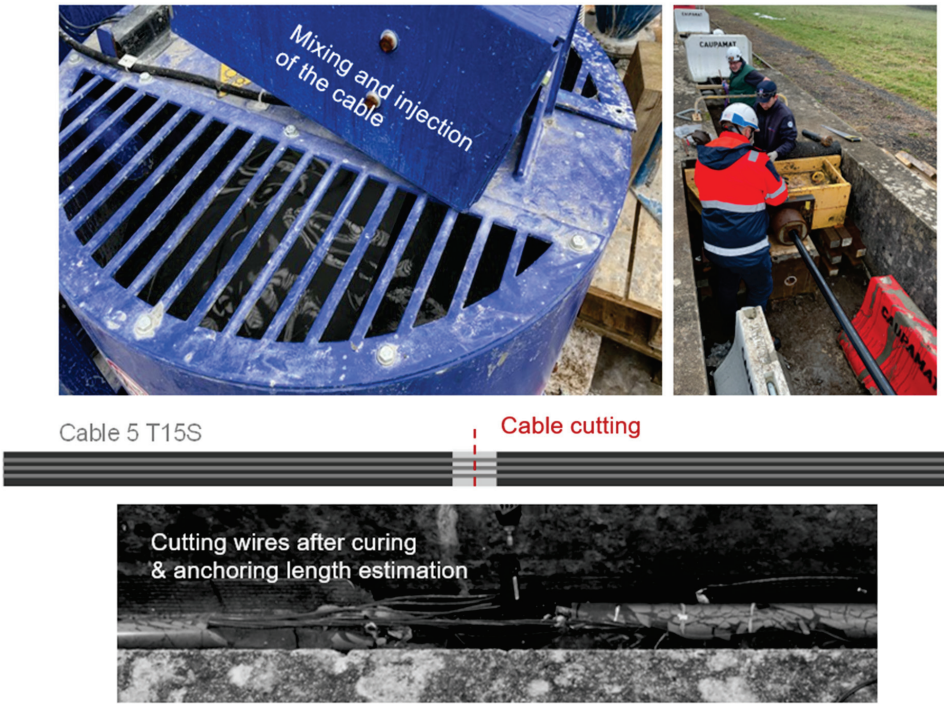



*Figure 7: Injection operation and cutting of strand on 45m long cable*

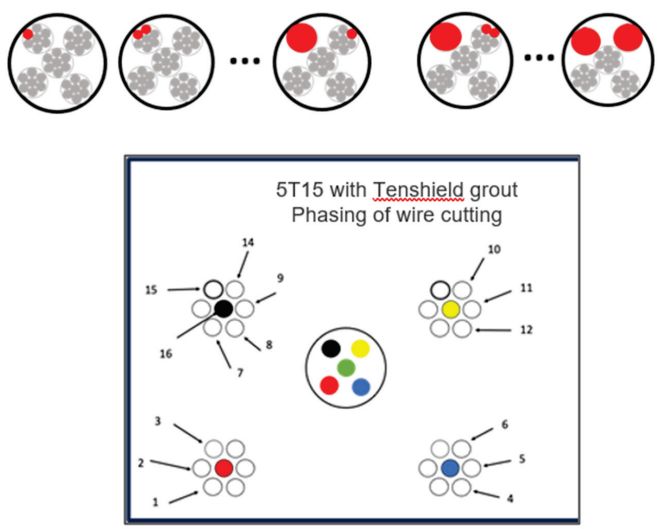



*Figure 8: Cutting phasing of the cable*

The evolution of tension in the cable as a function of the progressive number of wires cut is shown in the following graph.

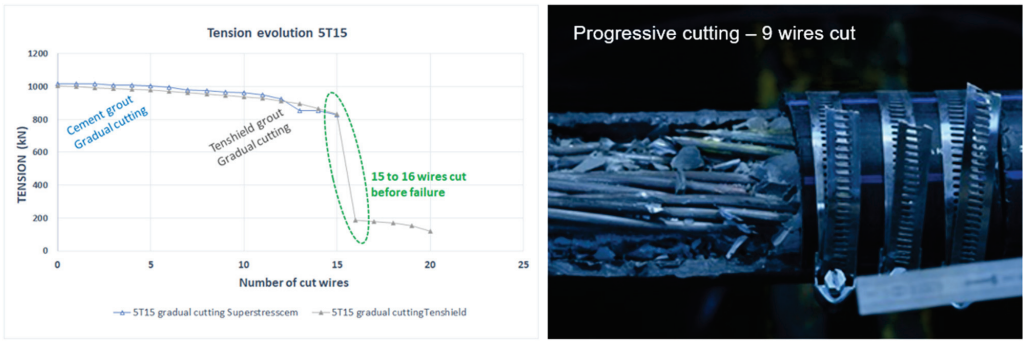



*Figure 9: Results of measurements during wire cutting*

The measurements lead to the following conclusions:

- - The behaviour is similar between cement grout and Tenshield grout.
- - The transfer of forces following the breakage of 1 wire is done on the entire cable and not only on the strand concerned.

## 4. PILOT PROJECT – ILE DE RE BRIDGE

The solution was implemented on the Ile de Ré bridge (France) in 2022 with the injection of a 170-meters-long pilot external prestressing tendon made up of 16 sheathed strands greased in a Φ110mm diameter sheath (previously injected before tensioning). The processing capacity and filling quality were thereby demonstrated using the same mixing equipment and compared to the state-of-the-art in cement grout technology.

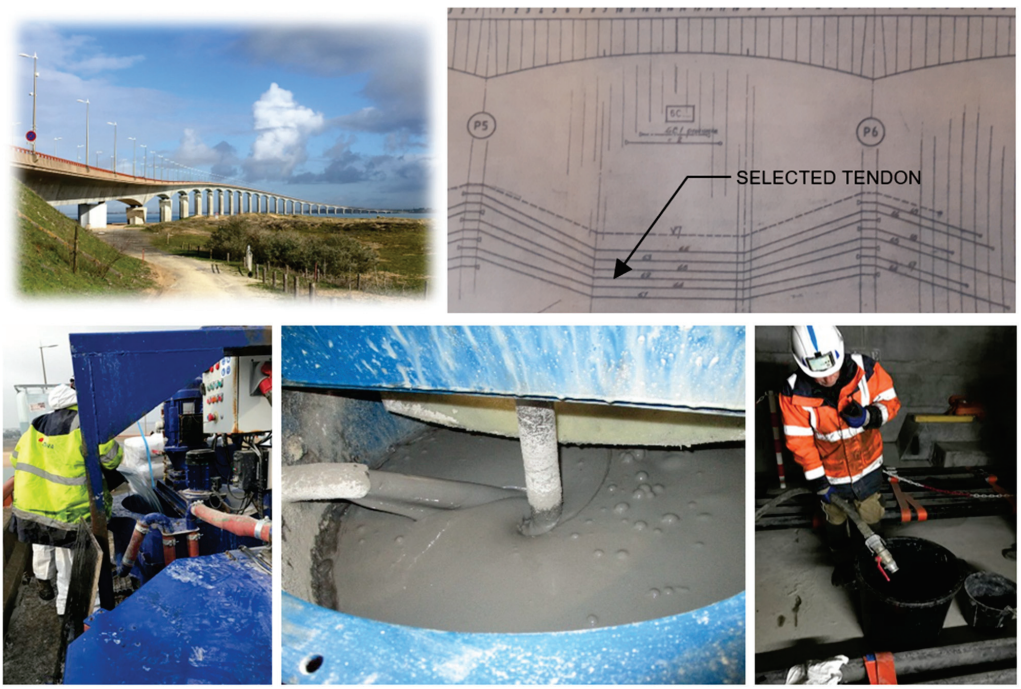



*Figure 10: Injection on the Ile de Ré bridge*

The injection with a total volume of 700 litters was successfully carried out, with a duration of

approximately 29 minutes. This confirmed the following:

- Tenshield grout allows the injection of long prestressing ducts.
- The pressure at the end of the injection obtained at the inlet of the pipe (7 bar) is compatible with the available pumping means.
- The type of mixer and pump used for the injection of cement grout is compatible with the production of the Tenshield.

## 5. ENVIRONMENTAL SCAN

An Environmental Data Sheet was produced to estimate the environmental impact of the Tenshield solution and compare it to a CEM1 grout solution. It integrates the entire life cycle with the raw materials part, transport, energy and production. It is estimated from raw material suppliers' data as well as from the Ecoinvent 3.6 and One Click LCA databases, in accordance with the EN 15804+A2 and ISO 14025 standards.

It appears a significantly improved CO2 balance compared to a CEM1 cement grout solution, by 40 to 60% depending on the production sites and transport distances in particular.

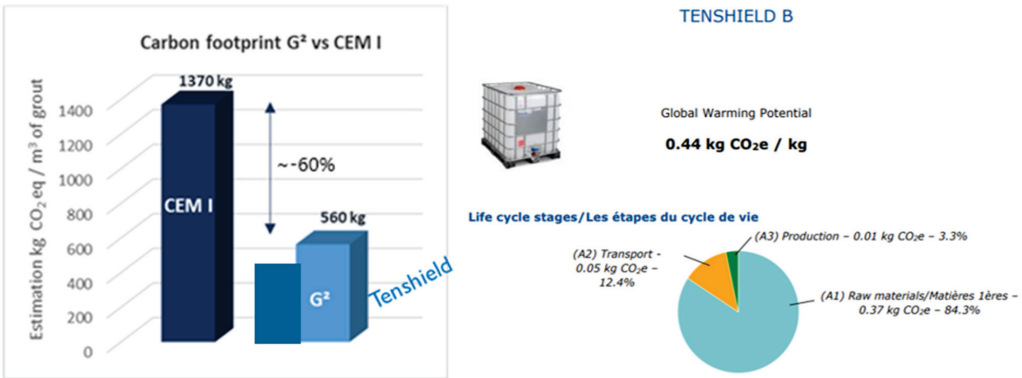



*Figure 11: EPD analysis for Tenshield vs CEM1 cement grout comparison*

## 6. DURABILITY AND LONG-TERM EVALUATION

An experiment started on nov.2024 on a scale 1 model on three 10-meters-long beams prestressed and injected with grout. Each beam is prestressed by 2 tendons 5C15 with a layout representing high points and deviations. For each beam, one tendon is injected with Tenshield and the other with CEM1 grout.

Multiple instrumentation is set up on each beam (optical fibres, corrosion monitoring, temperatures, vibrating wire, etc.) to allow monitoring for a period of 5 years the evolution of the characteristics of the beams, tendons and filling grouts. A total of 25 sensors or measuring devices per beam and 30 destructive tests are installed.

The beams are exposed to real environmental conditions on-site, with specific singular points designed to allow saltwater infiltration, thereby accelerating the aging process.



*Figure 12: Implementation and injection of Tenshield and cement grout*

After 6 months of natural ageing, it appears that passivation of steel strand is effective for both cables and grouts. The values of potential are similar for both cables, around -400 mV.

The pH appears also to be similar to the initial stage. No damage nor visible crack are observed on the beam after 6 months of ageing.

Further investigations will be performed in November 2025 after 1 year of ageing to confirm these first observations.

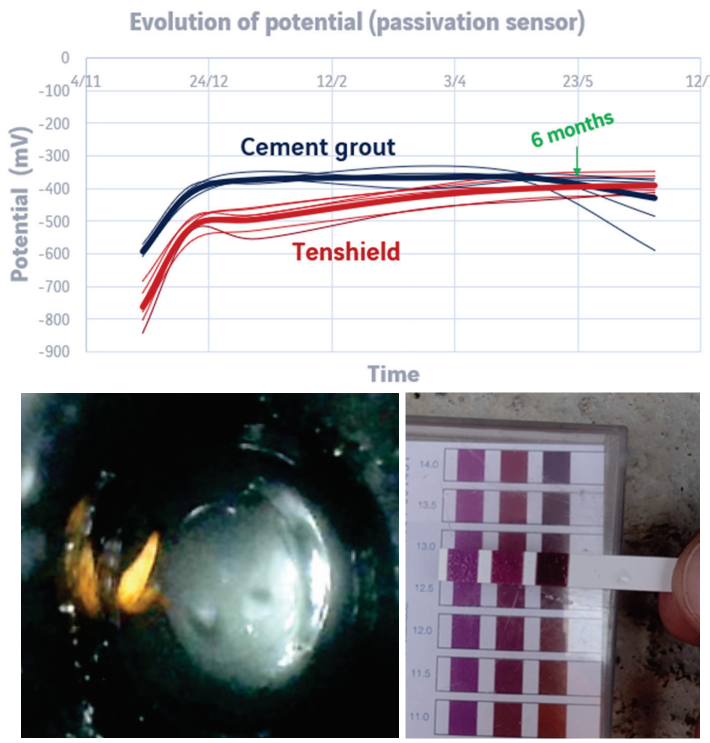



*Figure 13: Evolution of potential of steel tendon for Tenshield and cement grout cables, and pH control in high point of cables*

## 7. CONCLUSIONS

By transposing the EN445, EN446 and EN447 standards for cement grouts, the Tenshield solution was evaluated in terms of production, injectability and performance after curing, on a laboratory scale and then on scale 1 model. Finally, a pilot project has been carried out on the Ile de Ré bridge on a long tendon. Offering a 40 to 60% reduction in terms of CO2 equivalent compared to a conventional cement grout, while guaranteeing a regular and controlled injection of the pipes, effective protection of the reinforcement against corrosion and the satisfactory sealing of the tendon to the sheath, Tenshield appears to be a suitable solution to reduce the carbon impact of civil engineering structures. The next operations are planned for 2025 on building and engineering applications as part of the CIRR project labelled in 2023 by Cerema.

## 8. REFERENCES


[1] A. Raharinaivo, L. Gaillet, *Towards a new stress corrosion test applicable to prestressing steels*, COST 534 Meeting, Milan, 26-27 November 2006

[2] E. Blactot, L. Gaillet, T. Chaussadent, *Investigation of some parameters on stress corrosion cracking of steel in prestressed concrete structures*, EUROCORR 2008, Sept. 2008, Edinburgh.

[3] NF A05-304 mars 2019 : *Aciers à haute résistance pour ouvrages de génie civil - Évaluation par l'essai de traction lente de l'effet fragilisant d'un milieu*

[4] Y. Jeanjean, L. Gaillet, J. Aparicio, *Etude expérimentale de rupture de câbles de précontrainte injectés au coulis de ciment : le réancrage Colloque Le Pont 2022*

[5] NF EN445 Grout for prestressing tendons - Test methods

[6] NF EN447 Grout for prestressing tendons - Basic requirements

[7] ETAG 013, Guideline for the European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures.

Rok MLAKAR[1], Jernej MAHER[2], Viktor MARKELJ[3]

# NOVI MOST ZA PEŠCE IN KOLESARJE PRI ŠPICI V CELJU

**Povzetek**

V prispevku sta predstavljena projekt in izvedba novega mosta za pešce in kolesarje čez Savinjo, pri Špici v Celju. Most, ki je zgrajen v okviru ureditev DKP G13 Ljubljana – Kamnik – Vransko – Celje, odsek Vransko – Celje, na območju mestne občine Celje, je tudi največji premostitveni objekt na tem delu trase DKP. Z načrtovanjem mostu na Špici smo začeli ob koncu leta 2019, zgrajen, dokončan in predan prometu pa je bil junija 2025. Most na Špici ni le del daljinske kolesarske povezave, ampak je tudi pomembna pridobitev za samo mesto Celje, kot nova povezava rekreacijskih območij vzdolž obeh bregov reke Savinje, na zahodnem obrobju mestnega jedra in dodaten turistični ter razvojni potencial v širšem lokalnem okolju.

Investitor in naročnik projekta je Direkcija Republike Slovenije za Infrastrukturo, projektant mostu je inženirski biro Ponting d.o.o., generalni izvajalec del VOC Celje d.o.o., izvajalec jeklene konstrukcije pa BS VAR d.o.o. iz Maribora.

**Ključne besede**: most za pešce in kolesarje, jeklene konstrukcije, Celje, Savinja, DKP-daljinska kolesarska povezava.

## New pedestrian and cyclists bridge at Špica in Celje

**Summary**

This paper shows the design and construction of a new pedestrian and cyclist bridge over the Savinja River, located at Špica in Celje. The bridge, constructed as part of the DKP G13 Ljubljana – Kamnik – Vransko – Celje long-distance cycling route, section Vransko – Celje, represents the largest bridge structure along this section of the route. The Špica Bridge project was initiated at the end of 2019, and the bridge was completed and opened to the public in June 2025. Beyond its function as an integral element of the long-distance cycling route, the bridge also constitutes a significant urban improvement for the city of Celje, establishing a new connection between the recreational areas on both banks of the Savinja River, at the western edge of the city center , and offering additional tourism and development potential for the broader local area.

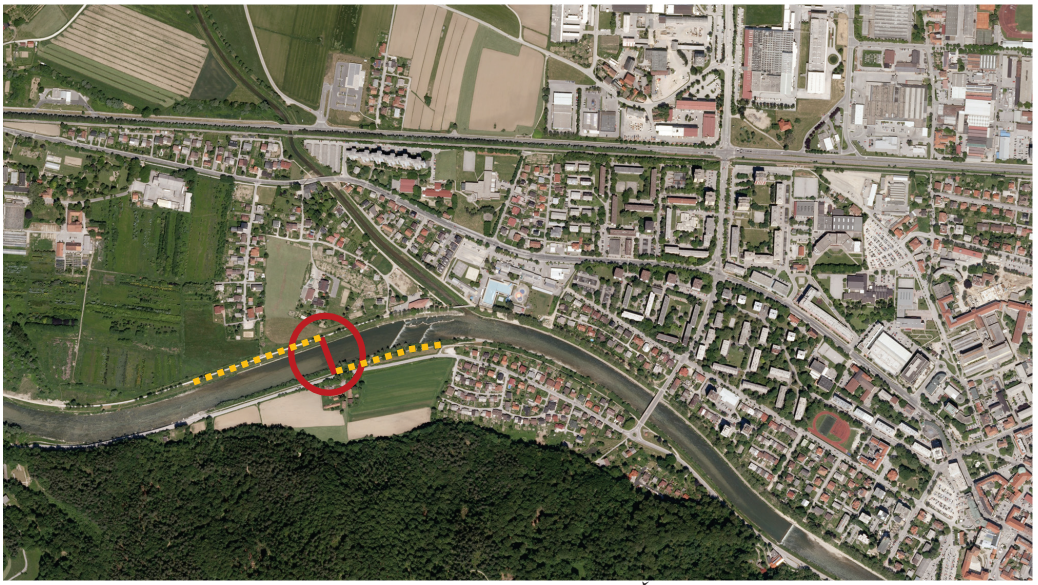
The Client and Investor of the project is the Directorate of the Republic of Slovenia for Infrastructure. The bridge was designed by the engineering consultancy Ponting d.o.o., the main contractor was VOC Celje d.o.o., and the steel superstructure was fabricated and installed by BS VAR d.o.o. from Maribor.

**Key words:** pedestrian and cyclist bridge; steel structure; Celje; Savinja River; DKP – long-distance cycling route.

## 1. UVOD

Izgradnja novega mosta preko Savinje na Špici v Celju, je del povezave za kolesarje in pešce na daljinski kolesarski povezavi DKP G13. Trasa DKP G13 na odseku Celje – Šempeter, na območju premostitve Savinje pri Špici v Celju, poteka po visokovodnem nasipu, na levem bregu, ter desnem nabrežju, vzporedno s Partizansko cesto. Lokacija mostu je postavljena približno 300 m gor vodno od ″Špice″, sotočja Savinje in Ložnice, oziroma Koprivnice, nad prelivnimi polji kajakaškega centra.

[1] univ. dipl. inž. grad./vodja projektov, Ponting d.o.o., rok.mlakar@ponting.si
[2] univ. dipl. inž. grad./vodja projektov, Ponting d.o.o., UM FGPA Maribor, jernej.maher@ponting.si
[3] dr., univ. dipl. inž. grad./direktor, Ponting d.o.o., UM FGPA Maribor, viktor.markelj@ponting.si



*Slika 1: Lokacija novega mostu pri Špici v Celju*

Območje premostitve se nahaja na prehodu iz urbanega v naravno okolje, v neposredni okolici so tako zelene in kmetijske površine, kot tudi bivalna naselja in površine namenjene športu in rekreaciji.

Projekt mostu pri Špici, s prvimi idejnimi zasnovami, se je začel pred šestimi leti, meseca oktobra 2019 [1], gradbeno dovoljenje je bilo izdano konec maja 2021[2] , gradnja mostu se je začela februarja 2023 [3] in končala junija 2025[4] . Od ideje do izvedbe torej 5 let in pol, vmes je posegla in samo izvedbo tudi ovirala ter prestavila, pandemija Korona virusa.

## 2. ZASNOVA PREMOSTITVE (PROJEKT)

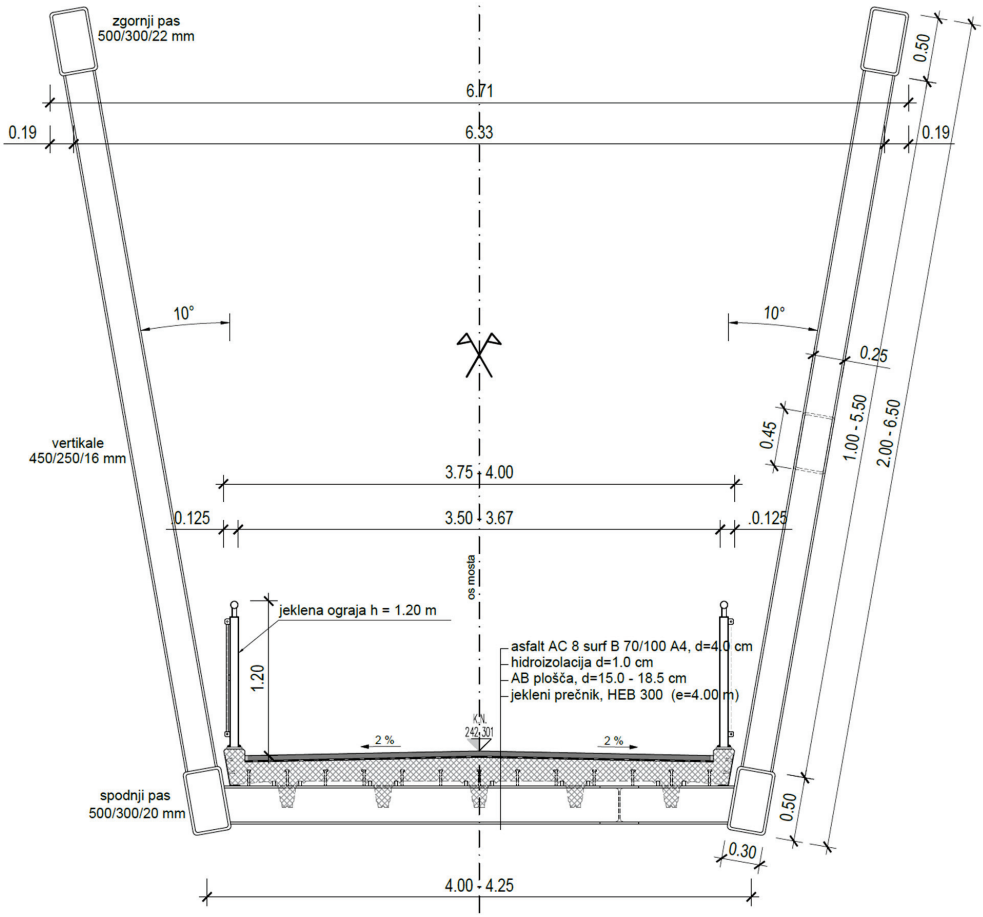
Trasa DKP, ki na obeh bregovih poteka vzporedno z reko, prečka Savinjo pod kotom 90°. Dostopi na most, so na obeh straneh urejeni preko krajših dostopnih ramp v naklonu 5%. Po oceni kriterijev, želj naročnika in drugih lokacijskih, tehnoloških in tehničnih pogojev smo zasnovali most s konstrukcijo prosto ležečega nizkega ločnega ″Vierendeel″ nosilca v ločni obliki. Razpon mostu znaša 76 m, svetla širina med ograjama min. 3.50 m, širina pristopnih poti min. 2.50 m. Niveleta na mostu je zasnovana simetrično z minimalnimi vzdolžnimi nakloni (3%, na vstopih na most,) in konveksno zaokrožitvijo R = 800 m v sredini razpona. Celotna nosilna prekladna konstrukcija mostu je postavljena izven svetlega rečnega profila $Q_{100}$ + 50 cm ($Q_{100}$ =240.40 m.n.m.), gabariti opornikov pa so tudi zaradi omejitev območja obdelave zasnovani čim manjši.

### 2.1 Konstrukcija

Nosilna prekladna konstrukcija mostu je sestavljena iz dveh vzporednih, navzven nagnjenih, paličnih ″Vierendeel″ nosilcev, ki sta v spodnji ravnini, pod pohodno površino med seboj povezana s prečniki in AB Hi-Bond ploščo.

Vzdolžna nosilca sta sestavljena iz standardnih jeklenih profilov; spodnji pas iz pravokotnih škatlastih profilov RHS 500/300/20 mm, zgornji pas iz RHS 500/300/22 mm, vertikale pa iz pravokotnih škatlastih profilov RHS 450/250/16 mm. Konstrukcijska višina vzdolžnih nosilcev se v ravnini nosilcev, z ločno zaokrožitvijo zgornjega pasu, spreminja od 1.50 m do 6.00 m (osni razmak zgornjega in spodnjega pasu). Maksimalna skupna višina v vertikalni projekciji na sredini razpona znaša 6.50 m (≈L/12). Vertikale so postavljene na razmaku 4.00 m (L/19), radialno na ločno zaokrožitev zgornjega pasu. Glavna jeklena nosilca sta v prvih dveh krajnih poljih, med vertikalami,

zaradi ustreznega prenosa obremenitev, dodatno ojačana s perforiranimi pločevinami debeline 15 mm, ki so v arhitektonskem smislu perforirane v različnih stopnjah prosojnosti.

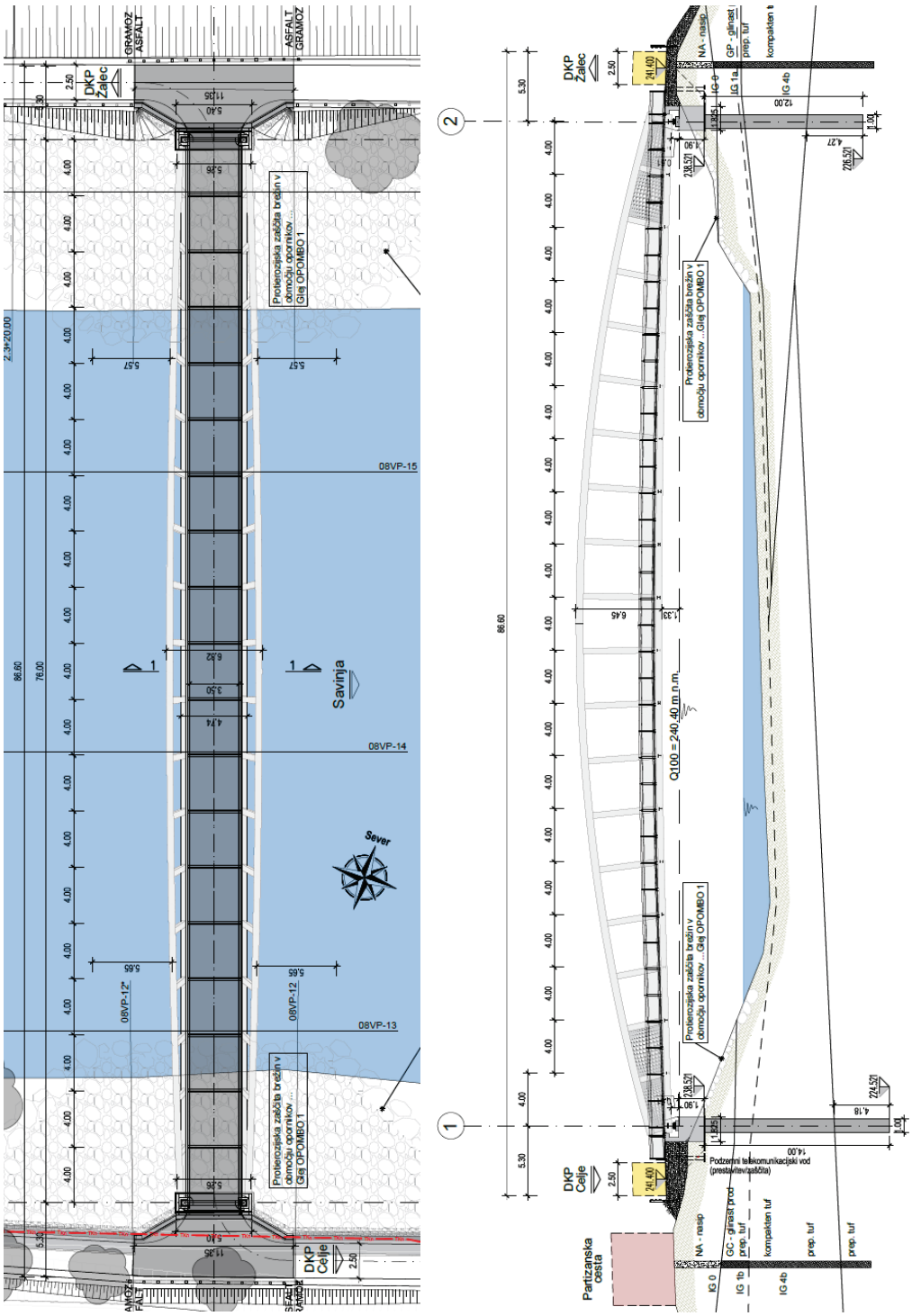



*Slika 2: Karakteristični prečni prerez mostu*

Prečniki v razponu so iz jeklenih HEB 300 profilov, postavljeni v razmaku 4.0 m, nad krajnimi oporniki pa iz ojačenih HEB 500 jeklenih profilov. AB Hi-Bond plošča je z jeklenimi mozniki v osi prečnikov in preko stranskih opažnih pločevin povezana (sovprežena) z jekleno konstrukcijo.

Armiranobetonska sovprežna Hi-Bond plošča debeline 15.0 – 18.5 cm je zaščitena z enoslojno hidroizolacijo in se je izdelala s pomočjo sekundarne konstrukcije iz profilirane pločevine debeline 1.25 mm (Hoesch Additive decke TRP 200-AD), ki se je montirala na gradbišču na glavno jekleno konstrukcijo. Ta pločevina je služila kot opaž za izdelavo betonske plošče.

Podporna konstrukcija se sestoji iz dveh krajnih opornikov, ki sta preko kril povezana z nasipi oziroma z opornimi konstrukcijami dostopov v poteku trase. Oporniki so sestavljeni iz pilotne grede, zaledne stene in kril, prekladna konstrukcija pa se na njih naslanja preko elastomernih ležišč. Krila so poševna, na levem bregu zadržujejo nasipe, po katerih poteka DKP, na desnem bregu pa se navezujejo na obojestranske podporne zidove. Krila obeh opornikov imajo, enako kot oporne konstrukcije v navezavi na desnem bregu, kamnito oblogo. Oporniki so globoko temeljeni na po dveh pilotih premera 100 cm in dolžine 12 m oziroma 14 m. Izbrane dolžine pilotov zagotavljajo ustrezno vpetje v nosilno podlago.

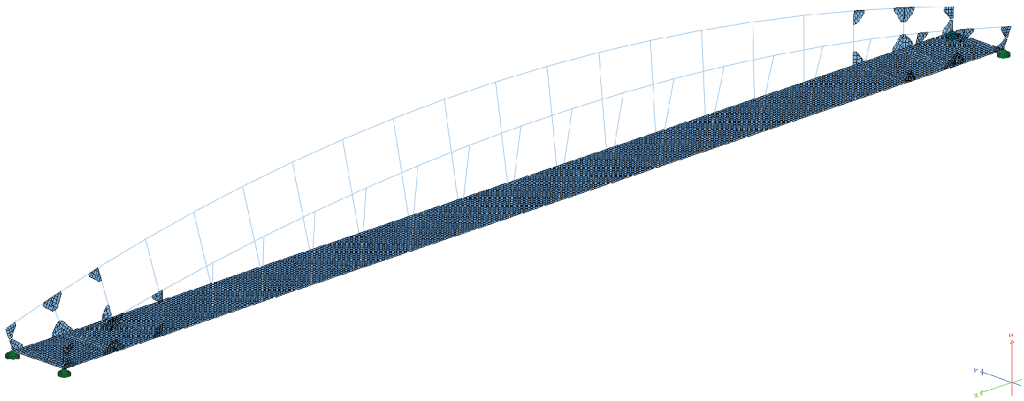



*Slika 3: Tloris in vzdolžni prerez mostu*

## 2.2 Analiza

V statičnem pogledu konstrukcija deluje kot prosto ležeči nosilec, znotraj posameznih elementov pa se tukaj poleg osnih sil, značilnih za palične konstrukcijske sisteme, povsod pojavljajo tudi upogibni momenti in strižne sile. Ločno oblikovan zgornji pas dodatno usmerja tok sil in povečuje togost celotnega sistema.

Konstrukcija je analizirana po teoriji II. reda, kot jeklena prostorska konstrukcija iz linijskih MKE elementov. Pri statični in dinamični analizi so bili uporabljeni programski paketi Tower 3d Model Builder. Sofistik in Cubus.



*Slika 4: Računski model mostu (Tower 3d Model Builder)*



*Slika 5: Računski model mostu (Sofistik) … 1. uklonska oblika*

Za merodajni kriterij pri analizi konstrukcije se je izkazala globalna stabilnost, natančneje, izbočitev zgornjega pasu jeklenega nosilca – uklon izven ravnine. V okviru analize je bila narejena tudi kontrola, kjer se je upošteval vpliv globalne imperfekcije. Maksimalna upoštevana imperfekcija je znašala 3,5 cm. Le ta se je določila na podlagi maksimalne višine prečnega okvirja (L = 650 cm) ter predvidenega dopustnega odstopanja $L_{max}/200$ = 3,25 cm → 3,50 cm. Predvidena imperfekcija se je predpisala na deformirano obliko konstrukcije (merodajna uklonska oblika), na podlagi česar se je izračunal minimalni varnostni faktor uklona.

## 3. GRADNJA

Gradnja objekta je potekala v letih 2023 – 2025, natančneje od februarja 2023 do junija 2025. Sprva predviden rok gradnje 12 mesecev se je precej podaljšal iz več razlogov; arheološka izkopavanja, pravno-lastniška problematika, kulturno-varstvene zahteve, roki dobavljivosti materiala – pre-projektiranje nosilne konstrukcije vsled nedobavljivosti ustreznih materialov, tehnološki postopki in vremenske razmere (poplave) – ujma avgusta 2023.

Na samem gradbišču so se izdelali temelji (piloti), oporniki in podporni zidovi v podaljšku krilnih zidov desno obrežnega opornika. Prav tako se je na desnem obrežju, dolvodno od opornika izvedel večji začasni delovni plato, ki je služil montaži jeklene konstrukcije, postavitvi večjega žerjava in transportu ter končni montaži mostne konstrukcije. Izvajalec se je med samo gradnjo odločil, da bo celotno mostno konstrukcijo na pred izdelane opornike montiral v enem kosu, brez začasnih podpor v rečni strugi.



*Slika 6: Postopna montaža jeklene konstrukcije na delovnem platoju (desni breg Savinje)*

Glavna jeklena konstrukcija je bila izdelana v podjetju BS-Var d.o.o. iz Maribora. Konstrukcija se je izdelala v segmentih, v dimenzijah, ki so bili primerni za transport na gradbišče. Po dolžini je bila izdelava jeklene konstrukcije, skladno s tehnološkim elaboratom izvajalca, razdeljena na tri dele, po višini pa prav tako; na spodnji pas s prečniki, ravnino vertikal in zgornji pas. Velikost primarnih segmentov je bila definirana glede na omejitve pri manipulaciji in dobavljivost dolžin posameznih cevi.

Posamezni montažni segmenti so bili zaradi velikih gabaritov ter posledično omejitev pri transportu, sestavljeni iz manjših, za transport primernih sekundarnih segmentov. Ti segmenti so bili izdelani in/ali obdelani ter osnovno korozijsko zaščiteni v delavnici ter nato prepeljani na gradbišče, kjer je sledila nadaljnja montaža.

Sestavljanje jeklene konstrukcije na gradbišču se je začelo v mesecu avgustu 2024, končna montaža (dvig) konstrukcije, s pomočjo mobilnega žerjava, z nosilnostjo 750 t je bila izvedena 29.11.2024. Teža celotne jeklene konstrukcije za dvig in končno montažo je znašala cca 125 ton.

Pred končno montažo, po zavaritvi vseh glavnih spojev jeklene konstrukcije, se je na gradbišču izvedla tudi končna protikorozijska zaščita teh spojev ter zaključni sloj protikorozijske zaščite celotne jeklene konstrukcije.

Po montaži jeklene konstrukcije je sledila izdelava sovprežne AB plošče. Plošča je širine 3,72 m – 4,00 m, debeline 15,0 – 18,5 cm in je bila, vsled daljšega obdobja zimskih razmer, izvedena v mesecu marcu 2025.

V mesecu aprilu in maju je sledila finalizacija prekladne konstrukcije mostu; polaganje hidroizolacije in asfaltiranje. Prav tako so se v mesecu aprilu in maju izvedli tudi podporni zidovi v podaljšku krilnih

zidov desno obrežnega opornika in proti erozijska zaščita brežin v območju opornikov in podpornih zidov.



*Slika 7: Montaža - dvig in transport jeklene konstrukcije (125 t); 29.11.2024*





*Slika 8, 9: Montaža - manevriranje jeklene konstrukcije nad reko*

Montažo 125 tonske jeklene konstrukcije mostu 29.11.2025, je v organizaciji Mestne občine Celje in veslaškega kluba na Špici spremljalo veliko število ljudi, poleg predstavnikov naročnika, projektanta in izvajalcev, tudi kar nekaj drugih gradbenih strokovnjakov in seveda kar lepo število vedoželjnih občanov. Celoten proces montaže, od prvega dviga konstrukcije iz začasnih ležišč na delovnem platoju, do končne sprostitve žerjava, je trajal vsega skupaj približno 4 ure. Pri tem je žerjav, skupaj z jekleno konstrukcijo, prevozil tudi razdaljo med začasno delavnico in končno lokacijo mostu, približno 100 m.

## 4. ZAKLJUČEK

V skladu z izvajalsko pogodbo (23.12.2022) med Naročnikom RS, Ministrstvo za infrastrukturo, DRSI ter Izvajalcem VOC Celje d.o.o. je znašala vrednost naročila vključno z izdelavo kolesarskih povezav na tem odseku, pogodbenim aneksom (13.11.2023) in vključenim DDV 22%, 4.828.983,46

€, od tega za sam most 2,36 milijona evrov. Investicija, delno financirana s sredstvi Evropske unije, je del širše kolesarske povezave Celje-Žalec, v sklopu daljinske kolesarske povezave DKP G13.





*Slika 10, 11: Končan most v uporabi*

## 5. LITERATURA


[1] Idejna zasnova za pridobitev projektnih in drugih pogojev(IZP), Ponting, oktober 2019

[2] Projektna dokumentacija za pridobitev mnenj in gradbenega dovoljenja (DGD), Ponting, april 2020

[3] Projektna dokumentacija za izvedbo gradnje (PZI), Ponting, oktober 2021

[4] Projektna dokumentacija izvedenih del (PID), Ponting, maj 2025

Dominik KLEMENČIČ[1]

# POKRIT LESENI MOST ČEZ POLJANSKO SORO NA HOTAVLJAH

**Povzetek**

V prispevku sta predstavljena načrtovanje in gradnja novega pokritega lesenega mostu čez Poljansko Soro na Hotavljah, ki je nadomestil v poplavah avgusta 2023 poškodovan prejšnji objekt. Most je zasnovan kot palična konstrukcija iz kombinacije lesenih in jeklenih elementov, ki reko premošča z enim razponom dolžine 34,4 m. Objekt, namenjen pešcem, kolesarjem in motornemu prometu, predstavlja primer dobre prakse pri uporabi lesa kot sodobnega konstrukcijskega materiala ter hkrati prispeva k ohranjanju kulturne dediščine prostora. Naročnik projekta je bila Občina Gorenja vas – Poljane, projektant podjetje Elea iC d.o.o., izvajalca pa Topos Hotavlje d.o.o. in Teskro d.o.o.

**Ključne besede**: pokrit leseni most, palična konstrukcija, lepljen lameliran les, kulturna dediščina

## Covered Timber Bridge over the Poljanska Sora in Hotavlje

**Summary**

The paper presents the design and construction of a new covered timber bridge over the Poljanska Sora in Hotavlje, which replaced the previous structure that was severely damaged during the August 2023 floods. The bridge is designed as a truss structure combining timber and steel elements, spanning the river with a single span of 34.4 m. Intended for pedestrians, cyclists, and motor traffic, the bridge represents an example of good practice in the use of timber as a modern structural material while simultaneously contributing to the preservation of cultural heritage in the area. The client of the project was the Municipality of Gorenja vas – Poljane, the designer was Elea iC d.o.o., and the contractors were Topos Hotavlje d.o.o. and Teskro d.o.o.

**Key words:** covered timber bridge, truss structure, glued laminated timber, cultural heritage

## 1. UVOD

V poplavah avgusta 2023 je reka Poljanska Sora v naselju Hotavlje poškodovala in odnesla tretjino dotedanjega mostu. Obstoječi objekt je bil poplavno neustrezen, saj je bila spodnja kota preklade le 0,43 m nad gladino visokih voda Q100. Poleg tega je bil objekt podprt z dvema vmesnima podporama v strugi reke, levi krajni opornik pa je zaradi lege, pomaknjene proti strugi, še dodatno zmanjševal pretočni profil. Zaradi navedenih pomanjkljivosti in dotrajanosti konstrukcije je bil obstoječi most leta 2024 odstranjen ter nadomeščen z novim, poplavno varnejšim objektom.



*Slika 1: Nekdanji most pred in ob poplavah avgusta 2023*

[1] mag. inž. grad., Elea iC, d.o.o., Dunajska cesta 21, 1000 Ljubljana, dominik.klemencic@elea.si

## 2. ZASNOVA MOSTU

Nekdanji objekt je predstavljal značilen primer mostu na območju Poljanske doline. Zasnova novega mostu je bila izbrana z namenom ohranjanja kulturne dediščine. Kot glavni konstrukcijski material je bil zato izbran les, prav tako pa so bili ohranjeni streha in glavni proporci. Dodatno je bila predvidena tudi lesena varnostna ograja, pri oblikovanju katere je bilo upoštevano priporočilo Zavoda za varstvo kulturne dediščine, da naj se predvidi reinterpretacija lesenih kril na spodnjem delu preklade, ki so značilna za starejše brvi na območju Poljanske doline. Streha je prekrita z aluminijasto kritino, ki po obliki in barvi spominja na betonski špičak, značilen za to območje. Razlog za izbiro aluminijaste kritine namesto klasične betonske ali opečne kritine je njena bistveno manjša teža ter večja trajnost.



*Slika 2: Pogled na most s severovzhodne strani*

Most je del javne poti, ki naselje Hotavlje povezuje z Gorenjo vasjo. Predvsem za prebivalce Hotavelj predstavlja zelo pomemben objekt, saj pešcem in kolesarjem omogoča varno povezavo s središčem občine. Alternativna povezava do Gorenje vasi po regionalni cesti za kolesarje in pešce namreč ni primerna. Most je namenjen tudi motornemu prometu, ki pa je omejen s svetlo širino 3,75 m in višino 3,58 m ter dovoljeno skupno maso vozila 12 t. Svetli profil in dovoljena skupna masa vozila sta bila izbrana tako, da omogočata prevoznost večine kmetijske mehanizacije. Pogosti uporabniki mostu so namreč tudi okoliški kmetje, ki javno pot uporabljajo za dostop do obdelovalnih površin in gozdov.

Zaradi zagotovitve poplavne varnosti je niveleta novega objekta za 0,57 m višje od obstoječe, s čimer pa je večja tudi višinska razlika do regionalne ceste. Ker pri večji višinski razliki in dani razdalji med objektom in regionalno cesto ni bilo mogoče izvesti navezave z ustreznim vzdolžnim naklonom, je most začasno namenjen zgolj kolesarjem in pešcem. Z izvedbo rekonstrukcije regionalne ceste, v sklopu katere je predviden tudi dvig nivelete, se bo višinska razlika do objekta zmanjšala na prvotnih 0,1 m, kar bo omogočilo izvedbo ustrezne navezave in s tem uporabo objekta tudi za motorni promet.



*Slika 3: Pogled na most iz reke*



*Slika 4: Notranjost mostu*

# 3. KONSTRUKCIJSKI SISTEM

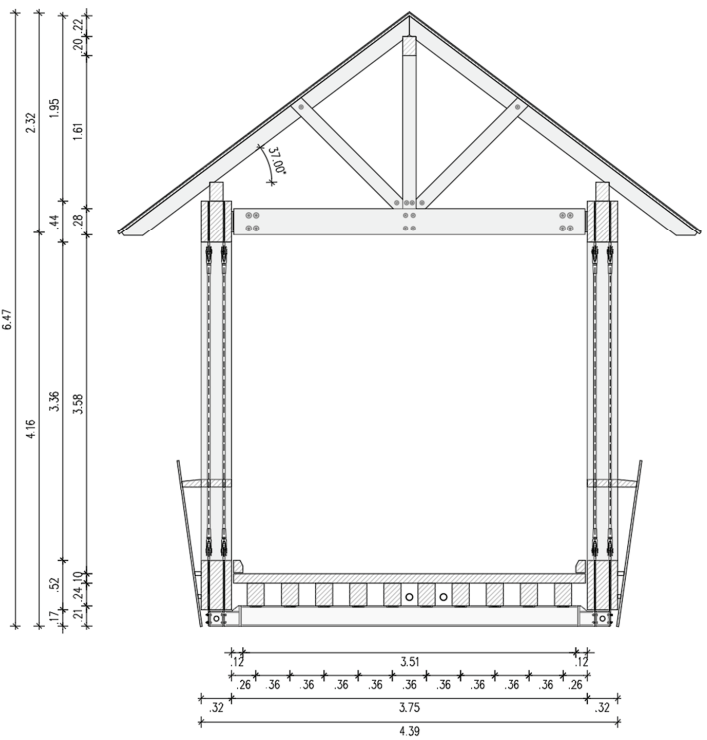
## 3.1 Prekladna konstrukcija

Most premošča Poljansko Soro z enim razponom dolžine 34,4 m. Glavno nosilno funkcijo opravljata dve vzporedni paličji, sestavljeni iz lesenega spodnjega in zgornjega pasu ter lesenih stebrov, medtem ko so vešalke jeklene. Prečni prerez spodnjega pasu ima dimenzije b/h = 32/52 cm, zgornji pas b/h = 32/44 cm, stebri pa b/h = 28/32 cm. V vsakem polju posameznega paličja sta po dve natezni palici, in sicer M36 v robnih dveh ter M30 v vmesnih poljih.

Koristna obtežba objekta se na paličji prenaša preko sekundarne nosilne konstrukcije, ki je sestavljena iz lesenih podnic in vzdolžnikov ter jeklenih prečnikov. Podnice imajo prečni prerez dimenzij b/h ≈ 20/10 cm, vzdolžniki b/h = 18/24 cm, za prečnike pa je bil izbran profil HEA 220. V ravnini prečnikov so nameščene tudi diagonale M20, ki skupaj s prečniki in spodnjim pasom glavnih paličij tvorijo horizontalno paličje, namenjeno prevzemu vodoravnih obremenitev. Bočno podpiranje zgornjega tlačenega pasu glavnih paličij je zagotovljeno z lesenimi prečniki in diagonalami, sestavljenimi iz dveh ločenih elementov s prečnim prerezom b/h = 10/28 cm (prečniki) oz. b/h = 12/24 cm (diagonale).

Na obeh koncih se prekladna konstrukcija zaključi z jeklenima okvirjema iz profilov HEA, ki služita zagotavljanju bočne stabilnosti mostu. Stebra okvirja sta iz profila HEA 320, spodnja in zgornja prečka pa iz profilov HEA 280 oz. HEA 300. V prostore med pasnicama so nameščena lesena polnila.

Streha nima nosilne funkcije in služi izključno zaščiti glavnih nosilnih elementov pred atmosferskimi vplivi. Sestavljena je iz soh s prečnim prerezom b/h = 14/16 cm, slemenske in kapnih leg dimenzij b/h = 14/20 cm, špirovcev b/h = 8/16 cm ter rok, ki so sestavljene iz dveh nepovezanih elementov prečnega prereza b/h = 5/14 cm.




*Slika 5: Karakteristični prečni prerez mostu*

Za vse lesene elemente nosilne konstrukcije je uporabljen lepljen lameliran les. Izjema so roke ostrešja, izdelane iz tehnično sušenega in vzdolžno spojenega masivnega lesa, ter podnice in robniki, ki so prav tako iz masivnega lesa.

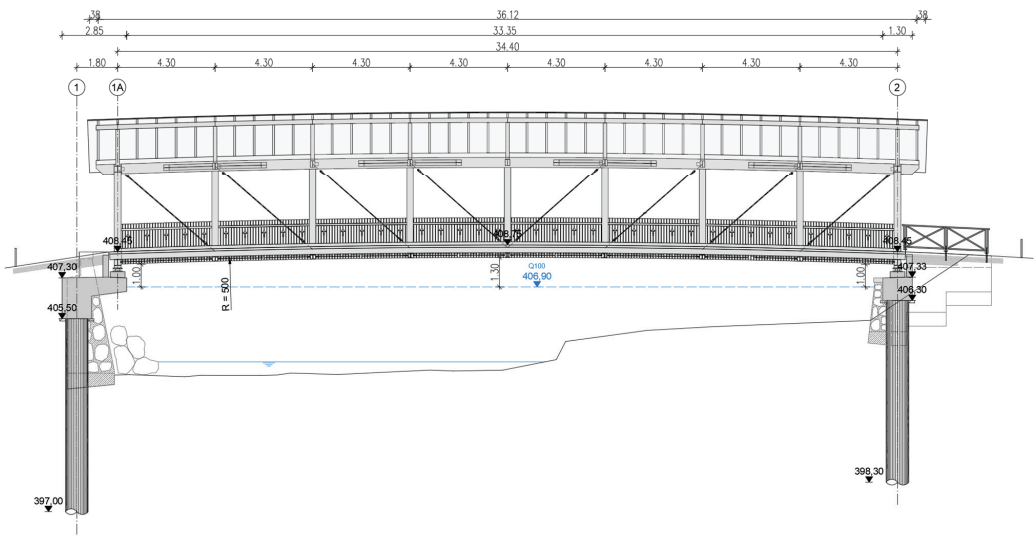
*Preglednica 1: Izbrane kvalitete lesa po elementih*

| Element | Kvaliteta lesa |
|---|---|
| Spodnji in zgornji pas | GL30h |
| Stebri | GL28h |
| Vzdolžniki | GL28h |
| Prečniki in diagonale | GL24h |
| Sohe, lege in špirovci | GL24h |
| Roke | C24 |
| Podnice | D30 |

Za vse armiranobetonske elemente je bil izbran beton kvalitete C30/37. Vešalke in diagonale so kvalitete S 520, profili in pločevine pa S 355 J2+N. Vijaki so kvalitete 8.8, mozniki S 355 J2.

Vsi leseni elementi, razen podnic in robnikov, so zaščiteni z barvnim premazom. Jekleni elementi so proti koroziji zaščiteni z vročim cinkanjem, jeklena okvirja ter vidni deli ležiščnih pločevin pa so dodatno barvani z namenom doseganja želenega videza.

Palična konstrukcija je izvedena v vertikalnem loku. Takšna zasnova omogoča na sredini razpona večje varnostno nadvišanje nad Q100, ki bo po izvršitvi pričakovanih pomikov zaradi lezenja lesa znašalo 1,3 m, medtem ko je nadvišanje na območju podpor 1,0 m.




*Slika 6: Vzdolžni prerez mostu po izvršenih pričakovanih pomikih zaradi lezenja lesa*

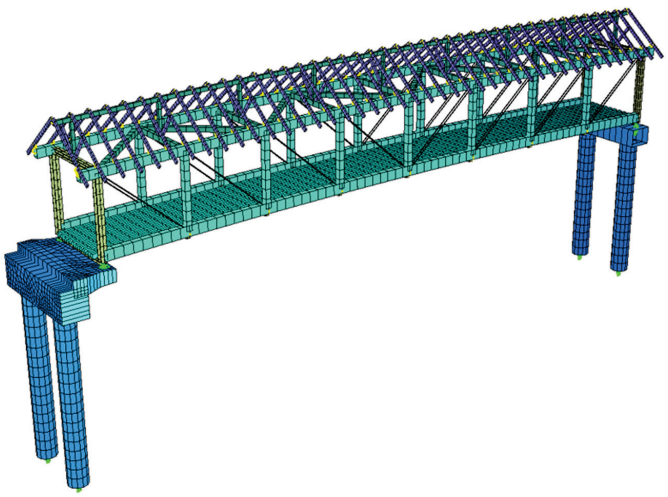
## 3.2 Podporna konstrukcija in temeljenje

Prekladna konstrukcija je podprta na armiranobetonskih krajnih opornikih, ki sta globoko temeljena na uvrtanih pilotih s premerom 1,0 m in dolžinama 8,5 m (KO1) oz. 8,0 m (KO2). Krajni opornik na levem bregu (KO1) je zasnovan kot konzola, s čimer je omogočen pomik opornega zidu izven struge, hkrati pa se razdalja med objektom in regionalno cesto bistveno ne zmanjša. Stik med preklado in opornikoma je izveden prek elastomernih ležišč.

## 4. ANALIZA KONSTRUKCIJE

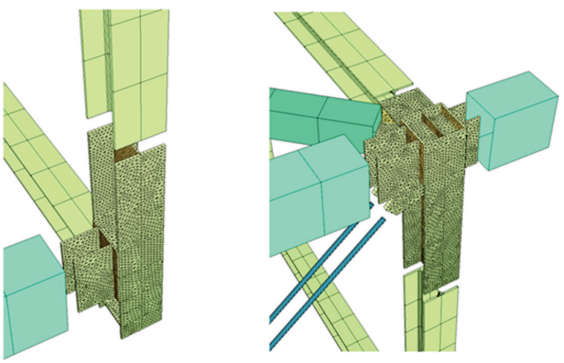
Izvedena je bila globalna elastična analiza po teoriji drugega reda (geometrijska nelinearnost), s čimer se je upošteval uklon vešalk in diagonal pri tlačni obremenitvi. V analizi so bile zajete ključne faze gradnje, kar je omogočilo upoštevanje dejanskega razvoja reologije betona ter pravilnega zaporedja nanosa obtežb. Za globalno analizo je bil uporabljen prostorski računski model, sestavljen iz linijskih in ploskovnih končnih elementov.

Eden izmed ključnih izzivov pri projektiranju tovrstnih konstrukcij je ustrezna obravnava spojev med lesenimi ter med lesenimi in jeklenimi elementi – ne le njihovo dimenzioniranje, temveč tudi pravilno upoštevanje rotacijske in translatorne togosti v računskih modelih. Togost nekaterih spojev namreč bistveno vpliva na razporeditev in velikost notranjih sil. Če upoštevanje rotacijske togosti spoja nima pomembnega vpliva na notranje sile, je bil ta modeliran kot vrtljiv; v nasprotnem primeru je bila upoštevana njegova dejanska rotacijska togost. Spoji, katerih translatorna podajnost nima bistvenega vpliva na notranje sile, so bili modelirani kot translatorno povsem togi, sicer pa z upoštevanjem njihove dejanske translatorne togosti. Pri določitvi togosti spojev je bila upoštevana tudi razlika med premerom vijakov in premerom lukenj v lesu oz. pločevini.



*Slika 7: Globalni računski model mostu v končnem stanju*

Za kontrolo pločevin spojev na jeklenem okvirju je bil uporabljen prilagojen globalni računski model, v katerem so bile pločevine lokalno modelirane s ploskovnimi končnimi elementi.

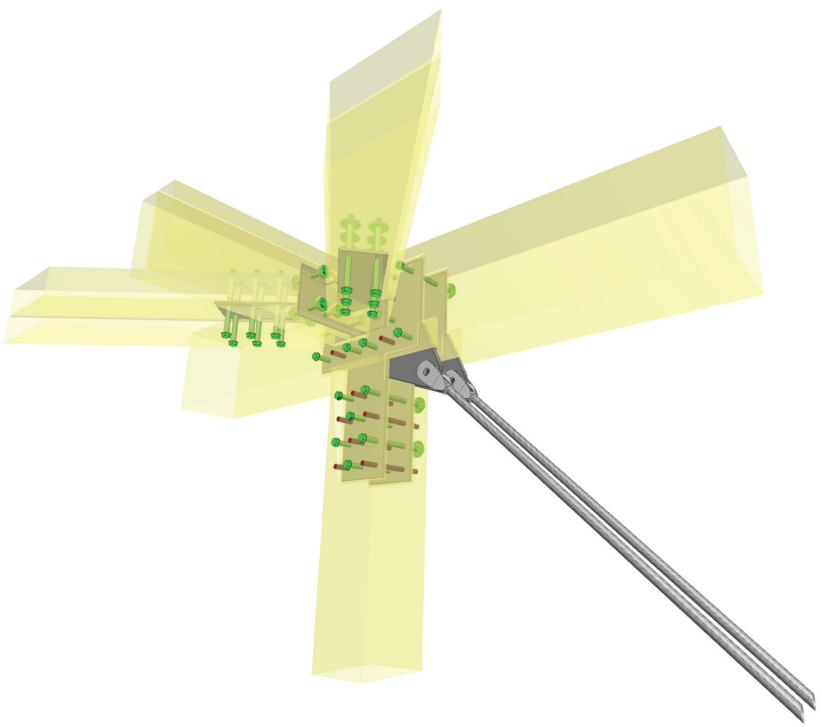


*Slika 8: Model spoja na jeklenem okvirju (levo – spodnji pas, desno – zgornji pas)*

Standard SIST EN 1991-2 ne podaja eksplicitnih navodil za določitev prometne obtežbe mostov z omejitvijo skupne mase vozila, predpisuje pa, da se v takšnih primerih lahko upošteva redukcijo obtežnega modela LM1 ali pa specifičen obtežni model, določen za posamezni projekt. Ker gre v obravnavanem primeru za javno pot, na kateri so od težjih vozil prisotna predvsem kmetijska mehanizacija ter v redkih primerih tudi intervencijska vozila, uporaba reduciranega modela LM1, ki geometrijsko predstavlja zadnji osi težkega tovornega vozila, ni smiselna. Da bi celotna masa 12 t delovala zgolj na dve osi, ki sta tik ena poleg druge, namreč ni verjetno. Zato je bil za vertikalno prometno obtežbo upoštevan obtežni model 12/12 v skladu z DIN 1072, sestavljen iz koncentrirane obtežbe dvoosnega tovornega vozila in enakomerno porazdeljene obtežbe.

V okviru analize konstrukcije so bile izvedene vse potrebne kontrole, vključno s kontrolo stabilnosti, utrujanja in vibracij. Stabilnost lesenih elementov je bila preverjena na ravni posameznega elementa, in sicer z izračunom, ki implicitno upošteva geometrijske nepopolnosti elementa, medtem ko je bila stabilnost jeklenih okvirjev preverjena kot kontrola nosilnosti na obremenitve, določene po teoriji drugega reda z upoštevanjem globalnih in lokalnih nepopolnosti. Kontrola vibracij je bila izvedena z omejevanjem pospeškov konstrukcije pri njenem vibriranju zaradi dinamične obtežbe pešcev. Izbran je bil razred prometne obtežbe TC1 (zelo šibek promet), pri katerem se na mostu pričakuje do 15 pešcev hkrati. Največja vrednost pospeška znaša 0,14 $m/s^2$, kar je bistveno manj od mejne vrednosti 1,0 $m/s^2$, ki velja za izbran razred udobja CL2 (srednji nivo udobja).

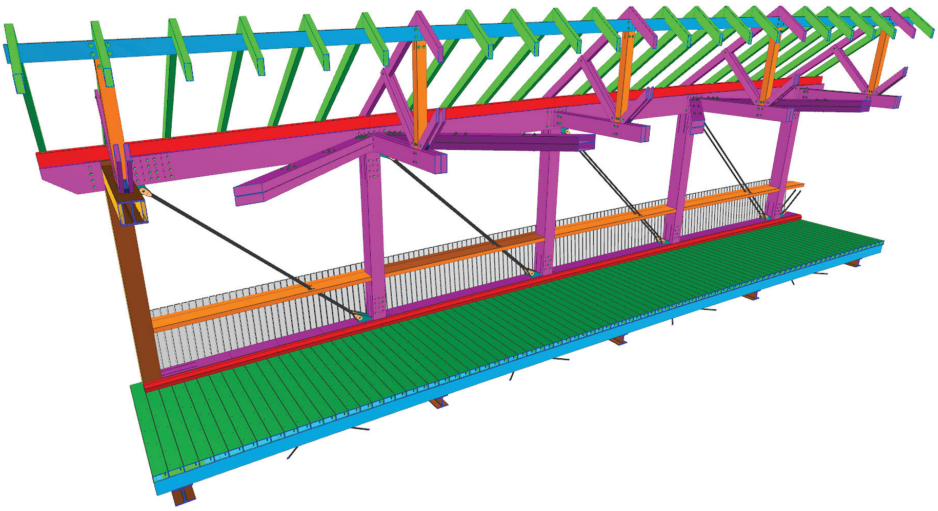
Vozlišča tovrstne lesene konstrukcije predstavljajo enega najpomembnejših in hkrati najzahtevnejših delov konstrukcije. V obravnavanem primeru se v posameznem vozlišču stika tudi do šest različnih elementov, ki so na teh mestih zaradi veznih sredstev in pločevin, s katerimi so med seboj povezani, močno oslabljeni. Poleg tega so največje obremenitve elementov običajno prisotne prav v vozliščih. Zasnovi vozlišč, razumevanju prenosa obremenitev ter njihovemu dimenzioniranju je bilo zato v fazi analize konstrukcije namenjeno največ časa.



*Slika 9: Primer vozlišča na zgornjem pasu paličja*

## 5. TEHNOLOGIJA GRADNJE

S strani projektanta je bila za glavnega izvajalca Topos Hotavlje d.o.o. ter podizvajalca za leseni del konstrukcije Teskro d.o.o. pripravljena tudi delavniška dokumentacija, v okviru katere je bil izdelan 3D model celotne konstrukcije. Za izdelavo modela lesenega dela konstrukcije je bilo uporabljeno programsko orodje Hsbcad, za jekleni del konstrukcije pa Advance Steel. Milimetrske tolerance izvrtin in izrezov v lesenih elementih, veliko število veznih sredstev v spojih ter onemogočena naknadna odprava napak so zahtevali izjemno natančnost pri izdelavi in usklajevanju obeh modelov.



*Slika 10:Prikaz dela 3D modela celotne konstrukcije*

Gradnja mostu je potekala v dveh fazah. V prvi fazi sta bila izvedena rušitev obstoječega objekta in gradnja novih opornikov, hkrati pa je potekala tudi izdelava jeklenih in lesenih elementov. Vsi leseni elementi nosilne konstrukcije so bili izdelani v podjetju Hasslacher Norica Timber iz Avstrije. V drugi fazi sta najprej sledili priprava delovnega platoja in sestava konstrukcije v neposredni bližini končne lokacije mostu. Sestava je potekala izredno hitro in brez težav ter bila dokončana v nekaj dneh. Poleg palične konstrukcije je bilo izvedeno tudi ostrešje. Zatem je sledil dvig 40-tonske konstrukcije na krajna opornika ter dokončanje objekta z izvedbo strehe, podnic, ograj in druge opreme. Gradnja se je zaključila z izvedbo navezav na obstoječo prometno infrastrukturo. Novembra 2024 je bil pred predajo objekta v uporabo opravljen še obremenilni preizkus s tremi vozili skupne mase 37,5 t, ki je potrdil ustreznost obnašanja konstrukcije.



*Slika 11: Priprava delovnega platoja (levo) in transport lesenih elementov (desno)*



*Slika 12: Sestava palične konstrukcije*



*Slika 13: Konstrukcija mostu med dvigom*



*Slika 14: Izvedba kritine (levo) in obremenilni preizkus (desno)*

## 6. ZAKLJUČEK

Kot projektant pokritega lesenega mostu čez Poljansko Soro na Hotavljah smo bili vključeni v celoten proces – od idejne zasnove in analize konstrukcije do izdelave delavniške dokumentacije. Zaradi kombinacije lesenih in jeklenih elementov, kompleksnih spojev ter potrebe po visoki natančnosti izdelave dokumentacije je projekt predstavljal velik tehnični izziv. Posebno pozornost je bilo treba nameniti zasnovi in dimenzioniranju vozlišč ter usklajevanju digitalnih modelov za pripravo delavniške dokumentacije.

Kljub zahtevnosti izvedbe je projekt dokaz, da ima les kot konstrukcijski material svoje mesto tudi pri sodobnih premostitvenih objektih, namenjenih motornemu prometu, in ne zgolj pri objektih za pešce in kolesarje. S pravilnim projektiranjem, kakovostno izvedbo in ustreznim vzdrževanjem lahko lesena konstrukcija zagotovi trajnost, varnost in estetsko vrednost, primerljivo z drugimi materiali, hkrati pa ohranja kulturno identiteto prostora.




*Slika 15: Pogled na most iz juga*

## 7. LITERATURA

[1] Elea iC d.o.o., *Pokrita brv čez reko Soro na Hotavljah*, DPP, št. projekta 240032, 2024

[2] Elea iC d.o.o., *Pokrita brv čez reko Soro na Hotavljah*, IZN, št. projekta 240032, 2024

Borut KORPAR[1]

# REKONSTRUKCIJA TREH MOSTOV PREKO DOVODNEGA KANALA HIDROELEKTRARNE ZLATOLIČJE

**Povzetek**

Prispevek obravnava rekonstrukcijo treh mostov preko dovodnega kanala HE Zlatoličje. Mostovi so bili stari preko 50 let in niso bili več v najboljšem stanju. Vsi trije so podobne zasnove; dolžina mostov je približno 64 m. Nosilni sistem sestavljajo prostoležeči, montažni prednapeti nosilci, dolžine približno 21 m. Vsi mostovi imajo 3 razpone. 2 mostova imata 3 nosilce v prečnem prerezu, eden jih ima 5. Prvotna rešitev je predvidevala ojačitve s karbonskimi lamelami, a se je vmes izkazalo, da so prednapeti kabli v precej slabšem stanju, kot je pokazal pregled. Zato se je rešitev spremenila v ojačitve z zunanjimi kabli brez povezave in deviatorji ob kontinuiranju nosilcev in izvedbi novih prečnikov na vseh podporah. Ob tem je bila še popravljena zelo neugodna niveleta enega izmed mostov z odbijanjem kape stebrov in spuščanjem prekladne konstrukcije.

**Ključne besede**: mostovi, prednapenjanje brez povezave, rekonstrukcija

## Reconstruction of three bridges over headrace HPP Zlatoličje

**Summary**

The article discusses the reconstruction of three bridges crossing the intake canal of the Zlatoličje Hydroelectric Power Plant. The bridges, each over 50 years old, were no longer in optimal condition. All three structures share a similar design, with an approximate length of 64 meters. The load-bearing system consists of simply supported, prefabricated prestressed girders, each approximately 21 meters long. All bridges feature three spans. Two of the bridges have three girders in the transverse cross-section, while the third has five.

The initial solution proposed strengthening with carbon fibre laminates. However, during the process, it was discovered that the condition of the prestressed cables was significantly worse than indicated by the initial inspection. Consequently, the solution was revised to include external post-tensioning cables without bonding, along with deviators, joining the longitudinal girders, and the construction of new transverse beams at all supports.

Additionally, the unfavourable vertical alignment of one of the bridges was corrected by demolishing the pier caps and lowering the superstructure in the mid-span.

**Key words**: bridge, prestressing without bond, reconstruction,

## 1. UVOD

Leta 1964 se je pričela gradnja HE Srednja Drava 1, ki je s svojim 17 km dolgim dovodnim kanalom dodatno razdelila Dravsko polje južno od Maribora. V sklopu izgradnje tega projekta je bilo zgrajenih tudi 7 cestnih mostov, ki so znova povezali prekinjene cestne povezave. Prispevek obravnava projektiranje rekonstrukcije treh mostov; most na cesti Starše – Trniče, Starše – Prepolje in Dravski Dvor in njihovo rekonstrukcijo.

Leta 2013 je investitor Dravske elektrarne Maribor (DEM) izvedel temeljite preglede stanja omenjenih mostov na dovodnem kanalu HE Zlatoličje in mostov v sklopu HE Formin. Rezultati so pokazali, da bo potrebno omenjene tri mostove rekonstruirati, saj so bili v precej slabem stanju.

[1] mag., univ.dipl.inž.grad./vodja gradbene službe, HSE Invest d.o.o., Obrežna ulica 170, 2000 Maribor, borut.korpar@hse-invest.si

Tako smo v letih 2020 – 2021 izdelali projektno dokumentacijo za rekonstrukcijo omenjenih treh mostov. Pri tem smo pri prvem mostu bili zaradi slabšega stanja konstrukcije primorani spremeniti prvotno projektirano rešitev. Sprememba se je izkazala za zelo dobro in smo jo uporabili še pri ostalih dveh v izogib težavam z zamudo izvedbe. Rekonstrukcija vseh treh mostov je bila izvedena med leti 2021 in 2025.

## 2. STANJE PRED REKONSTRUKCIJO

### 2.1 Lokacija in opis poškodb

Mostovi prečkajo dovodni kanal HE Zlatoličje. Most Dravski Dvor leži približno 5.6 km gorvodno od vtoka HE Zlatoličje na cesti med Dravskim Dvorom in Rošnjo. Most Starše – Trniče leži približno 2.5 km dolvodno od prvega mostu, na cesti med Staršami in Trničami, oziroma 3.1 km od vtoka HE Zlatoličje. Zadnji obravnavan most premošča kanal 1.9 km gorvodno od vtoka in leži na lokalni cesti med Staršami in Prepoljem.




*Slika 1: Satelitski posnetek lokacij; vijolično – Dravski Dvor; zeleno Starše Trniče; rumeno – Starše - Prepolje (vir: Google Earth)*

Strokovni pregled konstrukcij je naročil DEM. Bil je izveden leta 2013 in je podal stanje mostov ter predvidel tudi vrstni red sanacije objektov glede na njihovo stanje. Poškodbe, ki so bile v pregledu ugotovljene, so bile skupne vsem trem objektom. V območju nihanja vode so bili poškodovani stebri – abrazija betona. Uničena je bila oprema (ograja, dostopne lestve). Hodniki so bili poškodovani, beton je odpadal. Mestoma je bila vidna armatura hodnikov. Ležišča so bila zarjavela, ponekod zdrobljena. Nosilci so bili razpokani, nekateri so bili stisnjeni tik k zaledni steni opornikov. Odvodnjavanje je bilo praktično uničeno. Izlivniki so bili polni peska in rastlinja. Dilatacije so bile slabo vzdrževane in polne peska. Na stikih nosilcev je zamakalo. Ugotovljene so bile razpoke tudi na nosilcih, ki so bile zasigane. Sondiranje kablov in armature je pokazalo, da so nekateri kabli za prednapenjanje korodirani le površinsko. Enaka ugotovitev je veljala za armaturo.

Zaradi slabe izkušnje glede obstoječega stanja mostu Starše - Prepolje; med prvim pregledom in pričetkom rekonstrukcije prvega mostu je minilo 6 let, stanje pa se je precej poslabšalo, kar se je ugotovilo po pričetku rekonstrukcije; smo zato pred pričetkom projektiranja preostalih dveh objektov naročili dodaten strokovni pregled stanja konstrukcije z namenom pridobitve aktualnih podatkov o stanju konstrukcije in primerjavi z izhodiščnim pregledom iz leta 2013, kakor tudi potapljaški pregled stebrov, ki ga sprva ni bilo.



*Slika 2: Poškodbe kablov (levo) Starše – Prepolje, uničen robni venec (desno) na mostu Starše - Trniče*

## 2.2 Opis konstrukcij

Vsi trije mostovi imajo enako konstrukcijsko zasnovo. Mostovi imajo tri polja. Prečni prerez prekladne konstrukcije sestoji iz niza 5 (Starše – Prepolje), oziroma 3 (Dravski Dvor in Starše – Trniče) medsebojno povezanih ″T″ nosilcev višine 110 cm na osnem razmaku 150 cm. V vzdolžnem smislu je prekladna konstrukcija prostoležeč sistem nosilcev z razponi 3 x 20,68 m. Nosilci so v vzdolžni smeri dilatirani. V prečni smeri so nosilci povezani s prednapetimi prečnik. Vmesne plošče so prav tako prednapete v prečni smeri. Kvaliteta betona je bila po projektu MB 300, kvaliteta jekla B220 in kvaliteta obstoječih kablov Je160.

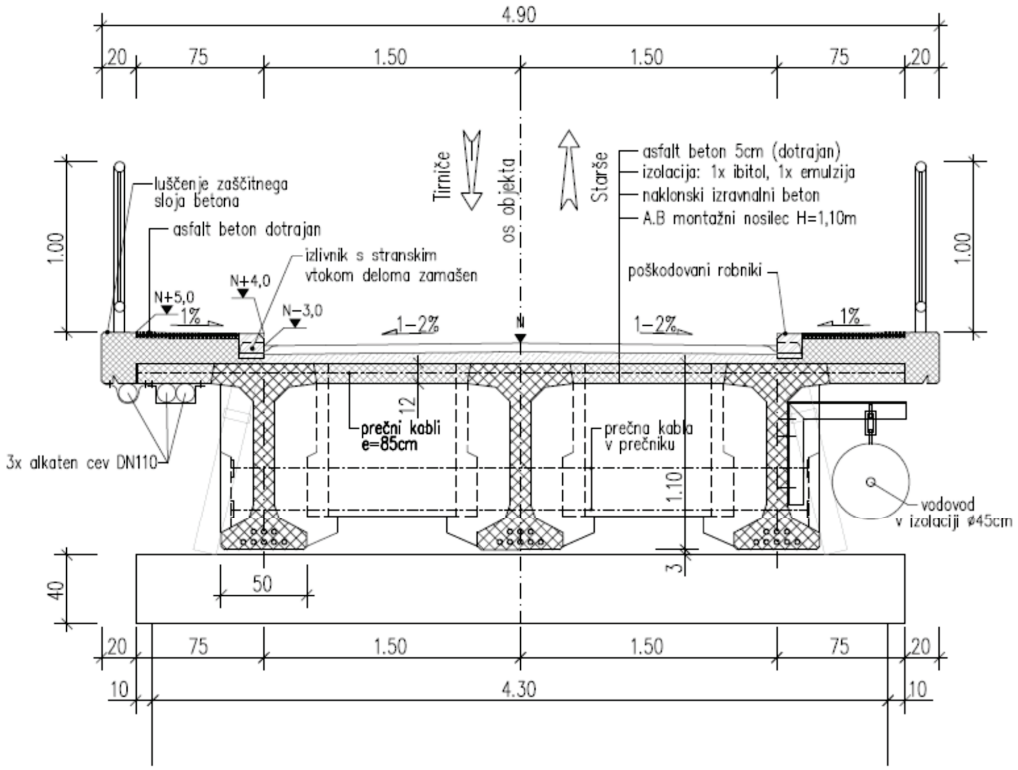
Stojina nosilcev je debeline 12 cm, spodnja pasnica širine 50 cm. V prečni smeri so nosilci povezani s petimi prečniki na medosni razdalji 5 m. Debelina prečnikov je 15 cm. Skozi prečnik potekata 2 kabla. Med zgornjo pasnico nosilcev poteka na mestu samem zabetonirana plošča debeline 12 cm. Tudi plošča je prednapeta v prečni smeri na vsakih 85 cm. Nosilci so odloženi vsak na svoje kovinsko ležišče.

Celotna širina mosta Starše - Prepolje znaša 7.90 m, širina vozišča je 6.0 m, širina hodnikov je 2 x 0.75 m = 1.50 m, robni venci so širine 2 x 0.20 m = 0.40 m, širina med ograjama je 7.50 m. Ostala objekta sta ožja za 3 m (enosmerno vozišče).

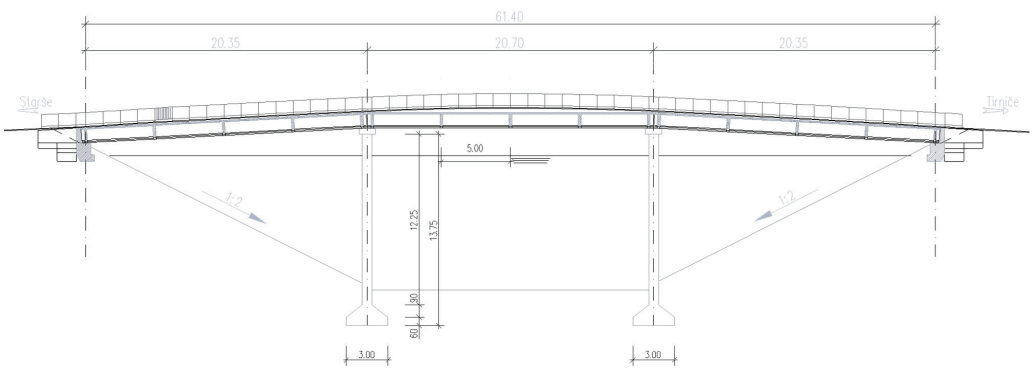
Stebra sta pri vsakem mostu 2, plitvo temeljena in pravokotne oblike z zašiljenima krajšima stranicama. Dimenzije stebrov sledijo širini mostov. Mosta Starše – Trniče in Dravski Dvor imata steber dolžine 4.40 m, debeline 80 cm. Most Starše – Prepolje pa ima 7.40 m dolg steber. Višina stebrov je dobrih 11 m. Stebri so armirani po obodu. Temelji so armiranobetonski, pravokotne oblike in z vrhom temeljev pod oblogo kanala. Krajna opornika sta pri vseh armiranobetonska, plitvo temeljena v nasip dovodnega kanala.

Na mostovih ni bilo sprva komunalnih vodov, kasneje so preko mosta Starše – Trniče namestili vodovod in TK povezavo. Vzporedno ob kanalu poteka TK vod v lasti DEM-a.

Za vse tri objekte je bila na voljo arhivska dokumentacija, ki jo je izdelal Gradis, Projektivni biro Ljubljana med leti 1964 in 1965. Projektanti so pri vseh treh mostovih uporabili opažno enake nosilce, razlikovali so se le po količini vgrajene armature.




*Slika 3: Karakteristični prerez 2 objektov pred sanacijo*

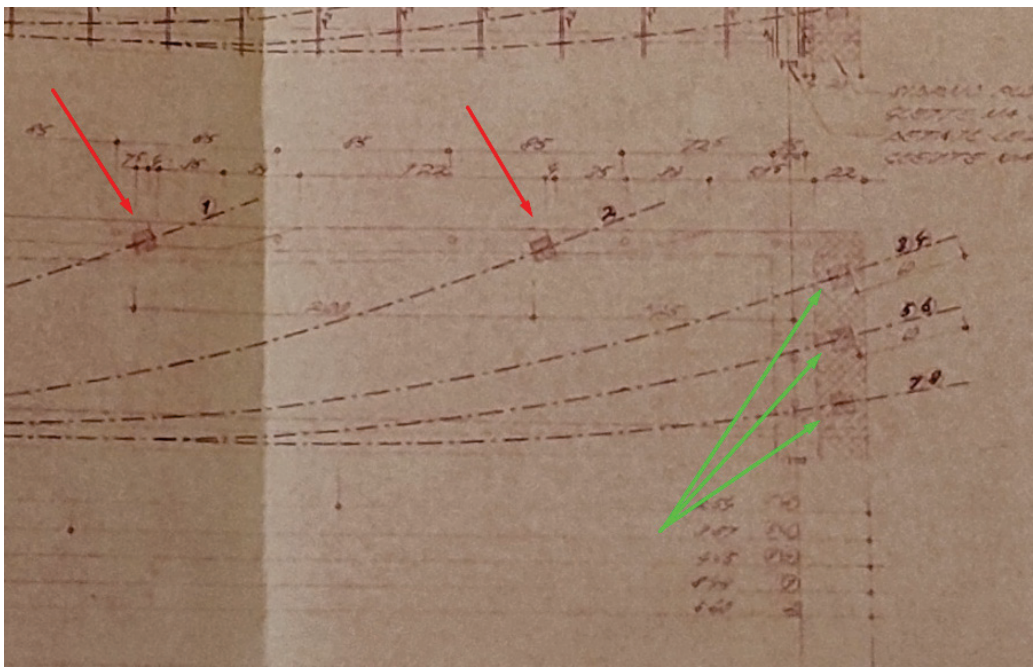



*Slika 4: Vzdolžni prerez mostov (velja za vse tri objekte)*

## 3. PROJEKTNA REŠITEV

Glede na poročilo o pregledu stanja mostov iz leta 2013, je bil v najslabšem stanju most Starše – Prepolje, zato se je ta rekonstruiral prvi. Sprva smo se odločili, da bomo enostavno ojačali vse nosilce

mostu  z uporabo karbonskih lamel in kontinuirali vzdolžne nosilce z izdelavo prečnikov nad podporami, kar je pomenilo tudi zamenjavo ležišč iz jeklenih plošč, v sodobna elastomerna ležišča pod prečnikom. Pripravili smo projektno dokumentacijo in jo predali naročniku. Med samo izvedbo sanacije, se je izkazalo, da so prednapeti kabli v skoraj vseh nosilcih na mostu v precej slabšem stanju, kot pa je bilo ugotovljeno ob generalnem pregledu leta 2013. Kabli so bili močno korodirani, mestoma celo prepereli. Vzroke lahko iščemo v kombinaciji odpovedi hidroizolacije v času med prvim pregledom in pričetkom rekonstrukcije ter neoptimalni postavitvi dveh glav za prednapenjanje v nosilcih. Obe sta bili namreč postavljeni na zgornji strani nosilca.



*Slika 5: Posnetek dokumentacije s prikazom glav na vrhu nosilca (rdeče). Na desni so vidne 3 glave na čelu nosilca (zeleno).*

Po tehtnem premisleku, smo se odločili za spremembo projektne rešitve in jo predlagali naročniku in izvajalcu. Nosilci se bodo ojačali z uporabo zunanjih kablov brez povezave in deviatorji v vsakem polju. Ob tem smo predvideli še obbetoniranje nosilcev v območju spodnje pasnice, v območju največjih strižnih obremenitev pa obbetoniranje celotne stojine nosilcev. Predvideli smo po 2 deviatorja na polje, pri čemer smo jih postavili na mesta prečnih nosilcev. Deviatorji so jekleni, uporabljeni so standardni jekleni nosilci, ojačani z rebri na mestih naleganja kablov. Posebno pozornost smo namenili naleganju nosilcev na beton, kjer smo morali upoštevati dejansko stanje geometrije nosilcev (nagib spodnje ravnine, kakor tudi neenakomerno višino spodnjega roba nosilcev).

Analiza vseh treh mostov je bila opravljena na matematičnih modelih, sestavljenih iz linijskih in ploskovnih končnih elementov. Pri projektiranju smo se poleg evrokodov naslonili tudi na literaturo, smernice in predpise drugih držav. Upoštevana je bila prometna obtežba LM1, pri čemer smo uporabili možnost, da smo zmanjšali prometno obtežbo za 20%, kar evrokodi načeloma dovoljujejo. V analizi smo upoštevali zmanjšanje sile prednapetja v posameznih nosilcih glede na poročila o pregledu konstrukcije.

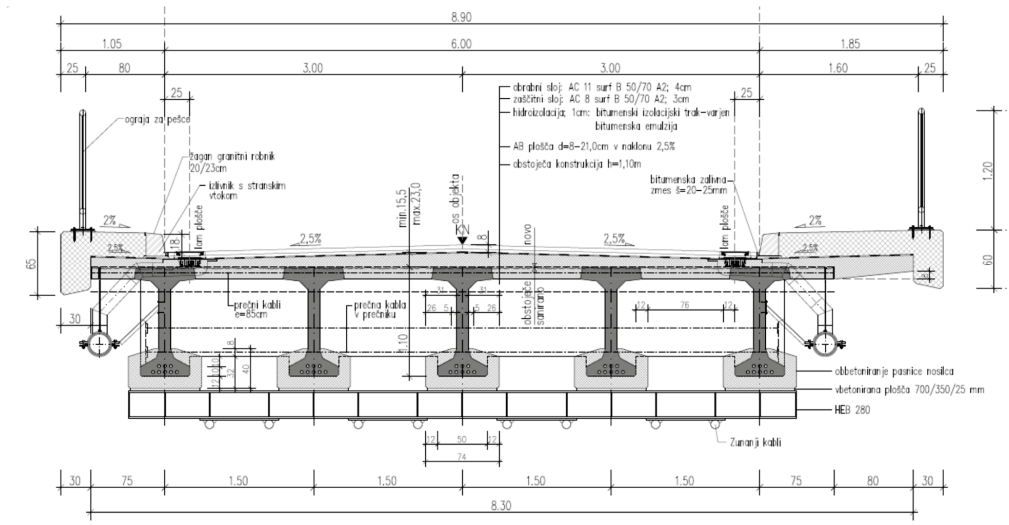
Že v prvotni rešitvi smo načrtovali razširitev vozišča na iz 4.50 m, novo zgornjo AB ploščo, zamenjavo odvodnjavanja, zamenjavo in razširitev hodnikov ter robnih vencev. Za ožja mostova smo

predvideli 4 linije zunanjih kablov, za širši most pa 8. Strmeli smo k čimbolj enakomerni obremenitvi zaradi odklonskih sil iz prednapenjanja. Zunanji kabli brez povezave so postavljeni vsak v svojo cev, v kateri je mast. Nato so cevi s kabli postavljene v zunanjo zaščitno cev, katera se zainjektira pred napenjanjem kablov. S tem se položaj kablov fiksira v zunanji zaščitni cevi, notranja cev s kablom v masti pa še vedno omogoča njihovo gibanje.

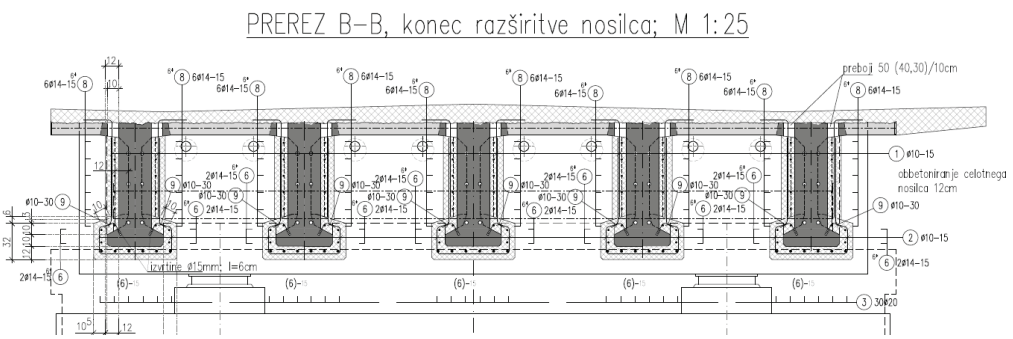
Na mostu Starše – Prepolje je bilo tako predvidenih 8 kablov, s po 6 prameni površine vsakega pramena 150 mm$^2$. Mostova Starše – Trniče in Dravski Dvor pa 6 kablov, s 4 prameni površine 150 mm$^2$. Pri vseh treh mostovih se je napenjalo kable v 2 fazah (prvič do 50% sile, nato na projektno silo).

Zaradi obstoječih prednapetih prečnikov, smo morali skrbno načrtovati nove prečnike, ki so zajeli obstoječe. Armaturo smo zasnovali tako, da je hkrati povezovala nosilce v vzdolžni smeri in bila sestavljena iz večih delov, primernih za vgradnjo. Omogočati je tudi morala neovirano betoniranje. Mnogo časa smo namenili reševanju detajlov naleganja deviatorjev, vodenja kablov skozi same prečnike (z uporabo jeklenih tulcev) in faze gradnje.

Pri vseh treh mostovih smo predvideli dobetoniranje armiranobetonske tlačne plošče nad nosilci in razširitev kril, da je nastal potrebni prostor za cestišče, robne vence in hodnike.




*Slika 6: Prečni prerez s prikazom kablov, deviatorjev in obbetoniranjem nosilcev.*




*Slika 7: Prečni prerez obbetoniranja nosilcev z armaturo*

Ločeno se je za namene odlaganja nosilcev v fazi gradnje načrtovala jeklena podkonstrukcija. Predvideli smo izvedbo jeklenih konzol, ki so se medsebojno spojile skozi steber z uporabo palic iz visokovrednega jekla. Konzole so služile kot ležišča za prečni nosilec, na katerem je bil prostor za hidravlične bate in podkonstrukcija za bočno pridržanje nosilcev.

Most Starše – Trniče je bil deležen še precejšnje izboljšave nivelete. Most je imel majhno vertikalno zaokrožitev, katera je posledično onemogočala pogled iz avtomobila preko mostu. Ob projektiranju smo tako razmišljali tudi o možnosti izboljšave problema preglednosti. Predvideli smo rešitev, kjer bi z znižanjem naleganja srednjega nosilca in zasukom nosilcev v preostalih poljih lahko znižali niveleto na sredini za približno 60 cm. Obstoječa geometrija nosilcev je takšno spremembo tudi dopuščala.

Jeklena podkonstrukcija za začasno odlaganje je na tem objektu bila spremenjena na način, da se je lahko zniževala za hod hidravličnih cilindrov in omogočila postopno spuščanje konstrukcije.

Na mostu Starše – Trniče so potekali tudi TK in vodovodne instalacije, katere je bilo v času rekonstrukcije potrebno začasno voditi po odru, kasneje pa so našle svoje končno mesto na konzolah na dolvodni strani mostu.

## 4. IZVEDBA REKONSTRUKCIJE

Rekonstrukcija je potekala pri vseh treh mostovih skorajda enako. Izvajalec (RGP) je naprej odstranil opremo mostu (ograjo, dostopne lestve), asfalt, naklonski beton, robne vence in hodnike. Lokalno se je odbilo slab beton, kjer je obstajal sum predora kloridov skozi hidroizolacijo. Površina se je sprala z vodnim curkom pod visokim pritiskom in ohrapavila.

Nato se je izdelal oder, ki je omogočal sanacijo betonov na celotni površini pod mostom. Celotno betonsko površino pod mostom se je prav tako opralo pod visokim pritiskom, mesta, kjer je obstajal sum na prisotnost kloridov ali napredovanje karbonatizacije, se je odstranilo. Kjer je bila poškodovana armatura, se je le-ta očistila rje in zaščitila s protikorozijskim premazom.

Na mestih podpor so izdelali začasne jeklene naslone za nosilce, kamor se je konstrukcija za čas sanacije tudi odložila. Za izdelavo konzol so najprej izvrtali luknje skozi steber. Sledila je namestitev jeklenih konzol, ki so bile medsebojno skozi steber povezane. Luknje so se nato zainjektirale. Nato so na konzole namestili prečne nosilce, hidravlične bate in podpore za bočno pridržanje.

Potem so odstranili stara ležišča, sanirali območja ležišč in pričeli z izdelavo novih prečnikov in elastomernih ležišč na vmesnih podporah. Na konceh nosilcev os bili obstoječi prečniki, kjer so se izdelale luknje za jeklene kabelske cevi ter deloma tlačne plošče nad podporami. V nosilce so zavrtali armaturo, ki je povezala nov sloj betona. Betoniralo se je skozi pripravljene cevi skozi zgornjo konstrukcijo. Zaradi prečnih kablov, so morale biti luknje natančno označene glede na položaj prečnih kablov. Pri betoniranju so uporabili dodatke za beton, ki so omogočili boljše vgrajevanje betona.

Po obbetoniranju in sanaciji nosilcev je sledilo nameščanje jeklenih deviatorjev in zunanjih kablov. Deviatorji so morali omogočati prilagajanje naklona na mestu samem. V naravi tudi nosilci niso imeli na mestih deviatorjev poravnane spodnje ravnine, zato smo predvideli vložke, ki so se izdelali na mestu samem in so zagotavljali enakomerno naleganje deviatorjev na spodnjo ravnino nosilcev. Po namestitvi kablov, so jih napeli na 50% končne sile. Sledilo je betoniranje preostanka tlačne plošče in napenjanje kablov do končne sile.

Za popravilo stebrov v območju nihanja vode v dovodnem kanalu, je DEM začasno znižal gladino v dovodnem kanalu. Izvajalec je nato pripravil jekleno oblogo, ki jo je pritrdil na stebre z mehanskimi sidri. Obloga je služila kot opaž. Vmesni del med oblogo in stebrom je zalil z betonom. Na tak način se je reprofiliralo obliko stebrov in z jekleno oblogo dodatno zaščitilo steber.

Rekonstrukcija se je zaključila z izvedbo novih hodnikov, robnih vencev, asfalta, dilatacije, ograje ter navezave na obstoječo cesto pred in za objektom. Popolnoma novo je bilo odvodnjavanje.

Sprememba vertikalne zaokrožitve pri mostu Starše – Trniče je pomenila tudi modifikacijo poteka rekonstrukcije. Začasna jeklena podpora je morala omogočiti varno spuščanje vmesne konstrukcije 60 cm navzdol. Najprej je izvajalec spustil nosilce v srednjem polju, nato pa še v preostalih 2 poljih. Nadaljevanje je bilo potem enako, kot pri ostalih dveh.



*Slika 8: Most Starše – Trniče, spuščeno srednje polje mostu (linije nosilcev so poudarjene z rdečo)*

## 5. ZAKLJUČEK

V članku je opisan potek dela in nekatere rešitve za rekonstrukcijo treh mostov na dovodnem kanalu HE Zlatoličje. Sprva načrtovana projektna rešitev se je zaradi slabšega stanja prvega objekta (most Starše – Prepolje) med gradnjo spremenila, saj sprva predvidena rešitev ni bila primerna. Zaradi manjšega tveganja je bila nato alternativna rešitev s kabli brez povezave izven prereza uspešno uporabljena še na preostalih dveh. Menimo, da je rešitev primerna za rekonstrukcije podobnih objektov.

Ob tem je bila na mostu Starše – Trniče izvedena še tehnično zahtevna korekcija nivelete z odbijanjem vrha stebrov, spuščanjem prekladne konstrukcije v srednjem razponu, kar je povečalo vertikalno preglednost in pripomoglo k večji prometni varnosti.

Tekom izdelave projektne dokumentacije se je pokazala potreba po smernicah glede izračunov obstoječih podobnih objektov, zlasti glede prometnih obtežb. Podobne usmeritve so na voljo v sosednjih državah. Danes so vsi trije mostovi obnovljeni in bodo ob rednem vzdrževanju služili svojemu namenu naslednja desetletja.

## 6. LITERATURA


[1] HSE Invest, d.o.o., *Most čez dovodni kanal HE Zlatoličje (most Dravski Dvor).* Načrt s področja gradbeništva, PZI, št. projekta HIZL-8242/2022, št. načrta HIZLMO-7G/01, december 2022

[2] HSE Invest, d.o.o., M*ost »Prepolje« čez dovodni kanal HE Zlatoličje v km +15.00 na lc starše-prepolje*, Načrt s področja gradbeništva, PZI, št. projekta HIZL-5833/2013, št. načrta HIZL-7G/01, februar 2020

[3] HSE Invest, d.o.o., *Most čez dovodni kanal HE Zlatoličje v km 13.90 (LC Starše – Trniče),* Načrt s področja gradbeništva, PZI, št. projekta HIZL-7842/2020, št. načrta HIZLMO-7G/01, april 2021

Peter ZUPANČIČ[1], Simon ARČAN[2], Martin HOSTNIK[3]

# PREMOŠČANJE KRAŠKIH POJAVOV V PREDORU T2

**Povzetek**

Prispevek obravnava načrtovanje in izvedbo nosilnih konstrukcij za premostitev kraških pojavov v predoru T2 drugega tira železniške proge Divača–Koper. Predstavljena je metodologija načrtovanja in gradnje premostitvene konstrukcije, prilagojene zahtevnim kraškim razmeram, kjer so bile med izkopom odkrite številne jame in prevotljenosti.

Zasnova premostitev temelji na 3D skeniranju in modeliranju jamskih sistemov ter na naprednih geotehničnih in statičnih analizah, kar je omogočilo natančno umeščanje konstrukcij glede na geološke in geotehnične pogoje. Povezanost obeh analiz je zagotovila realističen vpliv med konstrukcijo in hribino ter omogočila optimizirano in zanesljivo zasnovo premostitvenih konstrukcij.

Projekt predstavlja primer dobre prakse sodelovanja med geologi, geotehniki in konstruktorji ter pomembno izkušnjo za načrtovanje infrastrukturnih objektov v zahtevnih geoloških pogojih.

**Ključne besede**: kraški pojavi, jame, predor, premoščanje, most, ločna konstrukcija

## Bridging Karst Phenomena in Tunnel T2

**Summary**

The paper discusses the design and construction of load-bearing structures for bridging karst phenomena encountered in Tunnel T2 of the Divača–Koper Second Track railway line. It outlines the methodology for designing and building load-bearing structures adapted to challenging karst conditions, where numerous voids and caverns were encountered during excavation.

The design is based on 3D scanning and modelling of cave systems, enabling accurate positioning of structures in relation to geological and geotechnical conditions. The integration of geotechnical and structural analyses ensured a realistic interaction between the structure and the rock mass, resulting in an optimized and reliable design.

The project serves a best-practice example of interdisciplinary cooperation among geologists, geotechnical experts, and structural engineers, and provides a valuable reference for future infrastructure projects in demanding karst environments.

**Key words:** karst phenomena, caves, tunnel, bridging, bridge, arch structure

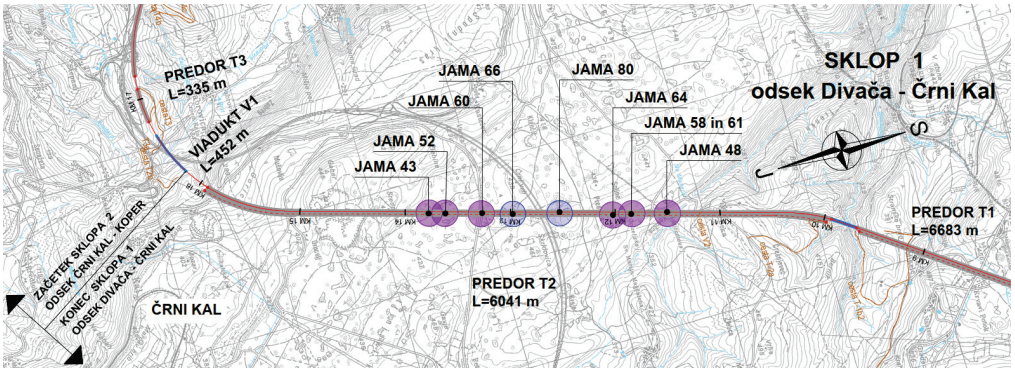
## 1. UVOD

Predor T2 na progi Divača–Koper poteka skozi eno najbolj zakraselih območij v Sloveniji. Med izkopom je bilo odkritih osem kraških jam, za katere je bilo treba zagotoviti ustrezne načine premostitve vrzeli. Od tega je bilo šest jam manjših dimenzij z razponi do 15 m (jame 43, 48 ,52 ,58, 61 in 64), dve pa večji, z razponoma do približno 45 m (jami 66 in 80).

Zaradi kompleksnih kraških in hidrogeoloških razmer je bilo treba zasnovati konstrukcijo, ki omogoča varno in trajno premostitev praznin pod predorskim profilom, ne da bi pri tem posegala v konstrukcijo samega predora.

Namen prispevka je prikaz analitičnega pristopa k zasnovi in računski kontroli nosilne konstrukcije premostitve kraških jam, s katerim se doseže racionalna in varna rešitev za celotno življenjsko dobo.

[1] dipl. inž. grad./vodja projektov, Elea iC, Dunajska cesta 21, peter.zupančič@elea.si
[2] mag. inž. grad./projektant, Elea iC, Dunajska cesta 21, simon.arcan@elea.si
[3] mag. inž. grad./projektant, Elea iC, Dunajska cesta 21, martin.hostnik@elea.si




*Slika 1: Situacija predora T2 in lokacija premostitvenih konstrukcij*

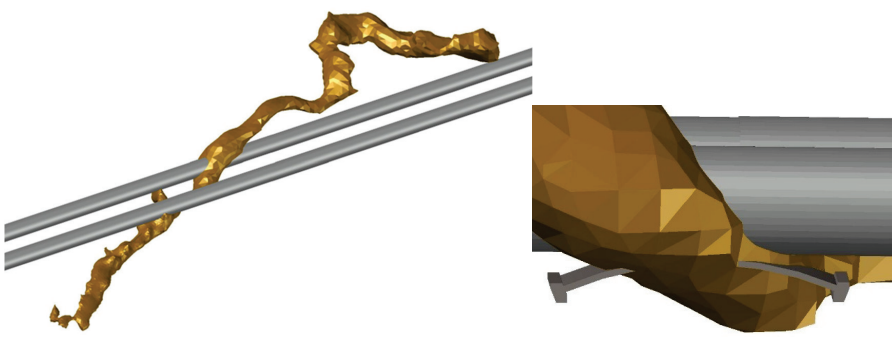
## 2. POVZETEK GEOLOŠKO-HIDROGEOLOŠKIH ZNAČILNOSTI

Trasa predora T2 drugega tira Divača–Koper poteka skozi geološko zelo raznoliko območje med dolino Glinščice in Črnim Kalom, kjer se stikajo eocenske kamnine – alveolinsko-numulitni apnenec, prehodne plasti z laporovcem in flišne kamnine z menjavanjem laporja in peščenjaka. Območje zaznamujejo številne narivne in prelomne cone (Petrinjski, Škrkloviški, Kastelski, Socerbski, Osapski, Črnokalski nariv), ki pogojujejo strukturno in hidrogeološko zgradbo ter razvoj kraških pojavov.

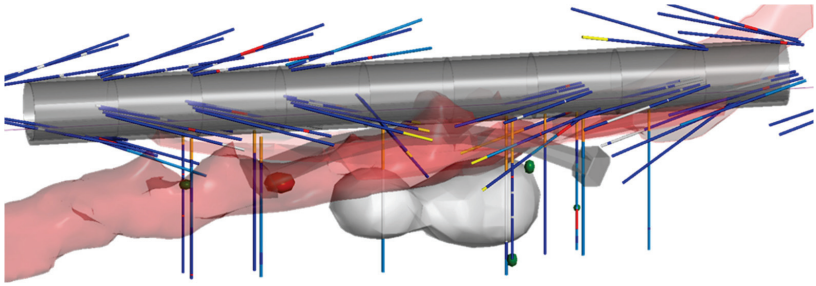
Apnenci in delno prehodne plasti so prepustne in selektivno zakrasele, kar je povzročilo razvoj značilnih podzemnih kraških oblik s številnimi jamami, brezni in kavernami. Zakrasevanje je najizrazitejše vzdolž kontaktov med prepustnimi in neprepustnimi kamninami ter ob tektonskih prelomih. V območju predora so bile med gradnjo odkrite številne nove jame – 25 v predoru T2 – med njimi dve večji jami (2TDK-066 in 2TDK-080), ki sta hidrološko in morfološko povezani.

Hidrogeološko je območje zelo heterogeno. Nivo podzemne vode močno niha in je povezan z izvirom potoka pri Boljuncu in reke Rižane. Ob visokem vodostaju so na tem območju aktivni vodni tokovi nad višino nivelete predora s poplavljanjem nad zožitvami jamskih rovov za nekaj deset metrov nad niveleto predora.

Takšne geološke, hidrogeološke in krasoslovne razmere so zahtevale podrobne raziskave (vrtine, geomehanske preiskave in georadarske »cross-hole« meritve), 3D modeliranje jamskih sistemov ter natančno opredelitev nosilnih in nenosilnih delov hribine. Pridobljeni podatki so bili ključni za določitev območij prevotljenosti ter za opredelitev optimalne lege temeljev, prilagojenih kompleksnim pogojem kraškega terena.



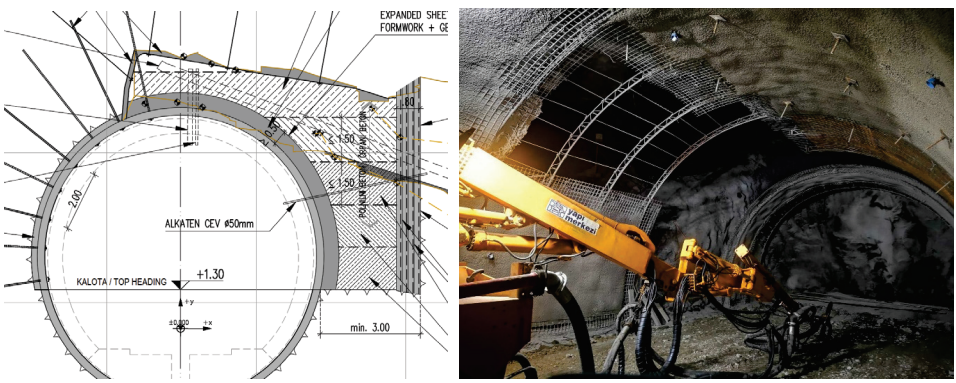
*Slika 2: Prikaz jamskega sistema, ki preseka predor T2 in umestitev premostitvene konstrukcije*



*Slika 3: Predstavitev rezultatov predvrtavanja in dodatnih geološko-geomehanskih in geofizikalnih preiskav za premoščanje jame 2TDK-080. Poleg jame (rdeče) so predstavljene še anomalije kraških pojavov (zelene ) in jamskega sedimenta (sivo).*



*Slika 4: Prikaz vgradnje prepustov po dnu jame in pogled na votlino pod predorom*




*Slika 5: Prikaz votline z boka predora in ena izmed implementiranih tesnitev votline*

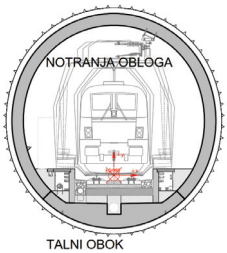
## 3. ŠTUDIJA VARIANT PREMOSTITVE KRAŠKIH JAM

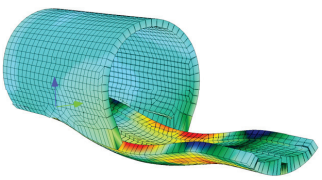
Ob pojavu kraških jam je bila izvedena študija možnih variant premostitve, z namenom določiti optimalno konstrukcijsko rešitev glede na razpoložljive geološko-geotehnične podatke in pogoje gradnje.

V okviru študije je bilo obravnavano več možnih variant, med katerimi so bile štiri izbrane za podrobnejšo analizo. Ostale rešitve so bile opuščene zaradi zahtevnejše izvedbe, vprašljive trajnosti ali ekonomskih razlogov.

## 3.1 Opis izbranih variant

**Varianta 1:** Premostitev z osnovnim prerezom predora in monolitnost dveh kampad

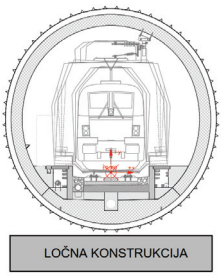


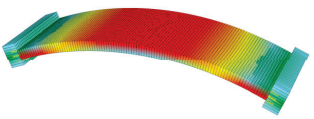



**Prednosti**: enostavna in hitra izvedba, nizki stroški, ni dodanih izkopov, ni dodatnega opaža.

**Slabosti**: omejena nosilnost, razponi do 15 m.

**Varianta 2:** Ločna konstrukcija pod predorom

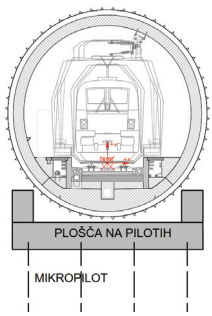


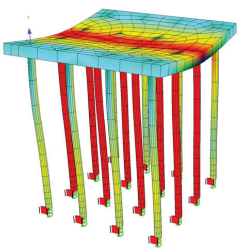



**Prednosti**: enostaven nosilni sistem, robustna konstrukcija, enostavni detajli za gradnjo, primerno za večje razpone 25–45 m.

**Slabosti**: poglobitev izkopa za temeljenje, priprava izkopa v loku, dodatni masivni temelji.

**Varianta 3:** Mikropilotiranje plošče pod predorom

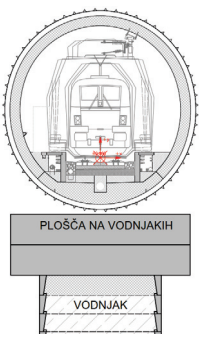


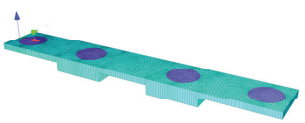



**Prednosti**: prilagajanje globine mikropilotov, prilagodljivost dimenzije in oblike AB plošče, enostavni detajli izvedbe.

**Slabosti**: velika količina pilotov, vrtanje v rahel nasip skozi kamnite bloke, potrebna bočna stabilnost pilotov, težavna izvedba zaradi mehanizacije.

**Varianta 4:** Temeljenje na vodnjakih s kontinuirano ploščo pod predorom



**Prednosti**: stabilna AB plošča preko vodnjakov, robustna konstrukcija, uporabno za zelo slabe geološke pogoje.

**Slabosti**: obsežen izkop za vodnjake (globina 5–20 m); dodatni AB prstani ali brizgan beton, poraba velike količine betona v vodnjaku in plošči.

## 4. OPTIMALNA REŠITEV PREMOSTITVE

Študija variant je pokazala, da je za manjše razpone do 15 m najprimernejša varianta 1, torej izvedba s togo povezano notranjo oblogo, ki omogoča hitro, enostavno in ekonomično gradnjo. Za večje kraške jame pa se je kot optimalna izkazala varianta 2 – ločna konstrukcija, ki zagotavlja robustno rešitev ob relativno enostavni izvedbi.

Manjše jame, kjer smo izvedli premostitev z varianto 1:

- jama 48
- jama 58 in 61
- jama 60
- jama 64

Večje jame, kjer smo izvedli premostitev z varianto 2:

- jama 66
- jama 80

### 4.1 Premostitev manjših jam z osnovnim prerezom predora

Premostitev je izvedena z združitvijo dveh kampad notranje obloge v togo konstrukcijo, kar predstavlja preprosto in hitro rešitev brez dodatnih izkopov, opaženja, kompleksne armature in detajlov hidroizolacije.

Rešitev zahteva predhodno zasipanje kraške jame in izvedbo močno armiranega talnega oboka, ki premošča jamo ter nalega na nosilno hribino ob jami. Nasip pod obokom služi le kot začasna podpora talnega oboka. Pri betoniranju notranje obloge talni obok deluje kot prostostoječa nosilna konstrukcija, ki prevzema maso opažnega vozička in svežega betona obloge. Po strditvi betona se med talnim obokom in notranjo oblogo vzpostavi toga povezava, s čimer se tvori skupni nosilni prerez, ki prenaša vse obtežbe v fazi uporabe.

### 4.2 Premostitev večjih jam z ločno konstrukcijo

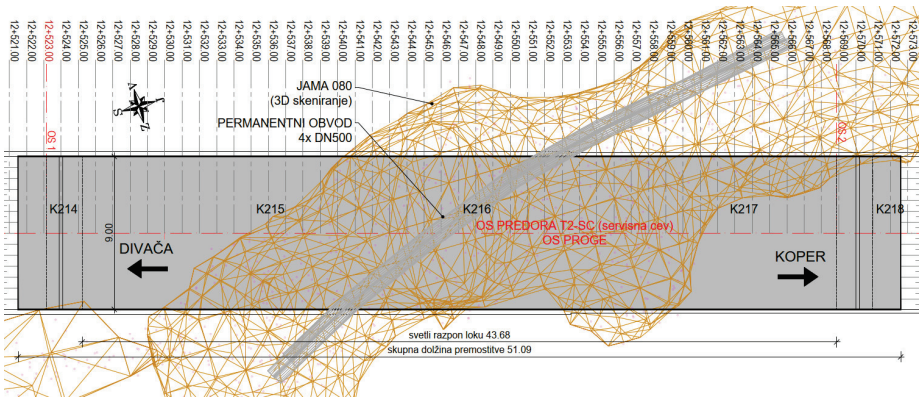
Premostitev je monolitna armiranobetonska ločna konstrukcija, pri kateri je lok togo vpet v masivne temelje. Temelji so plitki pasovni in kontaktno betonirani na kamnito podlago.

Izkop za konstrukcijo se je izvedel v konturi loka. Pod lokom je vgrajen sloj EPS plošč, ki omogoča nadzorovane deformacije za vzpostavitev tlačnega loka ter preprečuje direktni stik s hribino in s tem lokalne preobremenitve.

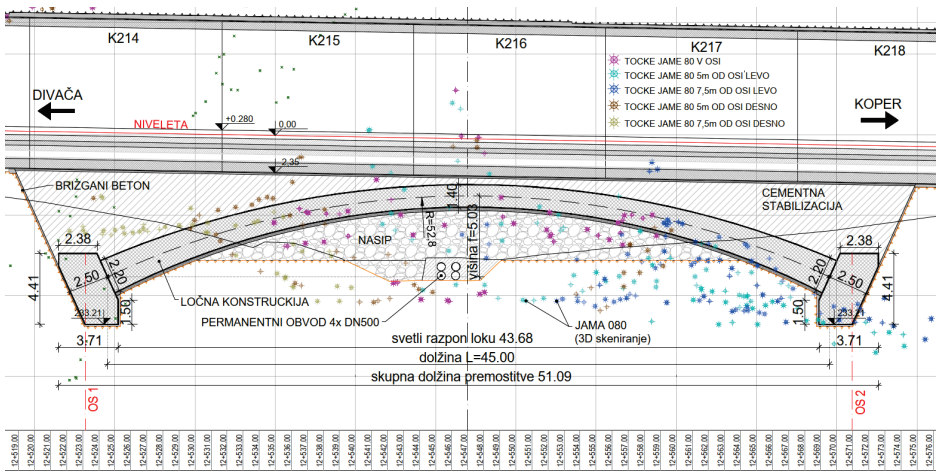
Pri zasnovi smo pozornost namenili geometriji loka, omejeni z globino izkopa in dopustnim radijem ukrivljenosti. Manjši radij izboljša porazdelitev notranjih sil, a zahteva globlje temeljenje, zato smo z izbiro ustreznega razmerja med višino in razponom (f/L) določili geometrijo, ki še zagotavlja obvladljive notranje sile in ekonomičnost izvedbe. Dimenzije izvedenih ločnih konstrukcij so prikazane v spodnji preglednici.

*Preglednica 1: Dimenzije izvedenih ločnih konstrukcij*

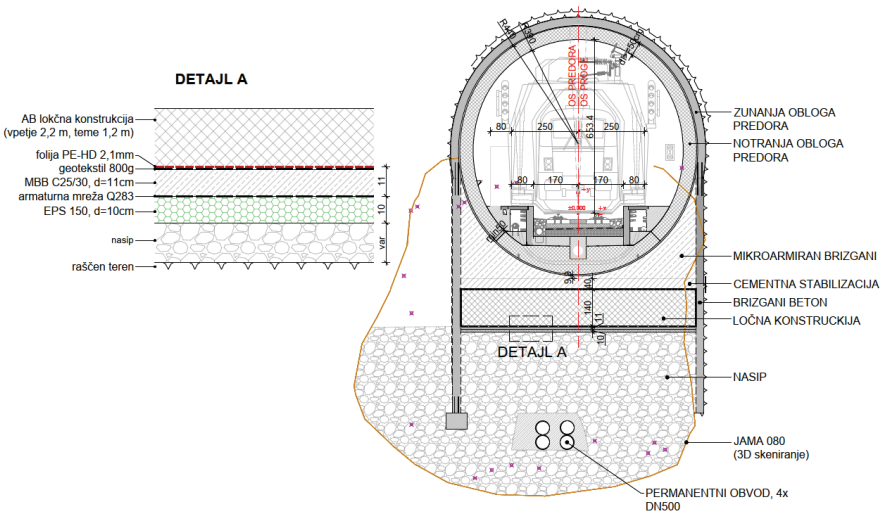
| Premostitev | Dolžina L [m] | Višina f [m] | Razmerje f/L | Širina [m] | Debelina loka [m] | Radij loka [m] | Globina izkopa [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2TDK-066-GC** | 25,0 | 2,50 | 0,10 | 9,0 | 1,0 | 32,0 | 5,0 |
| **2TDK-066-SC** | 40,0 | 4,70 | 0,12 | 9,0 | 1,6 | 45,0 | 8,3 |
| **2TDK-080-GC** | 35,0 | 4,03 | 0,12 | 9,0 | 1,2 | 40,0 | 7,0 |
| **2TDK-080-SC** | 45,0 | 5,0 | 0,11 | 9,0 | 1,4–2,2 | 52,8 | 9,2 |




*Slika 6: Tloris premostitve 2TDK-080-SC, ki premošča jamo 80*




*Slika 7: Vzdolžni prerez premostitve 2TDK-080-SC*




*Slika 8: Prečni prerez premostitve 2TDK-080-SC in detajlni prikaz sestave konstrukcije*

### 4.3 Določitev tipa in geometrije premostitve

Izbrane premostitvene konstrukcije temeljijo na natančnem 3D skeniranju kraških jam ter njihovi umestitvi v prostorski model predora. V isti model so bili vključeni tudi geološki sloji, kar je omogočilo celovit prikaz razmer v okolici predora (od zapolnjenih delov jam z nenosilnimi sedimenti do rovov in praznin). Za vsako premostitev so bile izvedene tudi poglobljene preiskave materialov.

Na podlagi usklajenega sodelovanja vseh strok in celovite analize terenskih razmer sta bili določeni lokacija in globina temeljenja, ki sta neposredno vplivali na izbor tipa premostitve ter njeno končno obliko in dolžino.

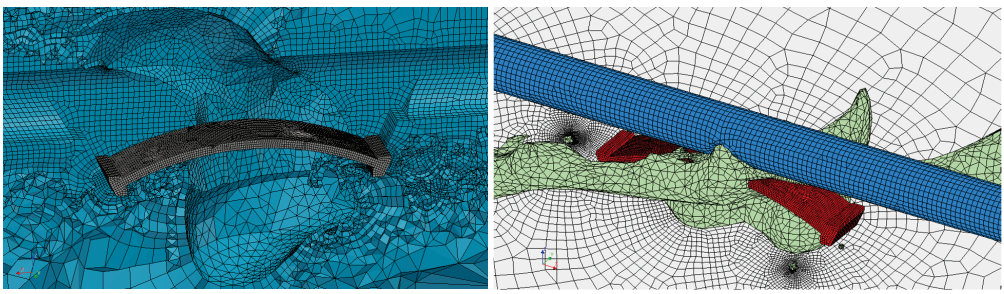
## 5. NUMERIČNE ANALIZE

Numerične analize so obsegale statično in geotehnično analizo, ki sta bili povezani in medsebojno dopolnjujoči. Statična analiza je bila namenjena preverjanju konstrukcije, medtem ko je geotehnična analiza obravnavala nosilnost temeljnih tal in interakcijo konstrukcije s hribino. V nadaljevanju predstavljamo postopek izračuna samo za večje ločne premostitve.

### 5.1 Geotehnična analiza

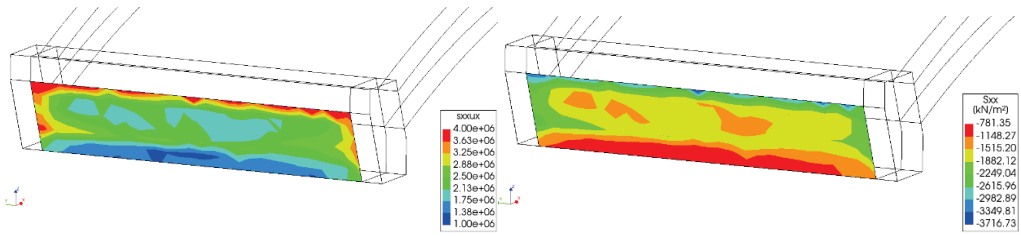
Za preverbo nosilnosti temeljnih tal in interakcije med konstrukcijo ter hribino so bili izvedeni prostorski geotehnični izračuni po metodi končnih elementov (MKE) z uporabo programa DIANA FEA. Te analize imajo ključno vlogo pri kalibraciji in dopolnjevanju statičnih izračunov za konstrukcijo.

V izračunih je uporabljen Mohr-Coulombov (tudi Jointed Rock Model) konstitutivni model, pri čemer je upoštevana prava, 3D skenirana geometrija jamskega prostora ter faznost gradnje (izkop predora, izkop za temelje, izvedba konstrukcije ipd.). Takšen pristop je upošteval vpliv začetnega napetostno-deformacijskega stanja v hribini ter s tem natančnejšo analizo.

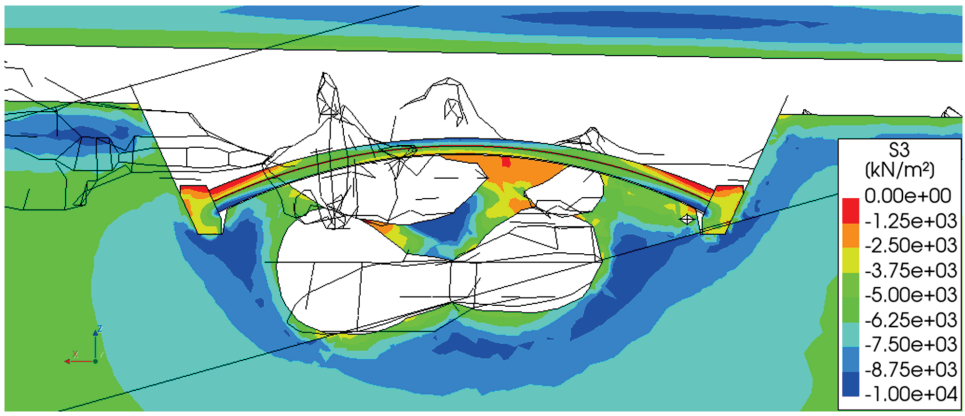


*Slika 9: Numerični model*

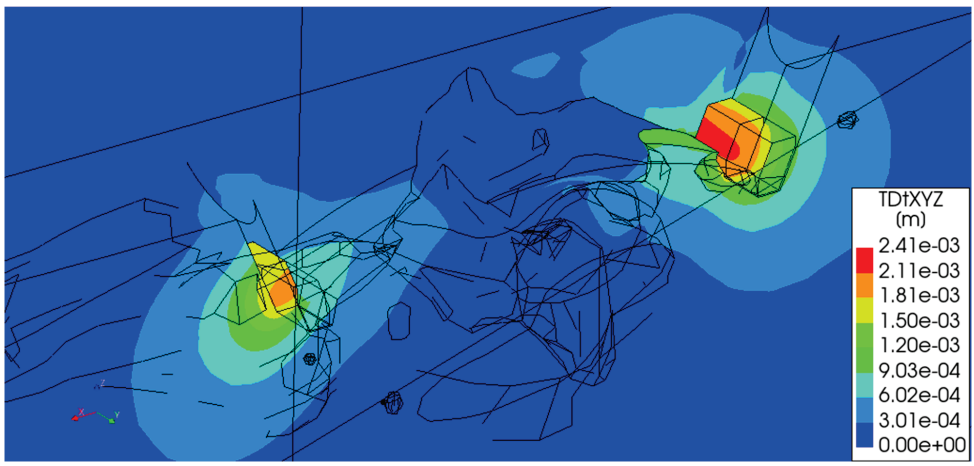
Geotehnični računski model je omogočil simulacijo porazdelitve napetosti, deformacij in posedkov v območju temeljev ter vpliva togosti hribine na obnašanje konstrukcije, pri čemer so rezultati pokazali, da so pričakovani posedki temeljnih tal majhni (v velikostnem razredu nekaj milimetrov), kontaktne napetosti pa ostajajo znotraj mejnih nosilnosti hribinske podlage.




*Slika 10: Napetosti pod temeljno ploskvijo in modul reakcije tal*

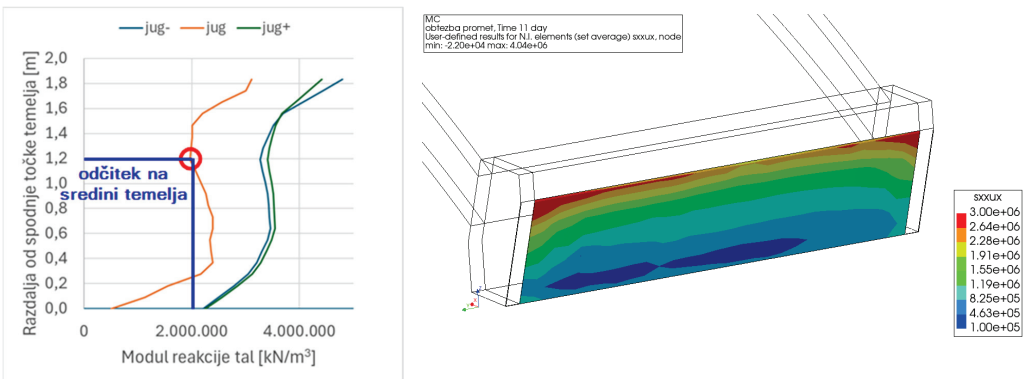



*Slika 11: Glavne napetosti (S3 - tlačne)*




*Slika 12: Pomiki temeljev*

Pomembna prednost izvedene analize je bila, da modula reakcije tal nismo določali z empiričnimi ali poenostavljenimi pristopi, temveč smo ga izračunali neposredno iz 3D analize kot razmerje med kontaktno napetostjo in pomikom temeljne ploskve v normalni smeri. Ta vrednost je bila prenesena v statični model, kjer je predstavljala togost elastičnih podpor.



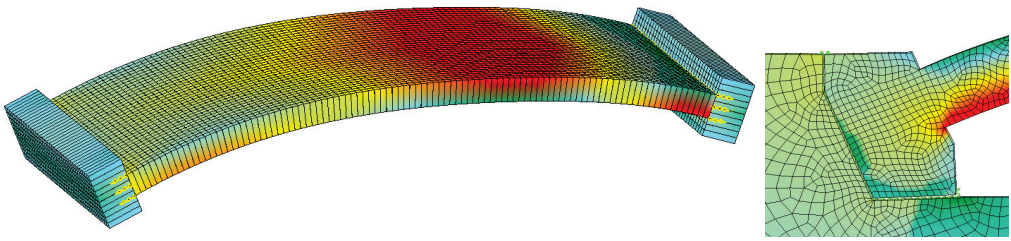

*Slika 13: Vrednotenje, upoštevanje in kontrola modula reakcije tal*

## 5.2 Statična analiza

Izračun mehanske odpornosti in stabilnosti konstrukcije je bil izveden po metodi končnih elementov (MKE) z uporabo programa SOFiSTiK. Opravljena je bila globalna analiza premostitve kot celota ter lokalna analiza temelja. Pri obeh analizah so bile upoštevane vse faze gradnje in uporabe konstrukcije.

Analiza je izvedena linearno-elastično po teoriji prvega in drugega reda z upoštevanjem nelinearnega kontakta med hribino in temeljem ter geometrijsko nepopolnostjo loka. V analizi predpostavljamo, da je lok v celoti nepodprt zaradi vgrajenega sloja ekspandiranega polistirena (EPS).

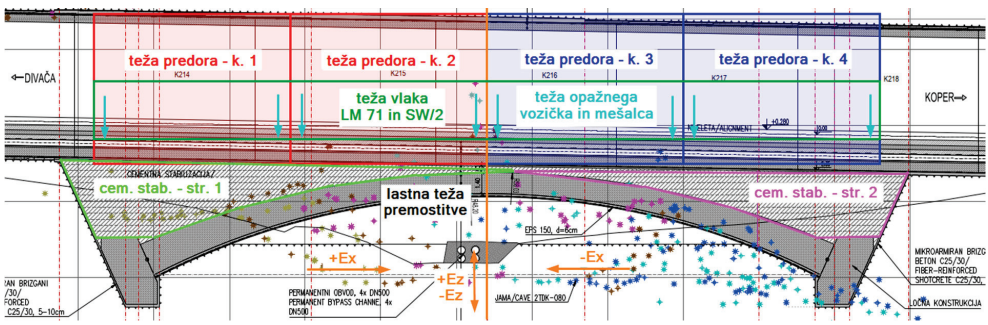
Model temeljnih tal je obravnavan kot Winklerjev pol-prostor, pri čemer je togost hribine predstavljena z elastičnimi vzmetmi, katerih togost temelji na modulu reakcije tal, prevzetem iz geotehnične analize. Po nekaj iteracijah z geotehnično analizo se je statični model uspešno kalibriral, da so se rezultati pomikov, notranjih sil in napetosti zadovoljivo ujemali (±5–8 %). Omenjen postopek je omogočil, da smo pri statični analizi upoštevali realni odziv podpore in tako imeli točnejše rezultate za vse kombinacije vplivov.



*Slika 14: Glavni statični model premostitve in model temelja za lokalno analizo*

Posebnost analize je bila obravnava zunanjih vplivov in faznosti gradnje, saj konstrukcija v posameznih fazah prevzema različne obremenitve. Kot stalni obtežbi sta bili upoštevani teža polnilnega betona med premostitvijo in predorom ter teža predora, razdeljeni po kampadah glede na zaporedje betoniranja. Teža stalnih obtežb je bila določena z upoštevanjem zgornje in spodnje mejne vrednosti, ki odraža odstopanje v geometriji elementov ter v gostoti materialov.

V fazi uporabe so bili upoštevani vplivi prometa po modelih LM 71 in SW/2, temperaturni vplivi in reološke lastnosti betona (krčenje in lezenje). Za konstrukcijo je bila merodajna obtežba v fazi gradnje, ko so na loku istočasno delovale teža opažnega vozička (125 ton), tovornega vozila za prevoz betona (15 ton) ter vse stalne obtežbe predora in polnilnega betona.




*Slika 15: Shematski prikaz pomembnih obtežb*

Statična analiza je zajemala številne kombinacije za fazo gradnje, uporabe in potresno stanje. Na tej podlagi je bila določena ovojnica notranjih sil in dimenzioniranje betonskih prerezov. Preverjeni so bili tudi pomiki loka, napetosti v betonu ter kontaktne napetosti v hribini, pri čemer so bile vse vrednosti znotraj dovoljenih mej.

## 6. GRADNJA IN MONITORING

Do pisanja članka so bile izvedene vse krajše premostitve in tri ločne premostitve (2TDK-066-GC, 2TDK-066-SC, 2TDK-080-GC), četrta ločna premostitev (2TDK-080-SC) pa je v gradnji.



*Slika 16: Izkop za kontaktno betoniranje in prikaz armature*

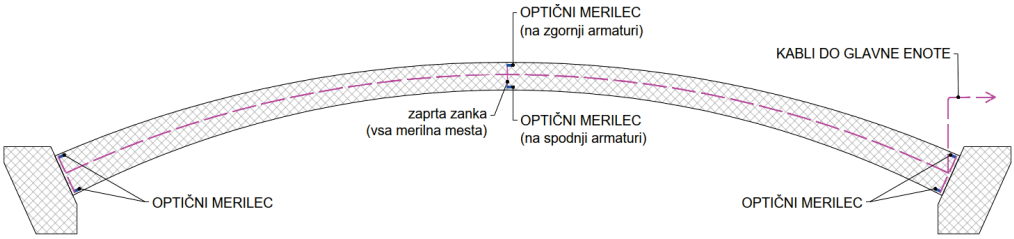


*Slika 17: Prikaz izvedenega loka in končno zasuto stanje za nadaljevanje gradnje predora*

## 6.1 Monitoring in obremenilni preizkus

Monitoring konstrukcije zajema sistem vgrajenih optičnih senzorjev za merjenje specifičnih deformacij in temperature. Senzorji so nameščeni v beton ločne konstrukcije, in sicer v temenu ter na območju vpetja v temelje v zgornji in spodnji coni armature. Med seboj so povezani v enotno merilno verigo, katere zbirna enota je nameščena v notranjosti predora na najbližjem dreniranem odseku.

Sistem je zasnovan tako, da omogoča neprekinjeno spremljanje deformacij in napetostnega stanja v loku skozi celotno uporabno dobo ter s tem pravočasno zaznavo morebitnih sprememb v konstrukciji.




*Slika 18: Prikaz lokacije optičnih merilcev*



*Slika 19: Prikaz vgrajenega optičnega merilca*

Po končani gradnji se je za vsako večjo premostitve opravil obremenilni preizkus, ki je vseboval dva tovorna vozila s skupno težo ca. 782 kN. Do sedaj izvedene meritve so pokazale, da so specifične deformacije v ločnih konstrukcijah izjemno majhne. Na spodnjem senzorju je bila izmerjena raztezna deformacija 0,717 μm/m, na zgornjem pa tlačna –1,787 μm/m, kar je na meji merljivosti. Iz teh vrednosti izhajajo zelo nizke normalne napetosti med 25 kPa in 63 kPa. Rezultati potrjujejo pričakovanja, da bodo spremembe v napetostih zaradi prometne obtežbe majhne.



*Slika 20: Prikaz obremenilnega preizkusa z dvema triosnima voziloma na premostitvi 2TDK-066*

## 7. ZAKLJUČEK

Projekt premoščanja kraških pojavov v predoru T2 drugega tira Divača–Koper predstavlja zgleden primer interdisciplinarnega inženirskega pristopa, v katerem so bila povezana znanja geologije, krasoslovja, geotehnike in statike, da se doseže premišljena in racionalna premostitvena konstrukcija.

Ključni dejavnik uspeha je bila natančna interpretacija geoloških in geofizikalnih raziskav, podprta z 3D modeliranjem jamskih sistemov, kar je omogočilo realno razumevanje podzemnih razmer in pravilno umeščanje premostitvenih konstrukcij. Združitev geotehničnih in statičnih analiz je zagotovila celovito preverbo nosilnosti in uporabnosti armiranobetonskih premostitvenih konstrukcij.

V zasnovo je bil vključen tudi sistem stalnega monitoringa, ki omogoča spremljanje deformacij in napetostnega stanja loka skozi celotno življenjsko dobo konstrukcije.

Projekt predstavlja referenčni primer dobre prakse za načrtovanje infrastrukturnih objektov v podobno zahtevnih geoloških pogojih.

## 8. LITERATURA

[1] Elea iC, d.o.o., Interpretacija krasoslovnih pogojev za gradnjo predorov T1 in T2, faza PZI, 190175/1-E/01, 2020.

[1] Elea iC, d.o.o., Premoščanje kraških pojavov v predoru T2, faza PZI, 190175/1-2/05, 2025.

[2] IRGO Consulting, d.o.o. & Elea iC, d.o.o., GG elaborat predora T1 in T2, faza PZI, 190175/1-E/02, 2020.

[3] Živec, T., Fux, J., et al., Building a 3D geological database as a decision-making support in tunnel design and excavation in karstic areas, Geotechnical challenges in Karst, ISRM, Specialised Conference, 2019.

[10] Dodatna interna poročila Elea iC in 2TDK.

Ilma KULOVIĆ[1], Meta KRŽAN[2]

# UČINKOVITOST UTRJEVANJA ZIDOVJA S FRP SISTEMI: PRIMERJAVA ANALITIČNIH PRISTOPOV Z EKSPERIMENTALNIMI REZULTATI

**Povzetek**

Za načrtovanje strižne utrditve zidovja je v inženirski praksi zelo pomembna ustrezna ocena vpliva utrditve na strižno nosilnost, togost in deformacijsko kapaciteto. V literaturi in različnih standardih so na voljo empirični modeli za analitično oceno prispevka FRP sistemov k strižni nosilnosti zidov, ki upoštevajo različne parametre in vrste utrjevanja. V prispevku je podan kratek pregled teh modelov ter njihovih značilnosti. Modeli so bili uporabljeni za analizo kamnitih zidov, utrjenih z dvema različnima FRP sistemoma, preiskanima v dveh eksperimentalnih študijah v Sloveniji. Po sanaciji in utrjevanju predhodno poškodovanih zidov so bili v raziskavah, katerih rezultati so povzeti tudi v prispevku, izvedeni ciklični preskusi strižnega obremenjevanja v ravnini. Analiza rezultatov kaže različno učinkovitost modelov pri analitični napovedi prispevka FRP ter izpostavlja vpliv konfiguracije, količine materiala in izbire veziva na strižno nosilnost zidov. Rezultati primerjave potrjujejo pomen eksperimentalnih raziskav in potrebo po nadgradnji obstoječih standardov za zanesljivejšo uporabo FRP sistemov v praksi.

**Ključne besede**: kamnito zidovje, utrditev zidovja, FRP, analitični modeli, eksperimentalne preiskave, potresna odpornost.

## Effectiveness of strengthening masonry with FRPs: Comparison of analytical and experimental results

**Summary**

When designing shear reinforcement for masonry, it is in engineering practice of key importance to properly assess the effect of the reinforcement on the shear resistance capacity, stiffness, and deformation capacity. The empirical models for the analytical assessment of the FRP system contribution to the shear resistance of masonry walls, which consider various parameters and types of reinforcement, are available in the literature and various standards. This paper provides a brief overview of these models and their characteristics. The models were used to analysed stone masonry walls reinforced with two different FRP systems, which were investigated in two experimental studies conducted in Slovenia. After retrofitting and strengthening the precedingly damaged walls, in-plane cyclic shear tests were performed, results of which are summarised in the paper together with the strengthening system and experimental testing main characteristics descriptions. The analysis of the results shows the varying (in)effectiveness of various models to predict the FRP's contribution and highlights the influence of configuration, material quantity, and choice of binder for masonry shear resistance. The comparison of the results confirms the importance of experimental tests and the need to upgrade existing standards for more reliable use of FRP systems in practice.

**Key words:** stone masonry, strengthening, FRP, analytical models, experimental tests, seismic resistance

## 1. UVOD

Zidane stavbe, zgrajene pred uvedbo predpisov za protipotresno projektiranje, so pogosto pri potresu oziroma pri horizontalni obtežbi zelo ranljive. Zgrajene so bile na podlagi izkušenj in zasnovane predvsem za prenos navpične obtežbe. Ker potres predstavlja eno največjih tveganj za številne stavbe

[1] mag. inž. grad, Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG), Dimičeva 12, Ljubljana, ilma.kulovic@zag.si
[2] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG), Dimičeva 12, Ljubljana, meta.krzan@zag.si

na potresno-nevarnih območjih, je treba obstoječe stavbe z nezadostno potresno odpornostjo identificirati in utrditi za njihovo varno uporabo in ohranitev v prihodnosti. Za natančno oceno odpornosti zidane stavbe na različne obtežbe je bistveno dobro poznavanje in razumevanje zasnove konstrukcije, uporabljenih materialov in njihovih mehanskih lastnosti [1]. Za izboljšanje strižne (potresne) odpornosti zidov so bile razvite različne metode utrditev, pri čemer imajo pri uporabi prednost okolju prijazne, stroškovno-učinkovite in preproste rešitve. Med sodobnejšimi pristopi je razširjeno utrjevanje s polimeri, armiranimi z vlakni, imenovano tudi utrditve s FRP (ang: *Fibre Reinforced Polymers*).

Sistemi utrditev s FRP so se izkazali za hitre, preproste in učinkovite rešitve. Nekatere prednosti uporabe FRP so njihova nizka teža, odpornost proti koroziji, visoka natezna trdnost in modul elastičnosti, neprepustnost za vodo ter hitra in enostavna namestitev. Sistemi za FRP utrditev konstrukcijskih elementov (zidov) so na voljo v različnih oblikah, ki se lahko v primeru polimerizacije na mestu enostavno prilagodijo obliki elementa, ki ga je treba utrditi. Pomanjkljivosti uporabe FRP pa so slabša nosilnost pri visokih temperaturah, potreba po zaščitnem premazu in poslabšanje mehanskih lastnosti po daljši izpostavljenosti določenim okoljskim pogojem, kot so vlaga in pogosti cikli zmrzovanja in tajanja. Poleg tega je učinkovitost utrjevanja v veliki meri odvisna od priprave zidovja kot osnovnega materiala in kvalitetne izvedbe, zato zahtevajo tovrstne rešitve tudi višjo raven nadzora na kraju samem med nanašanjem.

Cilj raziskovalne študije je predstaviti sodobne metode utrjevanja zidov s FRP materiali ter osnovne koncepte načrtovanja takšnih sistemov za povečanje strižne nosilnosti v ravnini, ki so na voljo v obstoječih mednarodnih predpisih, z namenom spodbujanja kritične presoje računskega upoštevanja novih razvitih metod utrditev pri konstrukcijskih analizah zasnovanih variant utrditev stavb. Študija primerja eksperimentalne rezultate strižne nosilnosti različno utrjenih kamnitih zidov z analitično izračunanimi ocenami po ameriških [2] in italijanskih [3] standardih ter z modeli različnih avtorjev [4],[5] in [6], opisanimi v nadaljevanju. Analitični oziroma empirični modeli se pogosto izkažejo za nezadostne, saj so primerni le za določene konfiguracije aplikacije ali pa ne dajejo zanesljivih rezultatov pri različnih lastnostih materialov.

Cilj primerjave je bil oceniti ustreznost obstoječih analitičnih modelov za oceno prispevka FRP k strižni nosilnosti v veljavnih standardih in literaturi ter ugotoviti, v kolikšni meri se analitični izračuni ujemajo z dejanskim odzivom zidov, ugotovljenih z eksperimenti, ter identificirati, kateri modeli najbolje opisujejo obnašanje zidov, utrjenih s FRP, pri različnih načinih utrjevanja in robnih pogojih in tako določiti oziroma potrditi lasten pristop upoštevanja strižnih prispevkov FRP ojačitev pri lastnih izračunih.

## 2. ANALITIČNA OCENA PRISPEVKOV FRP K STRIŽNI NOSILNOSTI ZIDOV V RAVNINI

V tem poglavju so predstavljeni različni analitični pristopi za določitev prispevka FRP sistema utrjevanja k strižni nosilnosti zidov, povzeti po dveh standardih in modelih izbranih avtorjev v literaturi, za katere so v nadaljevanju podane empirične enačbe za izračun prispevka. Zaradi omejenega obsega prispevka so podrobnosti posameznih korakov izračuna, vključno z določitvijo posameznih parametrov z uporabo dodatnih enačb, le na kratko povzete. Celovitejša predstavitev postopkov in podrobnosti izračunov po posameznih modelih je skupaj z bolj podrobnimi omejitvami, za kakšne aplikacije se njihova uporaba predvideva, podana v magistrskem delu o učinkovitosti utrjevanja s FRP [7], v katerem so predstavljene tudi primerjave rezultatov za druge sisteme FRP utrditev zidov, eksperimentalno preskušanih v Sloveniji. Vsi predstavljeni modeli predpostavljajo uporabo modelov za vgradnjo utrditev v horizontalni smeri, torej za konfiguracije, s katerimi so bili utrjeni preiskušanci predstavljenih izbranih eksperimentalnih preiskav.

Italijanski standard CNR-DT 215/2018 [3] priporoča uporabo utrditve na obeh straneh zidovja s pokrivanjem celotne površine, pri čemer priporoča aplikacijo z usmeritvijo vlaken v obeh pravokotnih

smereh. Pri izračunu prispevkov FRP k strižni nosilnosti zidov $V_f$ model za izračun po CNR-DT (En.(1)) upošteva prečni prerez vlaken, vzporednih s strižnimi silami, pri izračunu pa so upoštevani naslednji parametri: število plasti $n_f$, širino (debelino) FRP utrditev $t_f$, projektno dolžino utrditev v smeri, pravokotni na strižno silo $l_f$, ki ne presega višine zidu $H$, ter mehanske lastnosti materiala, tj. modul elastičnosti $E_f$ in projektno deformacijo FRP $\varepsilon_{fd}$. Prispevek $V_f$ je v tej študiji izračunan brez uporabe redukcijskega faktorja $\gamma_{Rd}$, saj bodo rezultati primerjani neposredno z eksperimentalnimi rezultati, ki niso zmanjšani in se obravnavajo kot srednje vrednosti. Prispevek se zmanjša tudi s faktorjem $\alpha_t$, ki upošteva zmanjšano natezno trdnost vlaken, ko so izpostavljena strižni napetosti, in se vzame kot 0,8, če ni razpoložljivih rezultatov eksperimentalnih preskusov.

$$V_f = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot n_f \cdot t_f \cdot l_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \tag{1}$$

V skladu z ameriškim standardom ACI [2] se prispevek FRP k dodatni strižni nosilnosti oceni z uporabo podobnega pristopa (En.(2)). V modelu $A_f$ predstavlja površino prečnega prereza utrditvenega sistema, $f_{fe}$ je efektivna napetost v posameznem FRP traku ali vrvi, sorazmerna z deformacijo, ki se lahko razvije v vlaknih pri doseženi nominalni nosilnosti, $s_f$ je medosna razdalja med sosednjimi trakovi ali vlakni, $d_v$ pa efektivna širina zidovja, določena kot manjša vrednost med dolžino $L$ ali višino $h$ zidu. ACI standard pokriva najpogosteje uporabljene sisteme za utrjevanje, ki vključujejo tipične konfiguracije z mokrim polaganjem, in sisteme utrditev z vgradnjo utrditev pod površino (ang: *Near surface mounted*), ampak se naj ne bi uporabljal za diagonalno konfiguracijo aplikacije utrditev.

$$V_f = \frac{A_f \cdot f_{fe} \cdot d_v}{s_f} \tag{2}$$

Oba standarda ocenjujeta prispevek FRP sistema k povečanju strižne nosilnosti zidovja na podlagi površine prečnega prereza utrditve, pravokotne na smer strižne sile, ki v obeh primerih igra ključno vlogo pri velikosti FRP prispevka. Ključna razlika med standardoma je v določitvi mejne deformacije, ki izhaja iz deformacije pri pretrgu utrditvenega sistema, pri čemer jo oba standarda dodatno reducirata z različnimi faktorji. Ameriški standard v tem pogledu uporablja nižjo mejno vrednost in s tem bolj konzervativen pristop.

Za primerjavo so bili poleg opisanih modelov v standardih pri analitičnih izračunih prispevka FRP k strižni nosilnosti preverjenitudi modeli naslednjih avtorjev v literaturi: Triantafillou in Antonopoulos [4] Wang in sod [5] ter Marcari in sod [6].

Model, ki sta ga razvila Triantafillou in Antonopoulos [4], opisuje prispevek horizontalnih FRP utrditev k strižni nosilnosti s pomočjo naslednje enačbe (En.(3)).

$$V_f = \frac{0{,}7}{\gamma_{frp}} \cdot \rho_h \cdot E_f \cdot \varepsilon_{frp,e} \cdot l \cdot t \tag{3}$$

Prispevek horizontalnih utrditev k strižni nosilnosti zidu se modelira po analogiji paličja (ang: *truss model*), pri čemer se posamezni FRP trakovi obnašajo kot natezne palice, ki prenašajo horizontalne sile, medtem ko zid deluje kot tlačna opora. V enačbi $\rho_h$ predstavlja delež skupnega prečnega prereza horizontalno aplicirane FRP utrditve glede na površino prečnega prereza zidu po višini. Produkt modula elastičnosti utrditve $E_f$ in efektivne deformacije $\varepsilon_{frp,e}$ določa napetost, ki naj bi se dejansko razvila v utrditvi pri nominalni nosilnosti. Vrednost efektivne deformacije $\varepsilon_{frp,e}$ se lahko izračuna po modelu Triantafillou in Antonopoulos [4] ali po modelu Triantafillou [8]. Dimenziji zidu, dolžina $l$ in debelina $t$, določata prečni prerez zidu. Tako enačba povezuje geometrijo zidu, lastnosti materiala in razpored utrditev ter omogoča oceno prispevka celotnega horizontalnega FRP sistema k strižni nosilnosti zidu.

Model, ki so ga predlagali Wang in sod. [5], je v skladu z navedbami avtorjev primeren za zidovje, utrjeno s horizontalnimi, diagonalnimi ali kombinirano apliciranimi FRP trakovi (horizontalno in

diagonalno). Prispevek FRP k strižni nosilnosti $V_f$ je sestavljen iz horizontalnega prispevka FRP, označenega s $s$, in prispevka diagonalno nameščenega FRP, označenega z $x$.

V enačbi je $E_f$ modul elastičnosti FRP, medtem ko $A_{fs}$ in $A_{fx}$ predstavljata prečni prerez horizontalno oziroma diagonalno usmerjenih FRP trakov, ki sodelujejo pri prenosu sile. Koeficienta vpliva $\delta_s$ in $\delta_x$ upoštevata vpliv posameznega traku ali sloja na učinkovitost sistema, $n_s$ in $n_x$ pa določata število slojev FRP v horizontalni oziroma diagonalni smeri. Delovni koeficient $\xi$ odraža učinkovitost FRP sistema pri prenosu sile, medtem ko kot $\theta$ diagonalnega FRP sistema vpliva na razporeditev prenosa strižne sile v zidu. Koeficienta vpliva $\delta_s$ in $\delta_x$upoštevata, da vsi trakovi oziroma sloji FRP ne prispevajo enako k strižni nosilnosti (En.(4)).

$$V_f = \xi \cdot E_f \cdot \varepsilon_u \left[\delta_s \cdot n_s \cdot A_{fs} + \delta_x \cdot n_x \cdot A_{fx}(\cos\theta + 0.2\sin\theta)\right] \tag{4}$$

Tudi za določitev prispevka FRP k strižni nosilnosti utrjenih zidov po modelu, ki ga je predlagal Marcari s sod. [6], se uporablja model paličja (ang: *truss model*). V tem modelu diagonalni FRP trakovi delujejo kot natezne palice, medtem ko zid prevzema tlačne sile. Natezna sila, ki se razvije v diagonalnem FRP, se nato upošteva pri izračunu prispevka FRP k strižni nosilnosti zidu z upoštevanjem ravnovesja horizontalnih sil (En.(5) in (6)), kjer $E_f$ predstavlja modul elastičnosti FRP, $w_{frp}$ in $t_f$ sta širina in debelina utrditve, $\varepsilon_{frp}$ je izmerjena deformacija, $n$ število slojev utrditve, medtem ko $\theta$ predstavlja kot diagonalno postavljenih utrditev.

$$F_{frp} = n \cdot (E_f \cdot w_{frp} \cdot t_f) \cdot \varepsilon_{frp} \tag{5}$$

$$V_f = F_{frp} \cdot \cos\theta \tag{6}$$

## 3. STRIŽNE CIKLIČNE PREISKAVE KAMNITIH ZIDOV, IZBRANE ZA PRIMERJAVO Z ANALITIČNIMI

Ciklične strižne preiskave zidov so osnova za določitev mehanskih lastnosti obnašanja zidov pri horizontalnih obremenitvah, tj. strižne nosilnosti, togosti, deformacijske kapacitete, duktilnosti in drugih nelinearnih parametrov, kot je npr. disipacija energije. Za kvalitetne oziroma merodajne rezultate je pomembno, da se preskusi izvajajo z ustreznimi postavitvami preskušanj in robnimi pogoji ter s kontroliranim vnaprej določenim protokolom obremenjevanja, pri čemer je zelo pomemben tudi nivo navpične obremenitve. Zidovi se navadno preskušajo bodisi obojestransko vpeti, bodisi z omogočenimi rotacijami na mestu vnosa horizontalne sile, t.j. kot konzole. Horizontalna sila pa se navadno vnaša s kontroliranim povečevanjem pomika v ciklih obremenjevanja iz ravnotežne lege v obe smeri (pozitivno in negativno smer obremenjevanja), pri čemer se cikli z enakimi amplitudami pomikov izvedejo trikrat. Takšen način obremenjevanja omogoča opazovanje napredovanja poškodb, zmanjševanja togosti ter padanja nosilnosti v nelinearnem območju [1].

Bistveni rezultat eksperimentalnih preskusov za namen v dotični študiji predstavljenih primerjav je pridobljena strižna nosilnost za različne variante utrjenih zidov in pripadajoče neutrjene zidove, $H_{max}$, (določena kot povprečna vrednost največjih horizontalnih sil obeh smeri obremenjevanja), na podlagi katerih se lahko določi prispevek utrditve k strižni nosilnosti zidov, $V_f$, kot razlika strižne nosilnosti utrjenega in neutrjenega zidu). Ker pa FRP bistveno prispevajo tudi k povečanju deformacijske kapacitete, v pregledu izvedenih preiskav podajamo tudi doseženo duktilnost, $\mu$.

Za primerjavo sta bili izbrani dve eksperimentalni študiji, izvedeni na enakem tipu troslojnih kamnitih zidov, a utrjenih z različnimi konfiguracijami dveh različnih sistemov utrjevanja; utrditev z vgradnjo steklenih GFRP (ang: *Glass Fibre Reinforced Polymers*) vrvic v vodoravne fuge pod površino (NSM) [9], in utrditev z aplikacijo enosmernih karbonskih CFRP (ang: *Carbon Fibre Reinforced Polymers*) trakov na površino zidov z epoksi lepilom [10]. Poleg vrste in oblike vlaken se načina aplikacije bistveno razlikujeta v tem, da prvi sistem (NSM) za razliko od drugega (aplikacija FRP trakov na površino zidov) ohranja teksturo zidov, a je zaradi postopka zahtevnejši in dolgotrajnejši.

### 3.1 Lastnosti zidov, materialov in sistemov za utrjevanje ter programa preiskav

Obe eksperimentalni raziskavi sta bili izvedeni na troslojnih kamnitih zidovih pri enakih robnih pogojih, enako preskusno postavitvijo in protokolom obremenjevanja.

Preskušani zidovi so bili dimenzij 1500/1000/400 mm³ (višina/dolžina/debelina) in zgrajeni iz pravilno obdelanih kamnitih (apnenec) blokov, na zunanjih slojih položenih v ravne vrste, s prečnimi kamnitimi povezniki ali brez (slednja razlika ima za preskušani tip zidov zanemarljiv vpliv na potresno odpornost zidov) [9]. Zgrajeni so bili z apneno malto tlačne trdnosti 2,20 MPa in povprečno debelino vodoravnih fug 1,50 cm. Srednji sloj je bil relativno kompaktno zapolnjen z ostanki kamnitih blokov, manjšim kamenjem in malto za gradnjo. Povprečna tlačna trdnost zidov, določena s tlačnimi preskusi, je bila 6,05 MPa. Na zidovih so bili v neutrjenem stanju izvedeni ciklični strižni preskusi pri različnih vertikalnih obremenitvah in robnih pogojih [9],[10]. Povprečni rezultati strižne nosilnosti in duktilnosti so za preskušane kombinacije, relevantne za primerjavo, zbrani v Preglednica 1. Pred utrditvijo zidov za namen obeh študij utrditev so bili zidovi sanirani z linijskim injektiranjem nastalih razpok, kar je omogočilo doseganje podobne strižne odpornosti saniranih zidov kot v predhodnih preiskavah neutrjenih zidov.

FRP utrditev zidov v prvi študiji [10] je vključevala vgradnjo na mestu polimeriziranih steklenih vrvic GFRP v delno izpraznjene vodoravne fuge z uporabo podaljšane cementne ali epoksi malte, ki so bile za študij vpliva detajlov in različnih konfiguracij vgrajene v različnih količinah in na različna mesta. Z analitičnimi rezultati v prispevku primerjamo 5 variant iz študije, in sicer S3, S4, S5, S6 in S8, ki se razlikujejo v številu GFRP vrvic (in skupnem prečnem prerezu), vgradnji z obeh ali samo ene strani oziroma vgradnji v vsako ali vsako drugo vodoravno fugo (Slika 1, levo) ter v vrsti malte za vgradnjo. Podrobnosti o konfiguraciji utrditve posameznega preskušanega zidu so skupaj z bistvenimi mehanskimi lastnostmi GFRP utrditev zbrane v Preglednica 1.




*Slika 1: Shema utrditve kamnitih zidov z uporabo NSM GFRP vrvic v vodoravnih fugah [9] (levo) in zid, utrjen s CFRP trakovi [10] (desno).*

V drugi eksperimentalni študiji [10] so bili kamniti zidovi utrjeni s CFPR trakovi (Slika 1, desno), prilepljenimi na površino v vodoravni smeri na krajnih delih zidov (pri vpetju) in na sredini preko kamnitih blokov ter oviti okoli celega zidu, in preskušani na dveh zidovih (SH1, SH2).

V obeh študijah je za v analizi upoštevane zidove bila navpična obremenitev pri strižnih testih enaka 15 % tlačne trdnosti zidov, preskušani pa so bili bodisi pri obojestransko vpetih bodisi konzolnih robnih pogojih, pri čemer je prispevek FRP utrditve določen z upoštevanjem glede na zidove, preskušane pri enakih robnih pogojih v neutrjenem stanju. Izbrana navpična obremenitev ter robni pogoji so pri preiskavah neutrjenih zidov bili izbrani zaradi aktivacije strižnega mehanizma porušitve.

Ključni podatki o izvedbi preiskav za vse neutrjene in utrjene zidove, mehanskih lastnosti FRP materialov in konfiguraciji posameznih utrditev so skupaj z rezultati strižne nosilnosti $H_{max}$, izračunanega prispevka FRP utrditev k strižni nosilnosti $V_f$ in dosežene deformacijske kapacitete $\theta$ zbrane v Preglednica 1.

*Preglednica 1: Podatki o izvedbi preiskav za neutrjene in utrjene zidove, mehanskih lastnosti FRP*

*materialov in konfiguraciji posameznih utrditev za analitični izračun ter rezultati eksperimentalnih preskusov zidov.*

| Preskus | | FRP | | | | Konfiguracija in detajli sistema utrditve | | | Rezultati eksp. preiskav | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vzorec | Robni pogoji vpetja | Vrsta in oblika | $f_{fe}$ [GPa] | $\varepsilon_{fd}$ [/] | $E_f$ [GPa] | Št. utrjenih strani x $A_f$ | Malta za vgradnjo FRP | Št. vrvi ali trakov na eni strani zidu | Povprečna max. sila $H_{max}$ [kN] | FRP prisp. $V_f$ [kN] | $\frac{V_f}{H_{max}}$ [%] | Def. kapaciteta $\theta$ [%] |
| Sv [9] | vpeto | neutrjen | | | | neutrjen | | | 122,9 | / | / | 1,41 |
| Sk [9] | konzola | neutrjen | | | | neutrjen | | | 118,7 | / | / | 1,66 |
| S3 [9] | konzola | GFRP vrvice, NSM | 2,56 | 0,03 | 80,7 | 1 x 3,96 mm$^2$ | Po.cem.* | 10 | 126,4 | 7,72 | 6,51 | 2,98 |
| S4 [9] | konzola | | | | | 2 x 3,96 mm$^2$ | Po.cem.* | 10 | 137,5 | 18,8 | 15,9 | 3,81 |
| S5 [9] | vpeto | | | | | 2 x 3,96 mm$^2$ | Po.cem.* | 10 | 188,7 | 65,7 | 53,4 | 2,97 |
| S6 [9] | vpeto | | | | | 2 x 3,96 mm$^2$ | Po.cem.* | 6 | 130,4 | 7,42 | 6,04 | 2,32 |
| S8 [9] | vpeto | | | | | 2 x 3,96 mm$^2$ | Epoksi | 10 | 157,8 | 34,8 | 28,3 | 3,97 |
| SU [10] | konzola | neutrjen | | | | neutrjen | | | 123,0 | / | / | 1,22 |
| SH1 [10] | konzola | CFPR trakovi | 3,5 | 0,016 | 235 | 2 x 4,47 mm$^2$ | Epoksi | 6 | 135,2 | 12,2 | 9,92 | 2,44 |
| SH2 [10] | | | | | | | | | 142,2 | 19,2 | 15,6 | 2,45 |

* »Po.cem.« pomeni podaljšana cementna malta.

### 3.2 Primerjava rezultatov obravnavanih eksperimentalnih preiskav

Primerjava rezultatov eksperimentalnih preskusov obeh sistemov utrjevanja, zbranih v Preglednica 1, kaže, da je bilo pri zidovih, utrjenih z NSM GFRP vrvicami doseženo minimalno povečanje strižne nosilnosti enako 6 % in maksimalno povečanje za 53 % v odvisnosti od različnih konfiguracij in robnih pogojev testiranja.

Večje povečanje nosilnosti je bilo opaženo pri zidovih z obojestranskim vpetjem, kjer so se praviloma razvili strižni porušni mehanizmi zidov, medtem ko je pri zidovih s konzolnimi robnimi pogoji prišlo tudi do upogibnega obnašanja (mešanega ali pretežno upogibnega mehanizma) in posledično manjšega povečanja nosilnosti, a povečanja deformacijske kapacitete. Pri zidu S3 se je pri večjih pomikih začel razvijati tudi strižni mehanizem, medtem ko je zid S4, utrjen z NSM v vsaki vodoravni fugi, v primerjavi z neutrjenimi zidovi spremenil način porušitve iz strižnega v upogibnega. Enako spremembo je bilo mogoče opaziti tudi pri obojestransko vpetem zidu S8, kjer so bile NSM vrvice vgrajene z epoksidno malto namesto cementne.

Nasprotno sta se pri zidovih S5 in S6 (vpeti robni pogoji) razvila prevladujoča strižna mehanizma z drobljenjem pete in ločevanjem slojev. Zid S5, pri katerem je bil NSM izveden s cementno malto in vgradnjo vrvic na obe strani zidu in v vsako fugo, je bil edini, kjer so se steklene vrvice dejansko opazno aktivirale in prevzele del obremenitev, kar je povzročilo bistveno spremembo odziva zidu. Obe variaciji utrjevanja (kjer NSM ni bil izveden v vsakem stiku ali na obeh straneh zidu, torej S6 in S3) sta sicer povzročili spremembo v obnašanju glede na neutrjene zidove, a prispevek glede na prerez vgrajenih utrditev ni linearen v primerjavi s S5, kar potrjuje, da že na videz manjše spremembe v konfiguraciji utrditve ali robnih pogojih lahko pomembno vplivajo na mehanizem porušitve ter končno nosilnost zidov. Vrednosti $\theta$ kažejo, da utrjevanje v vsakem primeru prispeva k večji deformacijski sposobnosti zidu.

Večje povečanje deformacijske kapacitete je pri preskušenih zidovih vidno pri upogibnem kot pri strižnem mehanizmu, pri strižnem pa je povečanje manjše v primeru utrditve zidu samo z ene strani (S6).

Za zidove, utrjene s CFRP trakovi in preskušene v konzolnih pogojih (SH1 in SH2), je bilo povprečno povečanje nosilnosti 12 %. Rezultata povečanja strižne nosilnosti sta torej pri konzolnih pogojih za oba sistema utrjevanja zelo primerljiva, pri čemer je NSM utrjevanje doseglo nekoliko višjo vrednost

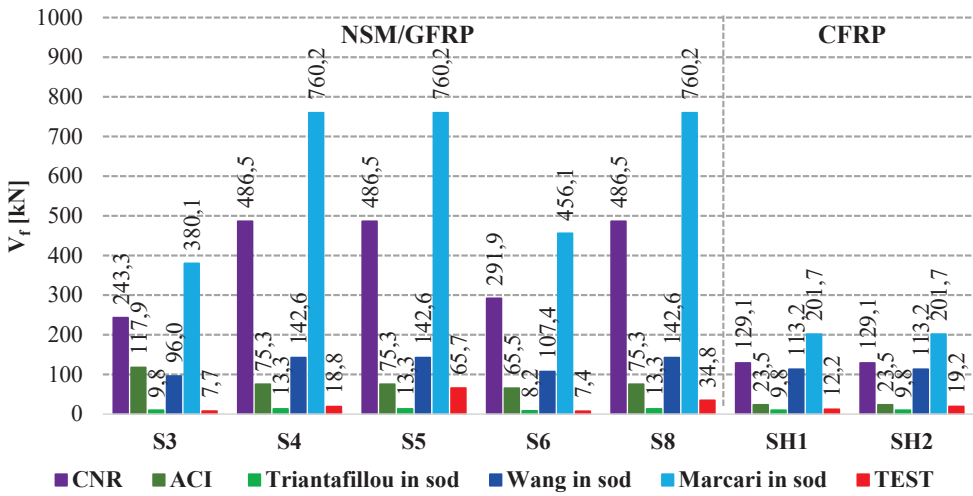
povečanja (15 % v primerjavi z 12 %). Oba zidova SH1 in SH2 sta bila utrjena z enako konfiguracijo CFRP karbonskih trakov in sta imela enake robne pogoje, kljub temu pa se je porušni mehanizem razlikoval. Pri SH1 se je razvil kombiniran porušni mehanizem (strižni in upogibni), medtem ko je pri SH2 prevladoval upogibni mehanizem, z razpokami vzdolž reg in diagonalnimi razpokami šele v kasnejših fazah obremenitve. Razlika je posledica površinske adhezije, ki vpliva na aktivacijo FRP trakov in razvoj strižnega mehanizma. To razlikovanje je pomembno, ker aktivacija strižnega mehanizma omogoča učinkovitejšo porazdelitev obremenitev na trakove, kar prispeva k večji nosilnosti in omejitvi širine razpok. Pri zidu, kjer prevladuje upogibni mehanizem, trakovi sicer pomagajo omejiti širjenje razpok, vendar ne pride do njihove polne aktivacije, kar pomeni, da niso prevzeli strižnih obremenitev v tolikšni meri kot pri kombiniranem oziroma strižnem mehanizmu.

Utrjeni zidovi so pokazali več kot 2-krat večjo deformacijsko kapaciteto; SH1, pri katerem se je razvil kombiniran porušni mehanizem (diagonalni in upogibni), je dosegel najvišjo vrednost, kar je posledica pozitivnega delovanja utrditve pri omejevanju poškodb kot tudi večje deformacijske kapacitete zaradi upogibnega mehanizma zidu.

## 4. REZULTATI ANALITIČNIH IZRAČUNOV PRISPEVKOV FRP K STRIŽNI NOSILNOSTI IN PRIMERJAVA Z EKSPERIMENTALNIMI REZULTATI

### 4.1 Rezultati analitičnih izračunov prispevkov FRP utrditev k strižni nosilnosti zidov

Rezultati analitičnih izračunov prispevkov FRP k strižni nosilnosti zidov so skupaj z dejanskimi prispevki iz eksperimentalnih preiskav za posamezne variante utrditev preskušanih zidov za oba sistema utrjevanja prikazani na Slika 2.

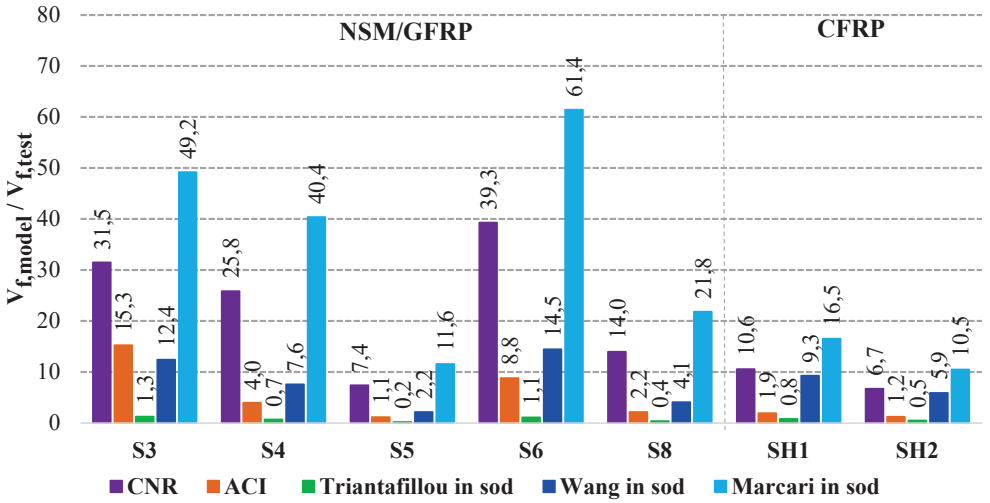



*Slika 2: Prispevki FRP k strižni nosilnosti zidov, izračunani po različnih standardih in modelih v literaturi, skupaj s prispevki, ugotovljenimi z eksperimentalnimi preiskavami.*

Primerjava izračunanih prispevkov FRP utrditve po različnih standardih in modelih kaže, da standard CNR in Marcarijev model praviloma dajeta najvišje vrednosti prispevka k strižni nosilnosti, ki sta tudi bistveno višji od drugih. Ameriški standard in Wangov model napovesta sicer nižji velikostni razred vrednosti prispevkov FRP, pri čemer so vrednosti po Wangu za večino primerov višje, a še vedno bistveno večje kot ugotovljene v eksperimentalnih preiskavah. Po drugi strani model Triantafillou in Antonopoulos, ki poda za vse primere utrjenih zidov najnižje vrednosti ocen, v skoraj vseh primerih oceni računske vrednosti prispevkov FRP kot nižje od eksperimentalnih rezultatov.

## 4.2 Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov

Za prikaz odstopanja analitičnih izračunov od rezultatov eksperimentalnih preskusov je na Slika 3 za posamezne preskušane konfiguracije FRP utrditve zidov prikazano razmerje analitično in eksperimentalno določenih prispevkov FRP k strižni nosilnosti.




*Slika 3: Razmerja analitično izračunanih in eksperimentalno dobljenih prispevkov FRP k strižni nosilnosti zidov za analizirane kamnite zidove, utrjene z NSM steklenimi vlakni v horizontalnih fugah.*

Za vse zidove, utrjene tako z NSM GFRP vrvicami kot tudi s CFRP trakovi, so analitično izračunane ocene prispevka FRP k strižni nosilnosti po obeh standardih precenjene; v primerih, ko se vrvice ne aktivirajo na način, da bi prevzele strižno silo, so ocene prispevka FRP po CNR-DT večje tudi do skoraj 40-krat, po ACI pa tudi več kot 15-krat. Le v primeru utrjenih zidov S5 in SH2 CNR-DT poda oceno prispevka FRP za manj kot 10-krat večjo kot dejanska, ocena z ACI pa se precej približa dejanski eksperimentalno ocenjeni vrednosti, saj preceni prispevek k strižni nosilnosti le za približno 10 % oziroma 20 %. ACI sicer v vseh analiziranih primerih oceni manjši prispevek FRP k strižni nosilnosti kot CNR-DT; z izjemo vzorca S3, kjer so rezultati po CNR-DT ca 2-krat večji od ACI, so vrednosti ocen po CNR-DT med 4,5 (S6) in 6,7 (S5) krat večje od vrednosti ocen po ACI. Standard CNR-DT daje višje rezultate, ker upošteva večjo efektivno oziroma aktivirano deformacijo FRP materiala. Nasprotno pa ACI standard to deformacijo reducira z dvema faktorjema (za okoljske vplive in stik z zidom) ter v izračunu uporabi nižjo, bolj konservativno izmed vrednosti, zaradi česar je prispevek k strižni nosilnosti manjši.

Tudi modela Wang s sod. in Marcari s sod. močno precenita FRP prispevek k strižni nosilnosti zidu. Slednji izkaže največje odstopanje od eksperimentalnih vrednosti od vseh modelov tako za NSM utrditve z GFRP vrvicami kot CFRP trakovi, pri čemer pa so bistveno bolj precenjeni rezultati za NSM utrjevanje (za več kot 40-krat, in celo preko 60-krat, v primerih, ko FRP niso aktivirani). Pravzaprav od vseh modelov le model Triantafillou in Antonopoulos v nekaterih primerih (za 4 od 6 variant) rezultira v konzervativnih ocenah napram eksperimentalnim rezultatom. V primeru, da se FRP aktivira, poda sicer zelo konzervativne rezultate (do 5-krat manjše od eksperimentalnih), a po drugi strani v drugih primerih preceni FRP prispevek za največ 2-krat.

Rezultati torej kažejo, da standarda in modeli, z izjemo modela Triantafillou in Antonopoulos, podajo (zelo) previsoke ocene FRP prispevka k strižni nosilnosti. Kot je vidno v eksperimentih, je razlog

temu dejstvo, da nekatere dejanske konfiguracije utrditev (npr. z utrditvami v vsaki drugi fugi ali samo na eni strani zidu) ne omogočajo popolne aktivacije FRP utrditev, drugi razlog pa je, da se z utrditvijo sproži drugačen porušni mehanizem, kar zopet vodi k večji razliki pri oceni prispevka FRP. V primeru aktivacije se izkaže, da je najmanjša napaka pri oceni FRP prispevka pri uporabi standarda ACI, vendar pa je na nevarni strani. Model Triantafillou in Antonopoulos je sicer v teh primerih zelo konzervativen, a zato po drugi strani manj nevaren oziroma nenevaren, kadar do tovrstnega mehanizma s popolno aktivacijo utrditev ne pride. Čeprav je v prispevku predstavljena študija le na eni tipologiji zidov (večslojni kamniti zid), je mogoče ugotovitve širše posplošiti. V magistrskem delu [7] so bile namreč opravljene primerjave različnih utrditev na različnih tipologijah zidov, za katere so bile izvedene eksperimentalne preiskave, in pri oceni prispevkov FRP k strižni nosilnosti se pojavijo podobni trendi.

## 5. ZAKLJUČEK

Analitični izračuni v skladu s standardi in modeli različnih avtorjev v literaturi sicer omogočajo določitev prispevkov sistema za utrjevanje k strižni nosilnosti zidov, a je ključnega pomena, da se za specifičen sistem utrjevanja in njegove možne variacije ustreznost modela/ov za izračun validira na eksperimentalnih rezultatih cikličnih strižnih preiskav dejanskih utrjenih konstrukcijskih elementov v realni velikosti. Glede na številne podrobnosti utrjevanja, ki vplivajo na rezultate, namreč ni realno pričakovati, da modeli univerzalno rezultirajo v sprejemljivo zanesljivih ocenah za vse različne sisteme FRP utrditev, njihove variacije kot tudi specifične lastnosti zidov, njihove dejanske obremenitve in porušne mehanizme.

Zato je zelo pomembno, da se na eni strani proizvajalci pri pripravi tehničnih specifikacij kot na drugi strani projektanti in izvajalci pri zasnovi in izvedbi konkretnih rešitev utrditvenih ukrepov za objekte zavedajo, da tudi manjše spremembe podrobnosti vgradnje ali materialov lahko bistveno vplivajo na končni dejanski učinek utrditve in strižno nosilnost utrjenega zidu. Slednjo je zaradi številnih vplivnih parametrov težko napovedati tudi s stališča zanesljive ocene strižne nosilnosti za neutrjeno stanje zidu.

Omejitve, za katere primere analitični modeli veljajo, bi bilo smiselno bolj podrobno razdelati tudi v predpisih oziroma standardih. Slednji namreč pogosto precenjujejo prispevek utrjevanja s FRP, saj predvidevajo strižno aktivacijo FRP utrditev v obsegu, sorazmernem s količino (prečnim prerezom), do katere pa ni nujno, da pride.

Za analizirane utrjene zidove tako standarda CNR-DT 215/2018 in ACI kot tudi modela avtorjev Wang s sod. in Marcari s sod. dajejo previsoke vrednosti izračunanih prispevkov FRP k strižni nosilnosti. Pravzaprav vsi preskušani modeli rezultirajo v precenjenih rezultatih z izjemo modela Triantafillou in Antonopoulos, ki od vseh primerov utrjenih zidov preceni prispevek FRP k nosilnosti le v dveh od šestih primerov, in sicer za do največ 30%, in to v primeru, ko so ojačitve vgrajene samo na eni strani zidu, ter v primeru, ko so vgrajene v vsako drugo fugo na obe strani zidu.

Prispevek tako poudarja potrebo po nadaljnjem eksperimentalnem preskušanju različnih in predvsem novih sistemov FRP utrjevanja za določitev njihovega prispevka k strižni nosilnostmi zidov vključno s študijami vpliva različnih parametrov materialov in konfiguracij utrditev. Po drugi strani pa hkrati opozarja na nujnost smiselne inženirske presoje izračunanih rezultatov prispevka utrditev k nosilnosti ter potrebno veliko previdnost in tudi zadržanost pri vsesplošni uporabi modelov v standardih za izračun doprinosa, saj lahko rezultati zelo precenijo nosilnost utrjenih zidov, s čemer se preceni tudi globalna potresna odpornost utrjene stavbe.

## ZAHVALA

Analitični izračuni prispevkov FRP k strižne nosilnosti zidov in prispevek so bili pripravljeni v okviru ciljnega raziskovalnega projekta (CRP) št. V2-2257 (B) z naslovom »Strateške podlage za zmanjšanje potresne ogroženosti stavb pravosodja v Sloveniji«, financiranega s strani ARIS in Ministrstva za

pravosodje Republike Slovenije. Delo je pripravljeno tudi s podporo raziskovalnega programa P2-0273 (D) in infrastrukturnega programa I0-0032 (A), financiranih s strani ARIS. Pregled eksperimentalnih preiskav je bil pripravljen v sklopu magistrskega dela Ilme Kulović.

## 6. LITERATURA

[1] M. Tomaževič, *Zidane zgradbe na potresnih območjih*, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 1987.

[2] ACI 440.7-22, *Externally bonded fibre-reinforced polymer system design and construction for strengthening masonry structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, letnik 2022, 73 str.

[3] CNR-DT 215/2018, *Guide for the design and construction of externally bonded fibre reinforced inorganic matrix systems for strengthening existing structures*, CNR, Rim, 2018, 87 str.CNR-DT. 215/2018. 2018.

[4] T. Triantafillou, C. Antonopoulos, *Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP*, *Journal of Composites for Construction*, letnik 4, št. 4, str. 198–205, 2000.

[5] Q. Wang, Z. Chai, Y. Huang, Y. Yang, Y. Zhang, *Seismic shear capacity of brick masonry wall reinforced by GFRP*, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, letnik 7, št. 6, str. 563–580, 2006.

[6] G. Marcari, D. Oliveira, G. Fabbrocino, P. B. Lourenço, *Shear capacity assessment of tuff panels strengthened with FRP diagonal layout*, *Composites Part B: Engineering*, letnik 42, št. 7, str. 1956–1965, 2011.

[7] I. Kulović, *Učinkovitost različnih sistemov strižnega utrjevanja zidov s FRP: pregled in primerjava izbranih eksperimentalnih preiskav zidov ter računskih rezultatov po različnih standardih*, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2024.

[8] T. Triantafillou, *strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates*, *Journal of Composites for Construction*, letnik 2, št. 2, str. 96–104, 1998.

[9] M. Kržan, *Eksperimentalne in numerične preiskave za določitev kontroliranega odziva večslojne kamnite zidovine*, Doktorska disertacija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2015, 304 str.

[10] M. J. Simonič, *Učinki utrditve opečnih zidov s plastikami, armiranimi z vlakni*, Doktorska disertacija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2018, 430 str.

Neja FAZARINC[1], Matjaž DOLŠEK[2]

# MODEL PARAMETRIČNE POTISNE KRIVULJE ZA NAČRTOVANJE POTRESNE UTRDITVE STAVBNEGA FONDA

**Povzetek**

V prispevku predstavljamo model parametrične potisne krivulje (PPK) ter pripadajoča modela za oceno ranljivosti in potresnega tveganja obstoječih in utrjenih zidanih stavb. Prvotni model PPK, razvit za obstoječe stavbe, je bil dopolnjen tako, da omogoča modeliranje različnih metod utrditve, kot so injektiranje, prefugiranje, utrditev z armiranim ometom ali obbetoniranjem ter izgradnjo AB vezi, in hkrati oceno potresnega tveganja stavbnega fonda na ravni posamezne stavbe ob upoštevanju nizke stopnje poznavanja stavb. Model vključuje dvanajst različnih parametrov oziroma modelov ter upošteva stopnjevanje potresne odpornosti stavb skozi obdobja gradnje stavb. Uporaba modela je prikazana na primeru ocene potresnega tveganja obstoječega in utrjenega zidanega stavbnega fonda širšega javnega sektorja Republike Slovenije. Med obravnavanimi načini potresne utrditve zidanih stavb se je kot najučinkovitejše izkazalo obbetoniranje obstoječih zidov v kombinaciji z izgradnjo vertikalnih AB vezi in zagotovitvijo horizontalne povezanosti zidov na nivoju medetažne konstrukcije. S tem pristopom sta se kazalnika potresnega tveganja zmanjšala na približno 10 % vrednosti, ocenjenih za obstoječe stavbe. Ugotovitve študije predstavljajo podlago za podporo pri načrtovanju prenove stavbnega fonda na potresnih območjih ter za oblikovanje strategij za izboljšanje potresne odpornosti, vendar so potrebne dodatne raziskave, da bi bolje razumeli učinke prenove stavb na celoten življenjski cikel stavb.

**Ključne besede**: zidane stavbe, potresno tveganje, parametrična potisna krivulja, metode utrjevanja stavb.

# A Parametric Pushover Curve Model for Designing the Seismic Retrofitting of Building Stock

**Summary**

The paper presents a parametric pushover curve (PPC) model along with associated models for seismic fragility and risk assessment of existing and retrofitted masonry buildings. The original PPC model, developed for existing buildings, has been extended to allow the modeling of various retrofitting methods, such as repointing, grouting, reinforced mortar coating, jacketing, and the construction of reinforced concrete (RC) ties, while also enabling the assessment of seismic risk at the level of individual buildings, taking into account the limited knowledge of the building stock. The model incorporates twelve different parameters or sub-models and accounts for the gradual improvement of seismic resistance of buildings over different construction periods. The application of the model is demonstrated through a case study evaluating the seismic risk of the existing and retrofitted masonry building stock of the broader public sector in the Republic of Slovenia. Among the examined retrofitting methods, concrete jacketing of existing walls combined with the construction of RC ties and ensuring horizontal connections between the walls at floor level. With this approach, the seismic risk measures were reduced to approximately 10% of the values estimated for existing buildings. The findings of the study provide a basis for supporting the planning of building stock retrofitting in seismic areas and for developing strategies to enhance seismic resilience. However, further research is needed to better understand the effects of building retrofitting over the

[1] mag. inž. grad., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana, neja.fazarinc@fgg.uni-lj.si
[2] prof. dr., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana, matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

entire lifecycle of the buildings.

**Key words:** masonry buildings, seismic risk, parametric pushover curve, building retrofitting methods.

## 1. UVOD

Potresna ranljivost starejših zidanih stavb predstavlja znatno tveganje za družbo (npr. [1-3]). Zaradi potrebe po potresni utrditvi stavb je bilo razvitih in uporabljenih več različnih pristopov za utrditev zidanih stavb, kot so dodajanje armiranega ometa, injektiranje, prefugiranje, obbetoniranje in dodajanje AB vezi. Uporaba posamezne metode in njena učinkovitost sta v splošnem odvisni od značilnosti posamezne stavbe, vendar je cilj potresnega utrjevanja stavb izboljšati potresno odpornost stavb [4-7]. Obstoječi modeli za oceno potresne odpornosti zidanih stavb so razviti za preučevanje posamezne stavbe, pri čemer so potrebni precej podrobni podatki o stavb [7]. Zato je treba razviti modele in metode s katerimi bi lahko analizirali učinke prenove stavbnega fonda ob upoštevanju nizke stopnje poznavanja stavb.

Da bi naslovili ta problem, smo nedavno razvili model parametrične potisne krivulje za modeliranje utrjenih zidanih stavb [8], ki omogoča oceno potresne ranljivosti utrjenega zidanega stavbnega fonda na nivoju posamezne stavbe tudi pri nizkem nivoju poznavanja stavb. Ta model ponuja možnost za na znanju podprto načrtovanje prenove stavbnega fonda in celovit pristop k oceni učinkov načrtovane potresne utrditve za celoten stavbni fond [9-11].

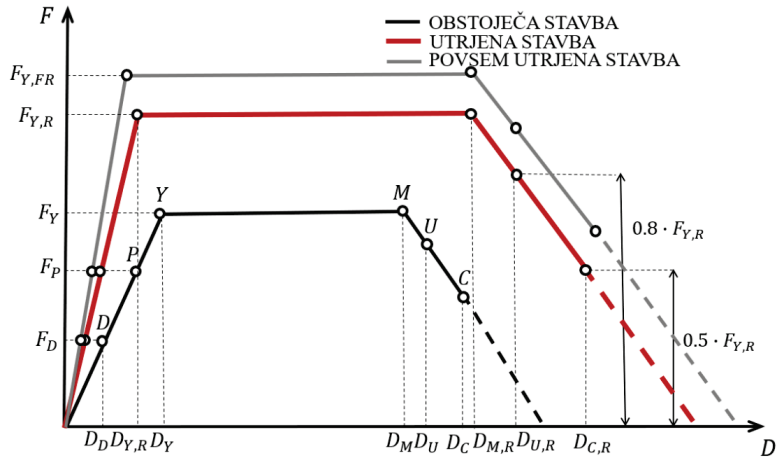
Model parametrične potisne krivulje (PPK) je bil sprva razvit za obstoječe stavbe [12], nato pa prilagojen in dopolnjen za modeliranje utrjenih zidanih stavb [8], kar je na kratko predstavljeno v drugem poglavju. Sledi predstavitev modela potresne ranljivosti in kazalnikov potresnega tveganja. Uporaba modela je prikazana v četrtem poglavju, kjer je na primeru stavbnega fonda širšega javnega sektorja Republike Slovenije analiziran vpliv različnih metod potresne utrditve zidanih stavb na potresno tveganje.

## 2. MODEL PARAMETRIČNE POTISNE KRIVULJE ZA UTRJENE ZIDANE STAVBE

Model parametrične potisne krivulje (PPK) za utrjene zidane stavbe temelji na modelu PPK za obstoječe stavbe [12], kot to prikazuje slika 1. Predstavlja tri-linearno potisno krivuljo s petimi karakterističnimi točkami ($D$ – projektna potresna sila, $P$ – prva plastifikacija elementa nosilne konstrukcije stavbe, $Y$ – meja tečenja, $M$ – začetek mehčanja, $U$ – stanje blizu porušitve in $C$ – porušitev stavbe). Slednje se določijo postopno na podlagi enostavnih teoretičnih in empiričnih modelov, ki temeljijo na osnovnih lastnostih stavbe, kot so prevladujoč material gradbene konstrukcije, nihajni čas in število etaž.

Definicija PPK obstoječe stavbe temelji na naboru dvanajstih parametrov, to so: nihajni čas stavbe $T$, število etaž $n_e$, vektor etažnih mas $\boldsymbol{m}$, vektor etažnih višin $\boldsymbol{h_e}$, projektni koeficient celotne potresne sile $BS_C$, komponenti faktorja dodatne nosilnosti $q_R$ in $q_S$, minimalno nosilnostjo kritične etaže $F_{Y,min}$, vektor deformacijske oblike $\boldsymbol{\phi}$, duktilnost po začetku mehčanja stavbe $\mu_{0M}$, koeficient enakomernosti etažnih pomikov $C_U$ in dopusten etažni zasuk pri mejnem stanju blizu porušitve stavbe $\theta_U$. Pri tem parametri $BS_C$, $F_{Y,min}$, $q_R$ in $q_S$ opredelijo nosilnost stavbe in se modelirajo v odvisnosti od prevladujočega materiala gradbene konstrukcije stavbe in predpisov za potresnoodporno gradnjo, ki so bili v veljavi v obdobju, ko je bila stavba zgrajena. Na nosilnost vpliva tudi vektor mas, ki se določi na podlagi pripisane mase na enoto površine, odvisne od prevladujočega materiala gradbene konstrukcije in ob predpostavki, da imajo vse etaže enako površino in posledično enako maso. Parametri $n_e$, $\boldsymbol{h_e}$ $C_U$, $\theta_U$ in $\mu_{0M}$ definirajo deformacijsko kapaciteto stavbe, pri čemer sta $C_U$ in $\theta_U$ odvisna od obdobja gradnje in prevladujočega materiala gradbene konstrukcije, $\mu_{0M}$ le od materiala gradbene konstrukcije, $n_e$ in $\boldsymbol{h_e}$ pa sta bila privzeta iz javno dostopne baze podatkov. Preostala parametra, to sta $T$ in $\boldsymbol{\phi}$ vplivata tako na nosilnost, kot tudi na deformacijsko kapaciteto stavbe.

Nihajni čas se lahko modelira z enostavnimi empiričnimi izrazi, za $\boldsymbol{\phi}$ pa se privzame konvencionalna oblika obrnjenega trikotnika. Podrobnosti o načinu določitve in vrednostih predstavljenih parametrov za obstoječe in utrjene stavbe so na voljo drugje [8, 12], vključno z analizo vpliva epistemičnih negotovosti [13, 14].




*Slika 1: Parametrična potisna krivulja (PPK) obstoječe, utrjene in povsem utrjene zidane stavbe z označenimi karakterističnimi točkami (D, P, Y, M in U). Povsem utrjena stavba se nanaša na primer, ko se predvidi utrditev vseh zidanih sten v stavbi.*

Parametri za definicijo PPK za obstoječe stavbe so bili ocenjeni za značilne zidane stavbe v Sloveniji [12]. Za modeliranje utrjenih stavb pa je bilo treba vpeljati dodatne modele in parametre, ki zajamejo vpliv utrditev na nosilnost, togost in deformacijsko kapaciteto utrjenih stavb relativno glede na obstoječe stavbe [8]. Ti modeli in parametri omogočajo modeliranje zidanih stavb, utrjenih z injektiranjem/prefugiranjem, dodajanjem armiranega ometa ali kombinacijo obbetoniranja in dodajanja AB vezi. Pri tem lahko predpostavimo različne stopnje utrditve, definirane z deležem utrjenih sten $R$, pri čemer se izraz povsem utrjena stavba nanaša na scenarij, ko so utrjene vse stene v stavbi ($R = 1$).

Ob upoštevanju opisanih predpostavk se nosilnost utrjene stavbe $F_{Y,R}$ določi na podlagi nosilnosti obstoječe stavbe $F_Y$ in povsem utrjene stavbe $F_{Y,FR}$:

$$F_{Y,R} = (1 - R) \cdot F_Y + R \cdot F_{Y,FR}, \tag{1}$$

kjer je $R$ delež utrjenih sten v obravnavani smeri, definiran na podlagi vsote prečnih prerezov, in zavzame vrednost med 0 (obstoječa stavba) in 1 (povsem utrjena stavba). Nosilnost obstoječe stavbe upošteva ocenjeno projektno potresno silo $F_D$ kot tudi minimalno nosilnost kritične etaže $F_{Y,min}$ [12]:

$$F_Y = max\{q_R \cdot q_S \cdot F_D; F_{Y,min}\}, \tag{2}$$

kjer $q_R$ zajame dodatno nosilnost zaradi vpliva statične nedoločenosti stavbe, $q_S$ pa dodatno nosilnost zaradi ostalih dejavnikov, kot so na primer minimalne zahteve in varnostni faktorji, upoštevani pri projektiranju [15]. Nosilnost povsem utrjene stavbe $F_{Y,FR}$ se določi kot:

$$F_{Y,FR} = \begin{cases} k_{np} R_{S,W,FR}; & LI < 1964 \\ R_{S,W,FR}; & LI \geq 1964' \end{cases} \tag{3}$$

kjer je $LI$ letnica izgradnje stavbe, vzeta iz javno dostopne baze podatkov, $k_{np}$ zajame morebiten učinek pomanjkljive povezanosti zidov na nivoju etaže, $R_{S,W,FR}$ pa predstavlja nosilnost kritične etaže povsem utrjene stavbe. Slednjo se lahko določi po različnih modelih, odvisnih od predvidene metode utrditve stavbe, kot je to predstavljeno v nadaljevanju. Vrednost parametra $k_{np}$ je odvisna od predvidene vrste stropov v stavbi in števila etaž. Ker je pri utrditvi stavbe predvidena tudi zagotovitev ustrezne povezanosti na nivoju etaž, je modelirana vrednost za utrjene stavbe skladna z vrednostmi

za obstoječe stavbe z AB medetažnimi konstrukcijami.

Če se stavbo utrdi z injektiranjem/prefugiranjem ali dodajanjem armiranega ometa, pri čemer se utrjeno zidovje še vedno obnaša kot nearmirano zidovje, predpostavimo, da mehanizem porušitve zidov, na podlagi katerega se oceni nosilnost kritične etaže, glede na neutrjeno stavbo ostane enak. Na podlagi izraza za strižno porušitev zidu po mehanizmu diagonalnih razpok [16, 17] se $R_{S,W,FR}$ določi kot:

$$R_{S,W,FR} = c_C \cdot \frac{A_W \cdot c_R \cdot f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{c_R \cdot f_t} + 1}, \tag{4}$$

kjer je $A_W$ vsota prečnih prerezov vseh vertikalnih nosilnih elementov v smeri potresne obtežbe, parameter $b$ zavzame vpliv porazdelitve strižnih napetosti po prerezu [7,16], $\sigma_0$ je povprečna tlačna napetost v elementih zaradi vertikalne obtežbe, $f_t$ pa natezna trdnost zidu. Parameter $c_R$ predstavlja korekcijski faktor za povečanje natezne trdnosti, ki je odvisen od metode potresne utrditve, $c_C$ pa modelni korekcijski faktor, ki smo ga vpeljali za primere, kadar je za nosilnost obstoječe stavbe namesto modela minimalne nosilnosti merodajna projektna potresna obtežba (enačba 2). Slednji se tako določi z enačenjem obeh modelov nosilnosti za obstoječe stavbe, torej $F_{Y,min} = q_R \cdot q_S \cdot F_D$:

$$c_c = \begin{cases} 1 & \cdots \quad F_Y = F_{Y,min} \\ \dfrac{q_R \cdot q_S \cdot F_D}{F_{Y,min}} & \cdots \quad sicer \end{cases}. \tag{5}$$

Če je predvidena intenzivnejša utrditev stavbe, kot na primer obbetoniranje in izgradnja AB vezi, se utrjeno zidovje obravnava kot armirano zidovje, povezano z AB vezmi. Model za oceno odpornosti takšnih zidov je bil razvit na podlagi prEN 1998-3 [18] in prEN 1996-1-1 [19], pri čemer se upošteva model strižne nosilnosti zidov pri porušitvi zaradi strižnega zdrsa pod vplivom vodoravne obremenitve v ravnini [18] ter prispevek strižne armature v AB oblogah [19]:

$$R_{S,W,FR} = 0.8 A_W \cdot \left(f_{v0} + \frac{\mu \sigma_0}{0.8}\right) + n_W \frac{0.6 A_{sw} f_{yd} d_s}{s}, \tag{6}$$

kjer prvi člen predstavlja doprinos nearmiranega zidovja s strižno trdnostjo $f_{v0}$ in koeficientom trenja $\mu$. Drugi člen enačbe 6 zajame prispevek armature, kjer je $A_{sw}$ prerez vodoravne armature v AB oblogah, $f_{yd}$ meja tečenja armature, $s$ razmak med armaturnimi palicami, $d_s$ efektivna višina zidu, ki mora biti manjša od svetle višine [19]. Število utrjenih zidov obravnavani smeri, $n_W$, se pri nizkem nivoju poznavanja stavb lahko oceni kot $n_W = \frac{A_W}{A_{W,1}}$, kjer je $A_{W,1}$ modeliran povprečni prečni prerez zidu.

Preostale karakteristične sile so bile določene na podlagi predvidene oblike PPK in pomena karakterističnih točk, skladno z modelom PPK za obstoječe stavbe [12]. Sila na začetku mehčanja utrjene stavbe $F_{M,R}$, je enaka nosilnosti stavbe, torej $F_{M,R} = F_{Y,R}$. Sili pri mejnem stanju blizu porušitve $F_{U,R}$ in ob porušitvi utrjene stavbe $F_{C,R}$, pa sta bili določeni ob upoštevanju predvidenih padcev nosilnosti, skladnih z definicijo omenjenih mejnih stanj , tj. $F_{U,R} = 0.8F_{Y,R}$ in $F_{C,R} = 0.5F_{Y,R}$.

Poleg karakterističnih sil, je treba za definicijo PPK določiti še vsaj tri karakteristične pomike, enega na elastični veji in dva na veji, ki opisuje mehčanje stavbe. Pomik na meji tečenja stavbe $D_{Y,R}$ se določi z vpeljavo ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo (SDOF) in pripadajočim transformacijskim faktorjem [20]. Ta pristop zahteva poznavanje nihajnega časa utrjene stavbe, $T_R$, ki se določi ob upoštevanju mase ekvivalentnega modela SDOF utrjene stavbe $m_R^*$ in povečane togosti $k_R$, kot je to pojasnjeno drugod [8]. Preostala pomika, to sta pomik na začetku mehčanja stavbe $D_{M,R}$ in pomik pri porušitvi $D_{C,R}$ se nato določita na podlagi predpostavljene linearne veje mehčanja PPK.

Opisan model PPK utrjene stavbe je splošen, potrebni vhodni podatki in parametri pa so odvisni od standardov za potresnoodporno gradnjo, ki se razlikujejo glede na obdobje gradnje in med posameznimi državami oziroma območji. Razlaga vrednosti parametrov, kot so značilni

konstrukcijski sistemi, materialne karakteristike, parametri za modeliranje projektne potresne sile, deformacijske oblike in deformacijske kapacitete itd., ki so potrebni za oceno nosilnosti in deformacijske kapacitete stavbe, privzetih za Slovenijo je podrobneje predstavljena drugje [8, 12]. V primeru uporabe predlaganega modela na območju druge države pa bi bilo treba vrednosti parametrov oz. modele po potrebi prilagoditi.

## 3. MODEL RANLJIVOSTI IN OCENA KAZALNIKOV TVEGANJA

V okviru ocene tveganja smo upoštevali štiri diskretna stanja poškodovanost, $DS_1$ do $DS_4$, opredeljena relativno glede na karakteristične točke $Y$, $M$ in $U$, skladno s preteklimi študijami [13, 14]. Pripadajoče intenzitete gibanja tal, opredeljene z maksimalnim pospeškom tal $PGA$, smo določili s pomočjo N2 metode [20, 21], kot to omogočata tudi obstoječa in prihajajoča generacija standarda Evrokod 8 [22, 15]. Krivulje ranljivosti smo modelirali na podlagi standardizirane logaritemsko normalne porazdelitve, definirane s srednjo vrednostjo $PGA$ pri danem stanju poškodovanosti, $PGA_{DSi}$ in pripadajočo standardno deviacijo $\beta_{PGA,DSi}$ (glej npr. [13, 23, 24]) in jih poleg ustreznih krivulj potresne nevarnosti uporabili za oceno potresnega tveganja (npr. [9, 14]).

Obravnavali smo dva kazalnika potresnega tveganja, in sicer pričakovano letno izgubo (EAL) in pričakovano letno izgubo življenj ($EAF$). Kazalnik $EAL$ smo določili ob upoštevanju pričakovanih stroškov popravil za posamezna stanja poškodovanosti $DS_1$ do $DS_4$:

$$EAL = \sum_{i=1}^{4} c_i C_{S+RO} \sum_{j=1}^{n} P\left(DS_i \middle| IM = PGA_{j,c}\right) \left(\lambda\left(PGA_{j,a}\right) - \lambda\left(PGA_{j,b}\right)\right), \tag{7}$$

kjer $C_{S+RO}$ predstavlja stroške nadomestitve stavbe, ki zajemajo rušitev, odvoz in izgradnjo nove gradbene konstrukcije, $c_i$ je relativen delež stroškov, povezan s posameznim stanjem poškodovanosti, modeliran skladno s preteklimi študijami (npr. [9, 14]) kot 0,02, 0,1, 0,4 in 1 za mejna stanja $DS_1$ do $DS_4$. Člen $P\left(DS_i \middle| IM = PGA_{j,c}\right)$ v enačbi 7 predstavlja verjetnost, da stavba doseže stanje poškodovanosti $DS_i$ pri dani intenziteti gibanja tal $PGA_{j,c}$, izraz $\lambda(PGA)$ pa srednjo letno frekvenco za pojav maksimalnega pospeška tal vsaj $PGA$. Vrednosti $PGA_{j,a}$, $PGA_{j,b}$ in $PGA_{j,c}$ predstavljajo vrednost maksimalnega pospeška tal na začetku, koncu in sredini posameznega intervala, ki ga dobimo ob diskretizaciji integrala potresnega tveganja. Po podobnem postopku smo ocenili tudi pričakovano letno izgubo življenj:

$$EAF = E(N)\lambda_{d,C} P(C|DS_4) \sum_{j=1}^{n} P\left(DS_4 \middle| IM = PGA_{j,c}\right) \left(\lambda\left(PGA_{j,a}\right) - \lambda\left(PGA_{j,b}\right)\right), \tag{8}$$

kjer je $E(N)$ pričakovano ekvivalentno število ljudi v stavbi, ocenjeno ob upoštevanju namenske rabe stavbe ter letnem in urnem nihanju v zasedenosti stavbe, $\lambda_{d,C}$ pa delež ljudi v stavbi, ki izgubijo življenje v primeru, ko se stavba zaradi potresa poruši, privzet kot 0,1 [26]. Predpostavljeno je, da se stavba lahko poruši le v primeru preseženega mejnega stanja $DS_4$, to verjetnost pa opredeli člen $P(C|DS_4)$ in znaša od 0,05 do 0,15, odvisno od prevladujočega materiala gradbene konstrukcije stavbe in števila etaž [26].

## 4. OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB STAVBNEGA FONDA ŠJS RS IN ANALIZA UČINKOV POTRESNE UTRDITVE TEH STAVB

Predstavljena modela PPK za obstoječe in utrjene stavbe smo uporabili za oceno potresnega tveganja zidanega stavbnega fonda širšega javnega sektorja Republike Slovenije (ŠJS RS) in analizo vpliva treh načinov utrditve na kazalnika tveganja $EAL$ in $EAF$. Obravnavan stavbni fond je predstavljen v podpoglavju 4.1, učinek utrditev na kazalnike izgub pa v podpoglavju 4.2. Vmesni rezultati v smislu PPK in krivulj ranljivosti so podrobneje predstavljeni drugod [8].

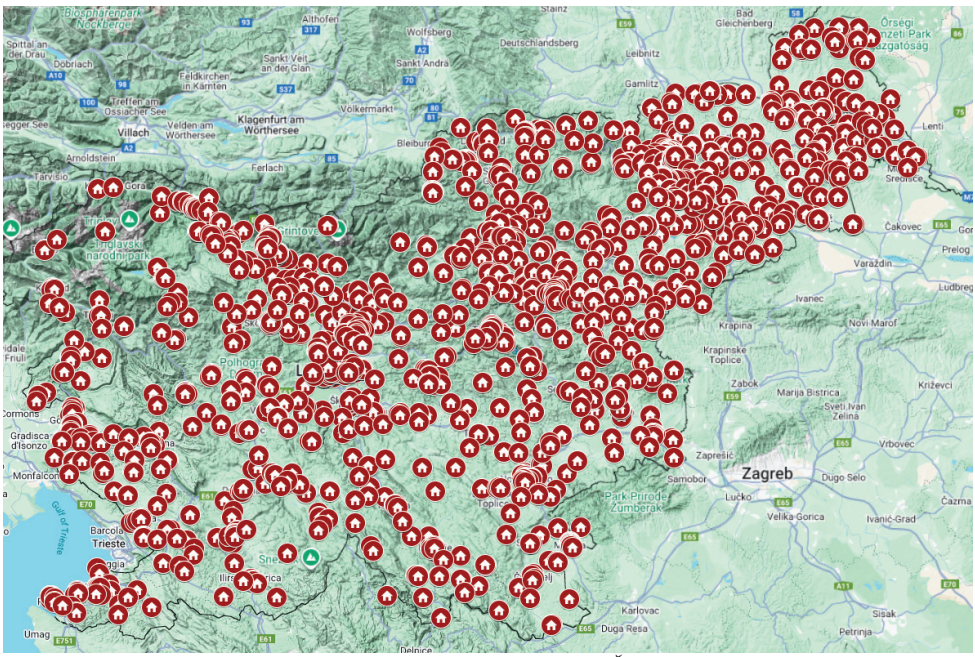
Kazalniki tveganja za utrjene stavbe so bili ocenjeni relativno glede na vrednosti za obstoječe stavbe:

$$\bar{Z} = \frac{Z_R}{Z} \cdot 100\ [\%], \tag{9}$$

kjer je $Z_R$ ocenjena vrednost kazalnika tveganja ($EAL$ ali $EAF$) za utrjene stavbe, $Z$ pa za obstoječe stavbe.

### 4.1 Model izpostavljenosti

Obravnavan stavni fond zajema 2.337 zidanih stavb ŠJS RS s skupno površino večjo od 3.150.000 $m^2$ in v katerih se glede na model ekvivalentnega letnega števila ljudi zadržuje približno 72.000 oseb [25]. Podrobnejša predstavitev modela izpostavljenosti je na voljo drugod [8], razporeditev stavb po območju Slovenije pa je prikazana na sliki iz 2. Večino ključnih podatkov o stavbah je posredoval MOPE [27] kot naročnik seizmičnega stresnega testa [11] za namen izboljšanja strategije za energetsko prenovo stavb do leta 2050.



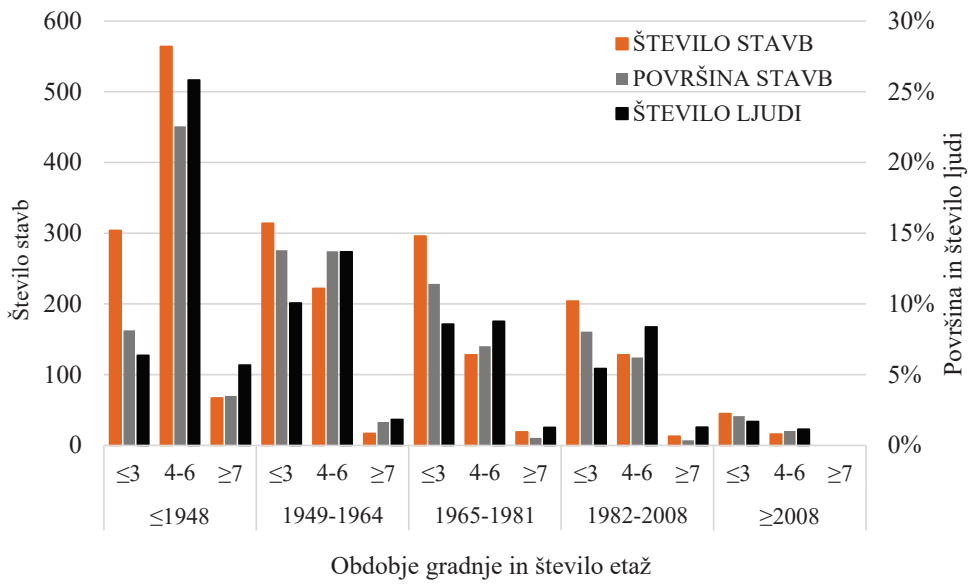

*Slika 2: Razporeditev zidanih stavb stavbnega fonda ŠJS RS po območju Slovenije.*

Analiza obravnavanega stavbnega fonda je razkrila, da je stavbni fond relativno zastarel, saj stavbe, zgrajene pred letom 1964, ko so prišli v veljavo prvi standardi za potresnoodporno gradnjo, predstavljajo približno dve tretjini površin obravnavanega stavbnega fonda. Med 935 stavbami, zgrajenimi pred letom 1948, ima večina od štiri do šest etaž, med tem ko imajo stavbe, zgrajene v kasnejših obdobjih večinoma do tri etaže. Tudi med stavbami s sedmimi etažami ali več prevladujejo starejše stavbe, zgrajene pred 1948. Nasprotno v obravnavanem stavbnem fondu ni višjih stavb, zgrajenih po letu 2008, ko je postala obvezna uporaba standarda Evrokod 8. Iz analize stavbnega fonda sledi, da je stavbni fond zastarel. Zaskrbljujoče je dejstvo, da so vlaganja v novogradnjo po letu 2008 zelo nizka. Podoben trend smo zaznali tudi pri armiranobetonskih stavbah.

Število stavb, njihovo skupno neto površino, izraženo kot delež površine obravnavanega stavbnega fonda, ter modelirano število ljudi v stavbah za različne kategorije stavb glede na število etaž in obdobje gradnje prikazujeta preglednica 1 in slika 3. Pri tem velja poudariti, da je korelacija med številom ljudi v stavbah in površino stavb posledica modela zasedenosti stavb, ki temelji na namenski rabi in površini stavb [25].

*Preglednica 1: Število zidanih stavb v modelu izpostavljenosti s pripadajočim deležem površine in zasedenosti po kategorijah glede na obdobje gradnje in število etaž.*

| | OBDOBJE GRADNJE | ŠTEVILO ETAŽ | ŠTEVILO STAVB | POVRŠINA [%] | $E(N)$ | $E(N)$ [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | ≤1948 | ≤3 | 304 | 6 | 5.836 | 8 |
| | | 4–6 | 564 | 26 | 16.187 | 23 |
| | | ≥7 | 67 | 6 | 2.512 | 3 |
| 2 | 1949−1964 | ≤3 | 314 | 10 | 9.904 | 14 |
| | | 4–6 | 222 | 14 | 9.849 | 14 |
| | | ≥7 | 17 | 2 | 1.183 | 2 |
| 3 | 1965−1981 | ≤3 | 296 | 9 | 8.190 | 11 |
| | | 4–6 | 128 | 9 | 5.031 | 7 |
| | | ≥7 | 19 | 1 | 379 | 1 |
| 4 | 1982−2008 | ≤3 | 204 | 5 | 5.772 | 8 |
| | | 4–6 | 128 | 8 | 4.461 | 6 |
| | | ≥7 | 13 | 1 | 256 | 0 |
| 5 | ≥2008 | ≤3 | 45 | 2 | 1.487 | 2 |
| | | 4–6 | 16 | 1 | 729 | 1 |
| | | ≥7 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **SKUPAJ** | | | **2.337** | **100** | **71.777** | **100** |

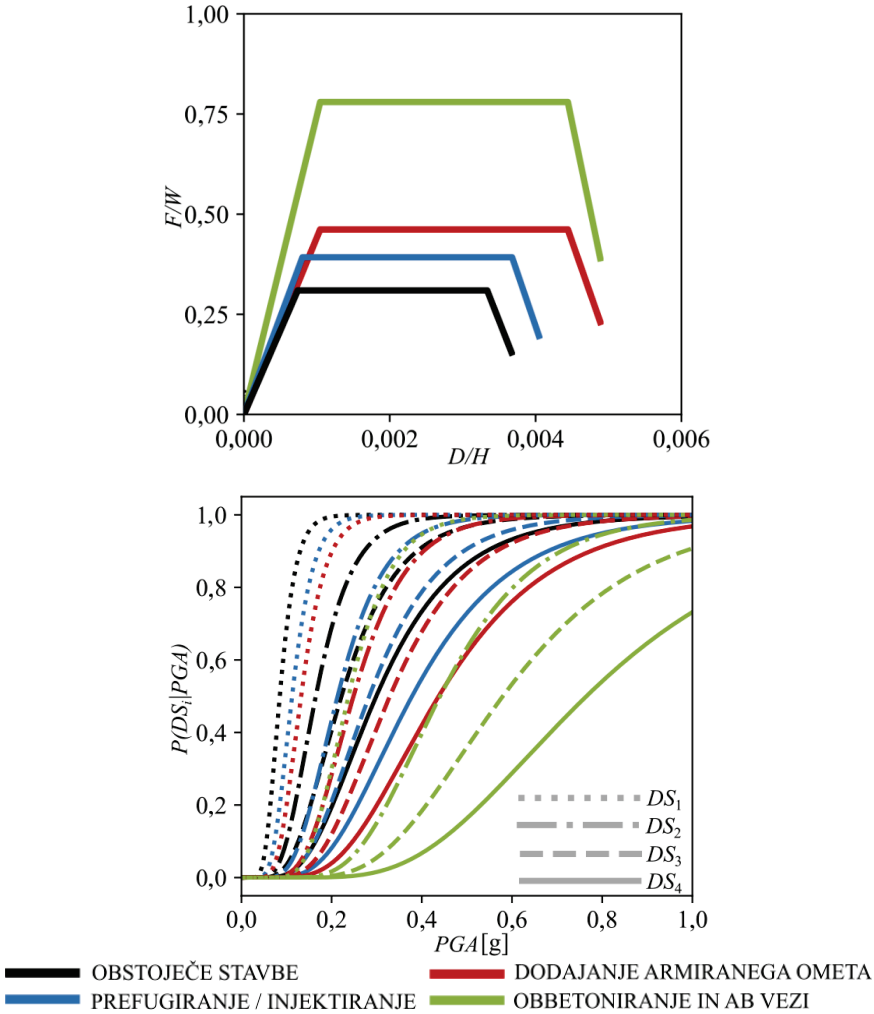



*Slika 3: Število stavb s pripadajočim deležem površine in zasedenosti po kategorijah glede na obdobje gradnje in število etaž.*

### 4.2 Ocena potresnega tveganja za obstoječ in utrjen stavbni fond

Ocena potresnega tveganja zajema več zaporednih korakov. Na podlagi modela izpostavljenosti oziroma podatkov o posameznih stavbah se modelirajo PPK obstoječih stavb, ki se uporabijo pri določitvi krivulj ranljivosti za posamezna stanja poškodovanosti. Podobno lahko z modelom PPK za

utrjene zidane stavbe simuliramo različne metode utrditve in pripadajoče krivulje ranljivosti, kot je to podrobneje opisano drugod [8]. V okviru te študije smo obravnavali tako obstoječe, kot tudi utrjene zidane stavbe. Pri tem smo modelirali tri različne metode utrditve, to so prefugiranje/injektiranje, dodajanje armiranega ometa ter kombinacija obbetoniranja in dodajanja AB vezi. Vse tri obravnavane metode izboljšajo tako nosilnost kot tudi deformacijsko kapaciteto stavbe, kar se odraža v krivuljah ranljivosti (slika 4) in posledično ocenjenih izgubah. Podrobnejša analiza vpliva različnih metod utrditve na nosilnost, deformacijsko kapaciteto in posledično krivulje ranljivosti je predstavljena drugod [8].




*Slika 4: Vpliv različnih metod utrditev na srednjo PPK stavb in pripadajoče krivulje ranljivosti za vsa štiri stanja poškodovanosti.*

Kazalnika tveganja *EAL* in *EAF* smo najprej ocenili za obstoječ stavbni fond, kot to prikazuje preglednica 2, v kateri so rezultati prikazani za posamezne razrede stavb glede na obdobje gradnje in število etaž. Ocenjena pričakovana letna izguba (*EAL*) za celoten obravnavan stavbni fond znaša skoraj 143 milijonov EUR, pričakovano letno število izgubljenih življenj (*EAF*) pa več kot 22. Kot je razvidno iz preglednice 2, k skupnim izgubam ne glede na obdobje gradnje največ prispevajo stavbe

s štirimi do šestimi etažami, sledijo pa stavbe s sedmimi etažami ali več. Največje tveganje v splošnem predstavljajo stavbe s štirimi do šestimi etažami, zgrajene pred letom 1948, ki prispevajo skoraj 40 % vseh pričakovanih izgub, dodatnih 20 % pa še tiste, zgrajene med letoma 1948 in 1964. Najnižje tveganje predstavljajo nižje stavbe, z do tremi etažami, ki k skupnim izgubam prispevajo manj kot 5 %.

V naslednjem koraku smo kazalnika tveganja ocenili še za utrjene stavbe, pri čemer smo ovrednotili vpliv različnih metod oziroma scenarijev utrditve. Rezultate smo izrazili relativno glede na izgube za obstoječ stavbni fond (enačba 9). Analiza je pokazala, da se oba kazalnika tveganja zmanjšata na približno polovico ocenjenih vrednosti za obstoječe stavbe, če se stavbe utrdijo s prefugiranjem ali injektiranjem, V primeru utrditve z armiranim ometom sta $\overline{EAL}$ in $\overline{EAF}$ (enačba 9) približno 35 %, pri obbetoniranju in dodajanju AB vezi pa le približno 10 %. To nakazuje, da je slednji način utrditve najučinkovitejši pri zmanjševanju potresnega tveganja med obravnavanimi metodami, kar dodatno potrjuje tudi slika 4. Ne glede na način utrditve je $\overline{EAL}$ nekoliko manjši kot $\overline{EAF}$, če kazalnika opazujemo na nivoju celotnega stavbnega fonda zidanih stavb. To je mogoče pripisati večjemu zmanjšanju $EAL$ v primerjavi z $EAF$ pri stavbah, zgrajenim pred letom 1964, ki največ prispevajo k celotnim izgubam, kot je bilo to že predhodno omenjeno. Pri tem je treba poudariti, da so pričakovane letne izgube ($EAL$) vezane na vsa štiri stanja poškodovanosti stavbe, potencial za izgubo življenj pa je vezan le na stanje popolne poškodovanosti stavbe, $DS_4$ (glej enačbi 7 in 8).

*Preglednica 2: Ocenjene izgube (EAL in EAF) za obstoječ stavbni fond po kategorijah stavb glede na obdobje gradnje in število etaž, izražene absolutno in kot delež celotnih izgub.*

| | **OBDOBJE GRADNJE** | **ŠTEVILO ETAŽ** | ***EAL*** | | ***EAF*** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | **[mio EUR]** | **[%]** | | **[%]** |
| 1 | ≤1948 | ≤3 | 1,73 | 1,2 | 0,38 | 1,7 |
| | | 4–6 | 58,72 | 41,1 | 8,85 | 39,6 |
| | | ≥7 | 23,94 | 16,8 | 3,26 | 14,6 |
| 2 | 1949−1964 | ≤3 | 3,03 | 2,1 | 0,66 | 2,9 |
| | | 4–6 | 26,65 | 18,7 | 4,38 | 19,6 |
| | | ≥7 | 9,62 | 6,7 | 1,82 | 8,1 |
| 3 | 1965−1981 | ≤3 | 1,13 | 0,8 | 0,21 | 0,9 |
| | | 4–6 | 10,11 | 7,1 | 1,52 | 6,8 |
| | | ≥7 | 2,45 | 1,7 | 0,38 | 1,7 |
| 4 | 1982−2008 | ≤3 | 0,43 | 0,3 | 0,08 | 0,4 |
| | | 4–6 | 3,20 | 2,2 | 0,51 | 2,3 |
| | | ≥7 | 1,48 | 1,0 | 0,27 | 1,2 |
| 5 | ≥2008 | ≤3 | 0,04 | 0,0 | 0,01 | 0,0 |
| | | 4–6 | 0,25 | 0,2 | 0,04 | 0,2 |
| | | ≥7 | / | / | / | / |
| **SKUPAJ** | | | **142,76** | **100** | **22,37** | **100** |

Stavbe, zgrajene pred letom 1964 hkrati izkazujejo tudi največji potencial za zmanjšanje tveganja, predvsem kadar se utrjujejo z obbetoniranjem in dodajanjem AB vezi, vendar je pri teh stavbah treba upoštevati tudi preostalo življenjsko dobo objekta. Vrednosti $\overline{EAL}$ in $\overline{EAF}$ za te stavbe se gibajo med 8 in 13 %. Splošno gledano starejše stavbe pri utrditvi dosegajo bolj opazno zmanjšanje tveganja kot novejše, ne glede na uporabljeno metodo utrditve. Ker se vrednosti $\overline{EAL}$ in $\overline{EAF}$ po obdobjih bistveno ne spreminjajo, ne glede na število etaž, je smiselno, da se prioritetno utrjujejo starejše stavbe, ki predstavljajo največje tveganje. Takšna odločitev temelji na predpostavki, da se stavbe ne nadomešča z novimi, kar v določenih primerih ni optimalno. Vrednosti $\overline{EAL}$ in $\overline{EAF}$ za vse kategorije stavb in vse tri obravnavane metode utrditve so podrobneje predstavljene v preglednici 3. Trendi učinkovitosti

metod utrditve na $EAL$ in $EAF$ so skladni s trendi učinka utrditve na potresno ranljivost stavb, kot je bilo to predstavljeno v pretekli študiji [8].

*Preglednica 3: Ocenjene vrednosti kazalnikov tveganja EAL in EAF za utrjene stavbe v kategorijah glede na obdobje gradnje in število etaž, izražene relativno glede na vrednosti za obstoječe stavbe.*

| | OBDOBJE GRADNJE | ŠTEVILO ETAŽ | INJEKTIRANJE/ PREFUGIRANJE | | ARMIRAN OMET | | OBBETONIRANJE IN AB VEZI | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\overline{EAL}$ | $\overline{EAF}$ | $\overline{EAL}$ | $\overline{EAF}$ | $\overline{EAL}$ | $\overline{EAF}$ |
| 1 | ≤1948 | ≤3 | 54 | 63 | 39 | 47 | 12 | 13 |
| | | 4–6 | 43 | 48 | 29 | 34 | 10 | 12 |
| | | ≥7 | 48 | 48 | 35 | 35 | 8 | 8 |
| 2 | 1949−1964 | ≤3 | 56 | 63 | 41 | 47 | 11 | 12 |
| | | 4–6 | 44 | 50 | 30 | 36 | 10 | 13 |
| | | ≥7 | 51 | 50 | 37 | 36 | 9 | 9 |
| 3 | 1965−1981 | ≤3 | 68 | 67 | 48 | 48 | 11 | 9 |
| | | 4–6 | 65 | 64 | 43 | 44 | 11 | 13 |
| | | ≥7 | 69 | 66 | 47 | 45 | 11 | 12 |
| 4 | 1982−2008 | ≤3 | 68 | 65 | 49 | 46 | 29 | 21 |
| | | 4–6 | 69 | 69 | 51 | 51 | 33 | 31 |
| | | ≥7 | 71 | 69 | 50 | 49 | 29 | 28 |
| 5 | ≥2008 | ≤3 | 63 | 61 | 42 | 41 | 34 | 29 |
| | | 4–6 | 69 | 68 | 49 | 49 | 50 | 46 |
| | | ≥7 | / | / | / | / | / | / |
| **SKUPAJ** | | | **48** | **52** | **34** | **37** | **10** | **12** |

## 5. ZAKLJUČEK

V članku predstavimo celovit pristop za oceno potresne ranljivosti in pripadajočega potresnega tveganja za obstoječe in utrjene zidane stavbe s pomočjo modela parametrične potisne krivulje (PPK). Model PPK je bil prvotno razvit za obstoječe stavbe [12], naknadno pa razširjen tako, da omogoča simulacijo utrjenih zidanih stavb [8]. Vključuje nabor parametrov in modelov, povezanih z razvojem gradbene prakse in standardov ter različne možnosti modeliranja potresne utrditve zidanih stavb, s čimer omogoča preučevanje učinkov potresne utrditve zidanih stavb na nivoju stavbnega fonda.

Ocena potresnega tveganja zidanega stavbnega fonda ŠJS RS je pokazala, da obstaja velik potencial za zmanjšanje tveganja z ustreznimi utrditvami ranljivih stavb. Največje tveganje predstavljajo stavbe, zgrajene pred letom 1964, predvsem tiste, s štirimi do šestimi etažami. Te stavbe so potresno ranljive, poleg tega pa delež teh stavb v obravnavanem stavbnem fondu znaten. Potresno bolj ranljive so stavbe s sedmimi etažami ali več. Ker je teh stavb manj, zato so izgube za to kategorijo stavb nekoliko manjše. Utrditev tovrstnih stavb z različnimi metodami, kot so injekiranje/prefugiranje, dodajanje armiranega ometa ali obbetoniranje in izgradnja AB vezi, lahko bistveno zmanjša njihovo ranljivost. Kot najučinkovitejša se je izkazala metoda z obbetoniranjem in izgradnjo AB vezi, pri kateri so bile ocenjene izgube za utrjene stavbe le približno 10 % ocenjenih za obstoječe stavbe. To občutno zmanjšanje tveganja poudarja pomembnost izvajanja potresnih utrditev starejših stavb, ki predstavljajo največje tveganje.

Rezultati študije ponujajo vpogled v praktično uporabo predlaganega modela pri analizi potresnega tveganja. Da bi razvili na znanju podprto odločanje in podporo pri načrtovanju prenove in nadomestitve stavbnega fonda na potresno ogroženih območjih, so potrebne dodatne raziskave, ki bi vključevale ovrednotenje vpliva na okolje z upoštevanjem celotnega življenjskega cikla stavbe.

## 6. LITERATURA


[1] S. Lagomarsino, S. Cattari, D. Ottonelli, The heuristic vulnerability model: fragility curves for masonry buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **19(8)**, 3129–3163, 2021, https://doi.org/10.1007/s10518-021-01063-72021.

[2] I. Ioannou, S. Bertelli, E. Verrucci, V. Arcidiacono, T. Rossetto, Empirical fragility assessment of residential buildings using data from the Emilia 2012 sequence of earthquakes, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **19(4)**, 1765–1795, 2021, https://doi.org/10.1007/s10518-021-01047-7.

[3] H. Bilgin, Seismic assessment of residential building typologies: emphasis on masonry buildings, *Bull. of Earthq. Eng.*, 2024, https://doi.org/10.1007/s10518-024-02004-w

[4] M. Gams, M. Tomaževič, A. Kwiecień, Strengthening brick masonry by repointing – an experimental study. *Key Engineering Materials*, **624**, 444–452, 2014, https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/kem.624.444.

[5] M. Shabdin, N. K. A. Attari, M. Zargaran. Experimental study on seismic behavior of Un-Reinforced Masonry (URM) brick walls strengthened with shotcrete, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **16(9)**, 3931–3956, 2018, https://doi.org/10.1007/s10518-018-0340-x.

[6] P. Gkournelos, T. Triantafillou, D. Bournas, Seismic upgrading of existing masonry structures: A state-of-the-art review, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **161**, 107428, 2022, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107428.

[7] M. Tomaževič, Potresno odporne zidane stavbe, *Tehnis*, 2009.

[8] N. Fazarinc, M. Dolšek, A parametric pushover curve and fragility model for retrofitted masonry buildings, *Bull Earthquake Eng*, 2025. https://doi.org/10.1007/s10518-025-02254-2

[9] M. Dolšek, J. Žižmond, A. Babič, N. Lazar Sinković, A. Jamšek, M. Gams, T. Isaković, Seizmični stresni test stavbnega fonda Republike Slovenije (2020–2050), *Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo*, 2020.

[10] M. Dolšek, N. Fazarinc, A. Babič, Povzetek preliminarnega seizmičnega stresnega testa stavbnega fonda Univerze v Ljubljani, UL FGG, IKPIR, 2023.

[11] M. Dolšek, N. Fazarinc, A. Babič, Seizmični stresni test stavbnega fonda širšega javnega sektorja na osnovi nizke stopnje poznavanja stavb, *Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo*, 2024 *(Naročnik: Ministrstvo za okolje in prostor)*.

[12] N. Fazarinc, A. Babič, M. Dolšek, Parametric pushover curve model for seismic performance assessment of building stock, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2023, https://doi.org/10.1007/s10518-023-01821-9.

[13] N. Fazarinc, M. Dolšek, Evaluating the impact of parametric pushover curve model uncertainties on seismic loss estimation for a specific building stock in Slovenia, *Engineering Structures*, **302**, 117362, 2024, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117362.

[14] Fazarinc, N., & Dolšek, M., Vpliv negotovosti modela parametrične potisne krivulje stavbe na oceno potresnega tveganja, Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, 2024. 199–210.

[15] CEN, Eurocode 8: earthquake resistance design of structures. EN1998-1-1 (CEN/TC 250/SC 8 N 1017), 2021.

[16] M. Tomaževič, Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry, *Materials and Structures*, **42(7)**, 889–907, 2008. https://doi.org/10.1617/s11527-008-9430-6.

[17] V. Turnšek, F. Čačovič, Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Stoke on Trent, UK*, 1972.

[18] CEN, Eurocode 8: earthquake resistance design of structures, prEN 1998-3:2023 (CEN/TC 250/SC 8 N 1323), 2024.

[19] CEN, Eurocode 6 — Design of masonry structures — Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures prEN1996-1-1:2022 (CEN/TC 250/SC 6 N 657), 2022.

[20] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for Performance-Based seismic design, *Earthquake Spectra*, **16(3)**, 573–592, 2000, https://doi.org/10.1193/1.1586128.

[21] M. Dolšek, P. Fajfar, Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36(13)**, 2021–2041, 2007, https://doi.org/10.1002/eqe.697.

[22] CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.

[23] F. Jalayer, L. Elefante, I. Iervolino, G. Manfredi, Knowledge-Based Performance Assessment of Existing RC Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, **15(3)**, 362–389, 2011, https://doi.org/10.1080/13632469.2010.501193.

[24] M. Dolšek, Analytic Fragility and Limit States [P(EDP|IM)]: Nonlinear Static Procedures, *In Springer eBooks* (pp. 94–110), 2016, https://doi.org/10.1007/978-3-642-35344-4_246

[25] N. L. Sinković, M. Dolšek, Fatality risk and its application to the seismic performance assessment of a building, *Engineering Structures*, **205**, 110108, 2019, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110108.

[26] ICPD, National risk assessment, Overview of the potential major disasters in Italy: seismic, volcanic, tsunami, hydro-geological/hydraulic and extreme weather, droughts and forest fire risks, *Presidency of the Council of Ministres Italian Civil Protection Department*, 2018.

[27] FEMA, Hazus Earthquake Model Technical Manual, 2022

[28] MOPE, Podatki o stavbah širšega javnega sektorja Republike Slovenije, *Ministrstvo za okolje in prostor*, 2024.

Peter HUBER[1], Felix WEBER[2], Luis PINTO[3]

# OPTIMUM PROTECTION OF HOSPITAL TORRE SALVADOR ZUBIRÁN IN MEXICO CITY BY ADAPTIVE BASE ISOLATORS

**Summary**

To ensure optimal seismic protection of the Hospital Torre Salavador Zubirán in Mexico City, adaptive base isolators were installed. These isolators must meet strict performance requirements, especially for hospitals, and adjust efficiently to different load conditions. Traditional isolators are typically designed for DBE and MCE earthquake levels, but they often perform poorly during small to medium quakes because static friction prevents early movement—resulting in "locked-up" systems that fail to isolate the structure effectively. The new curved surface slider described in this paper overcomes that issue by varying its friction to adapt at different yield levels. It maintains high efficiency across a wide range of seismic intensities, offering better isolation during weak and moderate earthquakes while still controlling displacements during strong (MCE) events. The system can also transmit wind forces due to minimal static friction (1.5–2% of dead load). Tests and simulations show that the adaptive device provides superior performance compared to conventional isolators, improving both acceleration control and displacement response.

**Key words**: Curved Surface Slider, adaptive seismic isolation, low static friction, high efficiency

# Optimalna zaščita bolnišnice Torre Salvador Zubiran v Mexico City, s prilagodljivimi potresnimi izolatorji

**Povzetek**

Za zagotavljanje optimalne potresne zaščite bolnišnice Torre Salavador Zubirán v Ciudad de Méxicu, so bili nameščeni prilagodljivi potresni izolatorji. Ti izolatorji morajo pri pomembnih objektih, kot so bolnišnice, izpolnjevati stroge zahteve glede zmogljivosti in se učinkovito prilagajati različnim obremenitvam. Klasični izolatorji so običajno zasnovani za DBE in MCE potresne ravni, vendar pogosto delujejo slabo pri manjših do srednje močnih potresih, saj zaradi statičnega trenja ne pride do zgodnjega gibanja – kar pomeni, da sistem "zablokira" in ne zagotavlja ustrezne izolacije. Novi izolator z ukrivljeno drsno površino, predstavljen v tem prispevku, to težavo odpravi z variabilnim trenjem, ki se prilagaja različnim ravnem obremenitve. Ohranil je visoko učinkovitost pri širokem spektru potresnih intenzitet ter zagotavlja boljšo izolacijo pri šibkih in zmernih potresih, hkrati pa omejuje pomike pri močnih (MCE) dogodkih. Sistem lahko zaradi nizkega statičnega trenja (1,5–2 % lastne teže) prenaša tudi obremenitve vetra. Testiranja in simulacije kažejo, da prilagodljiva naprava zagotavlja boljše rezultate kot klasični izolatorji, saj učinkoviteje zmanjšuje pospeške in pomike konstrukcije.

**Ključne besede:** drsnik z ukrivljeno površino, prilagodljiva potresna izolacija, nizko statično trenje, visoka učinkovitost

## 1. INTRODUCTION

The National Institute of Medical Sciences and Nutrition in the south of Mexico City (Instituto Nacional de Ciencias Médicas y Nutrición Salvador Zubirán, INCMNSZ) is a medical teaching and

[1] Eng., MBA/Head of Department at MAURER SE, Frankfurter Ring 193, 80807 Munich, Germany, p.huber@maurer.eu
[2]Dr. Mech. Eng. ETH/Managing Director at MAURER Switzerland GmbH, Neptunstrasse 25, 8032 Zurich, Switzerland, f.weber@maurer.eu
[3] Dr. Eng./Regional Manager at MAURER Mexico, Periferico Sur 3720 Torre 2 Piso 8 Col. Jardínes del Pedregal, 01900 Álvaro Obregón, CDMX, l.pinto@maurer.eu

research centre where patients are also admitted. The INCMNSZ was designed by the architecture firm Arquinteg (Mexico City) in 2018/19 with 13 above-ground floors and an underground car park with four levels. Mexico City is in a seismic area, and considering the tall and narrow design, this resulted in relatively large tilting moments. That is why the seismic protection of the structure is not only for reduction of accelerations inside the structure, but it was clear that in the event of an earthquake, the compression and tensile loads would be such high that normal foundations did not suffice. However, correspondingly large foundations would have been too expensive. It was also too narrow on site for more extensive dredging, which would then be necessary. Instead, seismic building isolators were installed. When an earthquake acts horizontally on the building, they decouple the visible part of the building from the underground part, causing horizontal displacements within the isolators. This results in far smaller tilting moments related to average 12% base shear in the isolator level and max. average 0.24g acceleration on the top floor level, which are easy and economical to handle and to transmit. The consequent symmetric and simplified inner skeleton structure allowed within +/-20% similar load distribution (average 5,400kN per isolator) onto the foreseen 34 seismic isolators. Therefore, it was possible to apply one isolator type only!



*Figure 1: Instituto Nacional de Ciencias Médicas y Nutrición Salvador Zubirán, INCMNSZ.*

Depending on the fundamental time period T1 of civil structures they are often protected against seismic excitation either by base isolators (T1 in the plateau and first part of constant velocity range of response spectra) or inter-story dampers (T1 in the second part of constant velocity range of response spectra). Base isolators such as Curved Surface Sliders (CSSs) decouple the structure from the shaking ground by their low coupling stiffness due to their large curvature and add damping to the structure by nonlinear friction damping. Due to the nonlinearity of friction damping CSS can be optimized to one shaking level only i.e., to one selected Peak Ground Acceleration (PGA) only [1], commonly the PGA of the Design Basis Earthquake (DBE). Hence, the structural isolation by CSS at low ground shaking levels due to weak but frequent earthquakes may be insufficient to maximally protect non-structural elements and sensitive equipment which are crucial to ensure the serviceability of vulnerable structures such as hospitals, research institutes, schools, government buildings, fire, and police stations, etc.

To overcome these drawbacks of a design approach for CSSs addressing the max. load case only, the following new adaptive type of CSSs had been developed:

It is called Adaptive Sliding Isolation Pendulum: SIP®-A

Their dynamic behaviours are described by force displacement curves and the enhanced structural isolation is demonstrated by non-linear time history analysis.

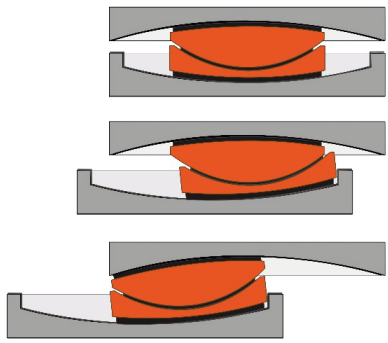


*Figure 2: SIP®-Adaptive in center (top), half displaced (middle) and fully deflected (below) positions.*

## 2. SEISMIC ISOLATION APPROACH WITH SIP®-ADAPTIVE

### 2.1 Concept

The SIP®-Adaptive (SIP®-A) is a CSS with two primary sliding surfaces and an articulated slider that decouples the relative motions on both primary sliding surfaces (Fig. 3 and Fig. 4). This basic feature allows designing the two primary sliding surfaces with different friction coefficients and different effective radii. The bottom sliding surface is designed with lower friction coefficient to active relative motion at low PGAs (below DBE). The primary sliding surface is restrained by a recess to limit relative motion (Fig. 3). Upper sliding surface 2 is hosting greater friction to provide the optimum damping at DBE and above. The effective radii are selected to produce stiffening and increased damping behaviors at the shaking level of the Maximum Considered Earthquake (MCE).

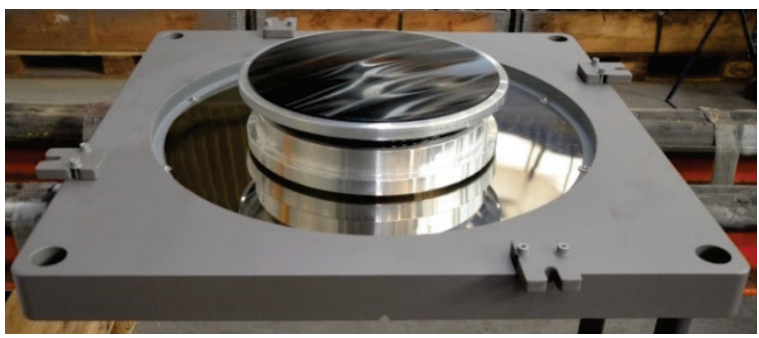


*Figure 3: Bottom concave plate with recess and articulated slider of SIP®-Adaptive.*

### 2.2 Optimum design approach

The parameters of the SIP®-A i.e., its friction coefficients, effective radii, and displacement capacities of both primary sliding surfaces, are model-based optimized. For this the following model of the SIP®-A with superstructure is applied (Fig. 4). The superstructure with total mass $m_s$ is modelled as linear multi-degree-of-freedom (DOF) system with as many DOFs as stories. The equations of motion

of the upper bearing plate with mass $m_2$ (including the fundament plate of the structure) and the slider mass with $m_1$ become.

$$m_2\ddot{u}_2 + f_2 = c_s(\dot{u}_{s1} - \dot{u}_2) + k_s(u_{s1} - u_2) - m_2\ddot{u}_g \tag{1}$$

$$m_1\ddot{u}_1 + f_1 = f_2 - m_1\ddot{u}_g \tag{2}$$

where the forces f1 and f2 describe the longitudinal forces on surfaces 1 and 2 that are given by the sum of the friction force given by the friction coefficients μ1 and μ2, the restoring stiffness force due to the effective radii Reff-1 and Reff-2 and the linear stiffness force (recess stiffness krecess) of the recess of sliding surface 1 (bottom surface) that is only activated at the displacement capacity d1

$$f_2 = sgn(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)\mu_2 g(m_s + m_2) + (u_2 - u_1)\frac{g(m_s + m_2)}{R_{eff-2}} \tag{3}$$

$$f_1 = sgn(\dot{u}_1)\mu_1 g(m_s + m_2 + m_1) + u_1\frac{g(m_s + m_2 + m_1)}{R_{eff-1}} + f_{recess} \tag{4}$$

$$f_{recess} = \begin{cases} 0 & : \ |u_1| \le d_1 \\ k_{recess}(|u_1| - d_1)sign(u_1) & : \ |u_1| > d_1 \end{cases} \tag{5}$$

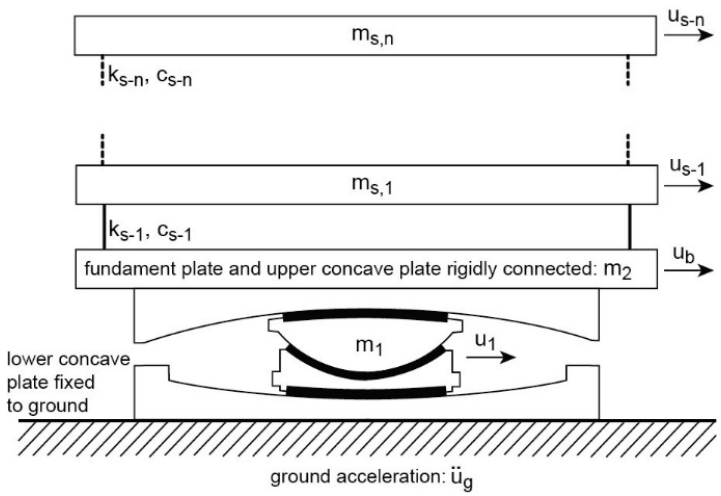



*Figure 3: Sketch of structure (multi-DOF) with SIP®-Adaptive.*

The variables used in Equations (1-5) are:

- $\dot{u}_{s1}, u_{s1}$ : velocity, displacement of story 1 relative to ground
- $\ddot{u}_g$: ground acceleration
- $\ddot{u}_2, \dot{u}_2, u_2$: absolute acceleration, velocity, and displacement relative to ground of the mass m2 (top bearing plate and fundament plate)
- $\ddot{u}_1, \dot{u}_1, u_1$: absolute acceleration, velocity, and displacement relative to ground of slider mass m1

The displacement capacity of sliding surface 2 (upper surface) is not restrained whereby the total displacement capacity of the SIP®-A is not limited by any mechanical restrainer. The coupled, stiff, and nonlinear differential equations (1-5) are solved in the time domain using the Matlab®-solver ode15s(stiff/NDF) with maximum relative tolerance of 1e-3 and variable step size with upper bound of 1e-5 s.

The displacement capacity of sliding surface 2 (upper surface) is not restrained whereby the total displacement capacity of the SIP®-A is not limited by any mechanical restrainer. The coupled, stiff, and nonlinear differential equations (1-5) are solved in the time domain using the Matlab®-solver ode15s(stiff/NDF) with maximum relative tolerance of 1e-3 and variable step size with upper bound of 1e-5 s.

### 2.3 Principle isolation performance

Absolute structural acceleration (~ base shear) and total isolator displacement were in a first approach computed by non-linear time history analysis for two different designs of the SIP®-A and compared to the conventional CSS with friction damping (CSS-FD) that is optimized at the PGA of the DBE (Fig. 5 and 6) within a sample structural model. As theoretical benchmark the fully linear isolator with optimized linear viscous damping (CSS-VD) is computed as well. The following observations can be made:

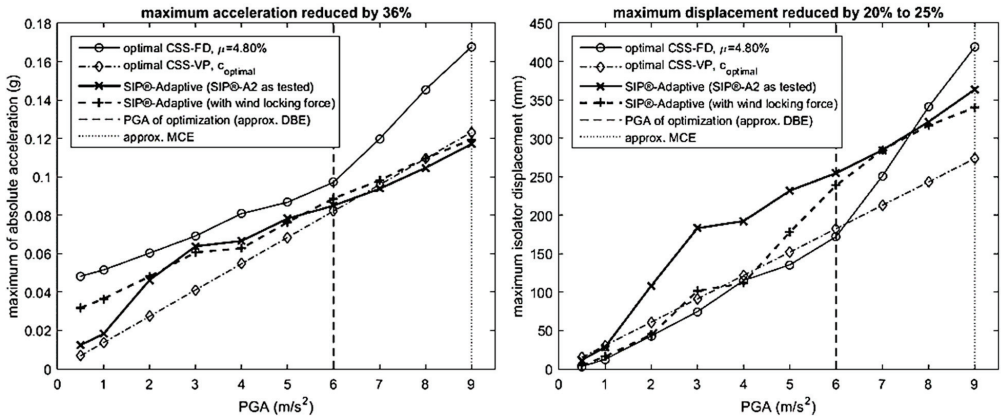



*Figure 5: Computed absolute structural acceleration with decrease effect (blue arrow - left) and total displacement with decrease effect (red arrow - right) of SIP®-Adaptive depending on ground shaking level.*

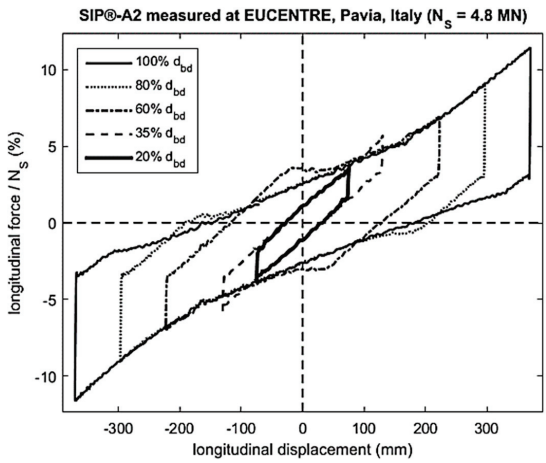



*Figure 6: Measured (EUCENTRE) force displacement characteristics of SIP®-A2 test specimen.*

A) On the one hand, the SIP®-Adaptive reduces peak absolute structural acceleration within the entire PGA-range (from 17% to 12% in Fig. 5 right) due to the fact that damping is smaller at

lower shaking levels and damping is greater at higher shaking levels and, on the other hand, the total isolator displacement at MCE (365mm instead of 435mm in Fig. 5 left) is smaller than for the CSS-FD due to the increasing stiffness and friction behaviors of the SIP®-Adaptive at shaking levels of the MCE.

B) Due to the two friction values of the sliding surfaces 1 and 2 it is possible to tune the minimum base shear at lowest shaking levels by $\mu_1$ (e.g., used as wind locking force; starting point in plot Fig. 5 left) independently of the performance at DBE.

## 2.4 Isolation system performance specific for INCMNSZ

The isolation system performance for the INCMNSZ was specifically driven by accelerations and force reduction to avoid damages to the content of the hospital and to effectively reduce rocking effects within the entire structure. The basis for required seismic design is the project specific seismic response spectrum shown in Fig. 7.

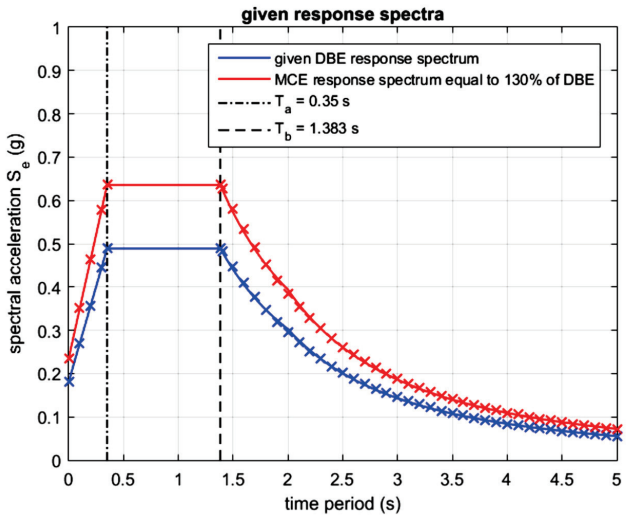



*Figure 7: Specified response spectrum for MCE and DBE including 1.5 importance factor.*

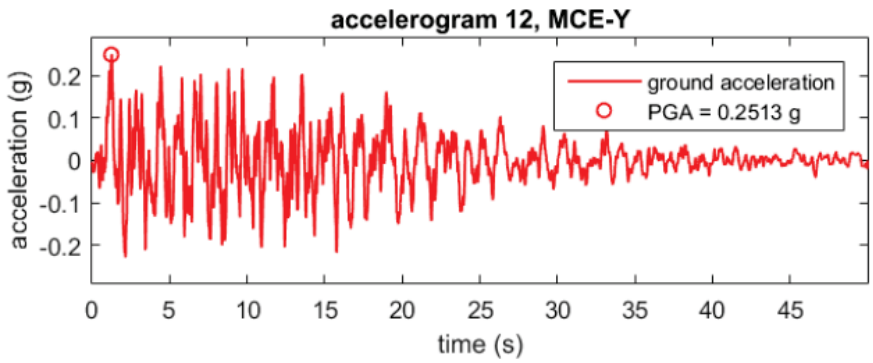



*Figure 8: Sample of compatible MCE accelerograms based on specific spectrum in Y-direction.*

The structure is modelled as linear multi-degree-of-freedom system with the given first eigenfrequencies in X- and Y-directions and 5 % of critical damping. The number of nodes according

to Fig. 4 is given by 13 storeys and the fundament plate which gives 14 degrees of freedom. When applying compatible accelerograms (like sample in Fig. 8) in X- and Y-direction based on the spectrum in Fig. 7 the horizontal movement of the isolators and upper structure was calculated within time history analysis (Fig. 9). On request of the designer 30 accelerograms in X-, Y-direction for lateral displacement verification were considered. Based on these data the base shear within isolator and the isolator displacement (Fig. 10) were calculated. In Fig. 11 the absolute structural acceleration on the top floor level is shown, as this value was also of extremely high importance for overall structural design. The adaptive Double Sliding Isolation Pendulums SIP®-A applied in INCMNSZ have got an effective pendulum radius of total 6,000 mm. Onto only one type of size an average seismic weight of 5,300kN is resting. This SIP®-A controls the isolation period (4,1-5,2s) such that within the horizontal movement of up to ±300mm in all directions, the average horizontal acceleration drops below 0.22g – even on the upper floors. The lower dynamic friction was chosen to be 4% only with 4,000mm radius and +/-140mm displacement ability to ensure smooth starting behaviour. The friction in the upper surface was chosen to be 6.5% with 2,000mm radius for best possible displacement control up to +/-300mm total displacement.

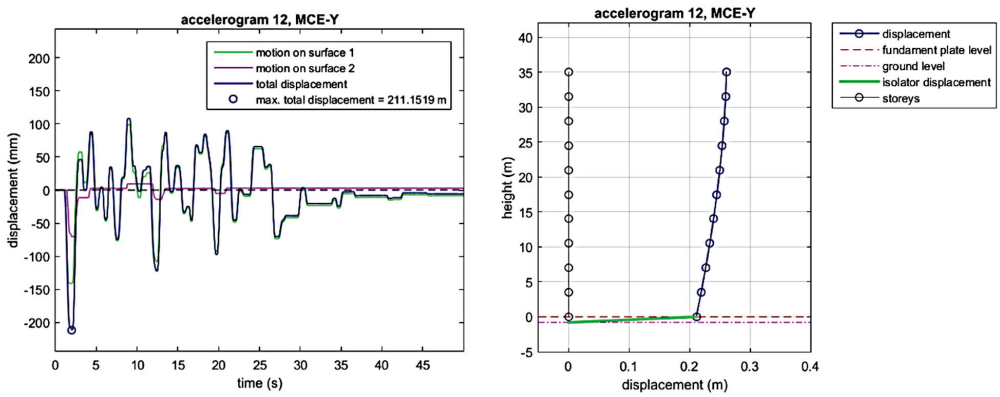



*Figure 9: Displacement for the specific accelerogram shown in Fig. 8 within various sliding surfaces of the isolator and inter-story drift up to the top floor level of the hospital.*

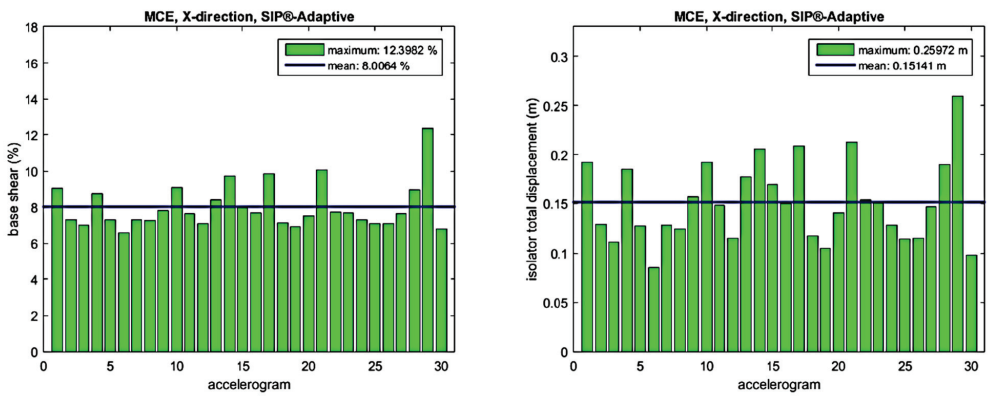



*Figure 4: Base shear (left) and displacement (right) analysis results for 30 different accelerograms in X-direction.*

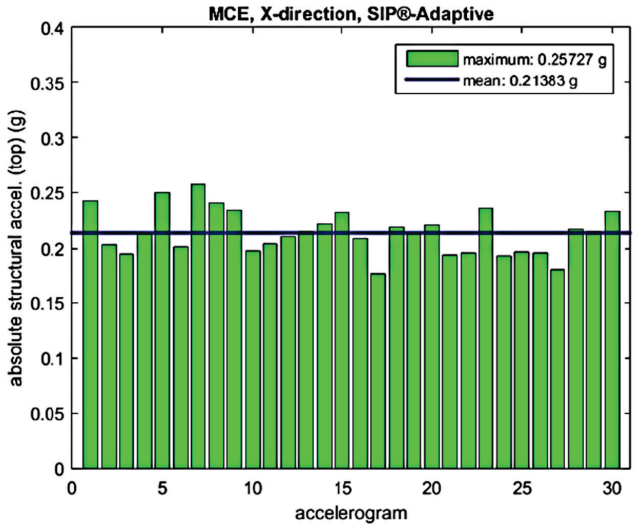



*Figure 11: Absolute structural acceleration on top floor level in X-direction*

The delta of nominal friction between lower and upper sliding interface shall be at least 2-3% to grant for staged behaviour, while the radius relationship might be chosen iteratively depending on the project between 1.5-2. The resulting hysteretic loop is shown in Fig. 12.

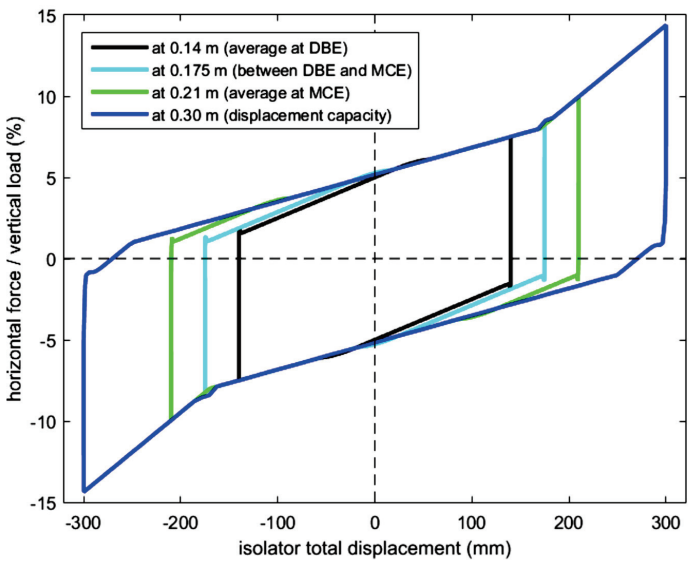
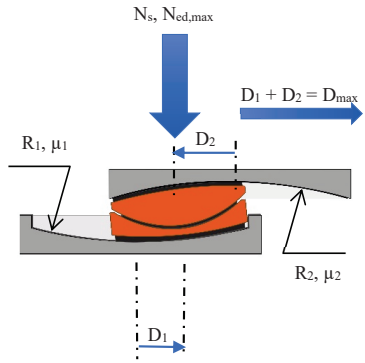



*Figure 12: Characteristic nominal hysteretic loop of the SIP®-A devices.*

Lower and upper bound performance analysis was preformed also, but this is not part of this paper. The upper and lower bound parameters are similar to regular CSS devices. The Tab. 1 below shows the detailed design values of the SIP-A®.

*Table 1: Design values for SIP®-Adaptive.*

| Design value description | Value with units |
|---|---|
| Isolation time period up to DBE | 4.01 s |
| Average vertical load (weight = G+0,5Q) | Ns = 5.3 MN |
| Max. vertical seismic load | Ned,max = 5.3 MN |
| Total displacement capacity | D1 + D2 = Dmax = +/- 0.3 m |
| Dynamic coefficient of friction on sliding surface 1 (bottom) | μ1 = 0.045 |
| Effective radius on sliding surface 1 (bottom) | R1 = 4.0 m |
| Displacement capacity on sliding surface 1 (bottom) | D1 = 0.14 m |
| Dynamic coefficient of friction on sliding surface 2 (top) | μ2 = 0.065 |
| Effective radius on sliding surface 2 (top) | R2 = 2.0 m |
| Displacement capacity on sliding surface 2 (top) | D2 = 0.16 m |




The force displacement characteristics of the SIP®-Adaptive under steady-state excitation can be described as follows (Tab. 2):

- For regular operational earthquakes less than +/-140mm displacements with less than average 6% base shear.
- For DBE event up to +/-140mm displacement almost already happening also on upper surface, while base shear is max. average 7.5%.
- Before lower sliding surfaces reaches end stopper at 140mm, the upper slider will start to slide already. The impact forces due to lower end stop mechanism will be just in the range of 50kN (Fig. 13 bottom sketch).
- Between DBE and MCE main movement occurs on upper sliding surface +/-140-200mm, while average base shear will be 9.3%.
- Considering lower bound performance levels of devices and seismic event beyond MCE the max. displacement capacity way assumed to be +/-300mm with a max. base shear assumption of 14%.

Table 2 summarises the analysis results for DBE and MCE event in X- and Y-direction. On request of the designer also the 98% quantile values out of 30 considered accelerograms was listed. The intention was to see if even the 98% quantile is still within the acceptable movement range of +/-300mm of the isolators.

*Table 2: Shear, displacement, and acceleration levels for SIP®-Adaptive isolation system.*

| State variables of interest | Assessment value | DBE-Y | MCE-Y | DBE-X | MCE-X |
|---|---|---|---|---|---|
| Base shear (%) | average | 7,48% | 9,33% | 6,96% | 8,01% |
| | 98% quantile | 8,71% | 11,96% | 7,62% | 10,09% |
| Total isolator displacement (m) | average | 0,136 m | 0,195 m | 0,106 m | 0,151 m |
| | 98% quantile | 0,185 m | 0,251 m | 0,148 m | 0,213 m |
| Absolute accel. top storey (g) | average | 0,22 g | 0,24 g | 0,19 g | 0,21 g |
| | 98% quantile | 0,24g | 0,27 g | 0,22 g | 0,25 g |
| Total displacement all levels (m) | average | 0,046 m | 0,051 m | 0,206 m | 0,228 m |
| | 98% quantile | 0,052 m | 0,062 m | 0,237 m | 0,264 m |

Compared to regular single or multiple friction pendulum devices the overall seismic behaviour is resulting for

- DBE event in 20-30% less base shear,
- MCE event in same base shear and 5-10% less displacement.

## 2.5 Testing of SIP®-A isolators for INCMNSZ

The testing of two prototypes was performed at EUCENTRE in Pavia. The specific prototype test plan can be seen in Table 3.

*Table 3: Test protocol based on EN15129 with load, stroke, velocity and cycling parameters.*

| Test # | Test name | Label | Main dof | Stroke [± m] | Max vel [m/s] | Freq [Hz] | Load shape | vertical load [kN] | Cycles [#] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | Pre-test 0 | PT0 | vert | - | - | - | constant | 5300 | - |
| 1 | Pre-test 1 | PT1 | vert | - | - | - | constant | 10600 | - |
| 2 | Frictional Resistance | FR | long | 0,006 | 0,0001 | - | triangular | 3270 | 0,25 |
| 3 | Benchmark | P1 | long | 0,200 | 0,050 | 0,040 | sine | 5300 | 3 |
| 4 | Dynamic 1 | D1 | long | 0,050 | 0,400 | 1,273 | sine | 5300 | 3 |
| 5 | Dynamic 2 | D2 | long | 0,100 | 0,400 | 0,637 | sine | 5300 | 3 |
| 6a | *Dynamic 3* | D3a | long | 0,200 | 0,400 | 0,318 | sine | 5300 | 3 |
| 6b | *Dynamic 3*** | D3b | long | 0,250 | 0,400 | 0,255 | sine | 5300 | 3 |
| 7 | Seismic ($N_{Ed,max}$) | E | long | 0,200 | 0,400 | 0,318 | sine | 10600 | 3 |
| 8 | Seismic ($N_{Ed,min}$) | E | long | 0,200 | 0,400 | 0,318 | sine | 3200 | 3 |
| 9 | Property verification | P2 | long | 0,200 | 0,400 | 0,318 | sine | 5300 | 3 |
| 10 | Bi-Directional | B | long | 0,200 | 0,400 | 0,318 | sine | 5300 | 3 |
| 11 | Service | S | long | 0,050 | 0,005 | 0,016 | sine | 5300 | 20 |
| 12 | Load Bearing Capacity | BC | vert | - | - | - | constant | 14170 | - |
| 13 | Post-Test | PT2 | vert | - | - | - | constant | 5300 | - |

The hysteretic loops are stable and provided exactly within +/-10-15% the desired energy dissipation performance, while specified stiffness values were achieved within +/-5%.

In below Fig. 13 the hysteretic loops were shown for various displacement conditions.

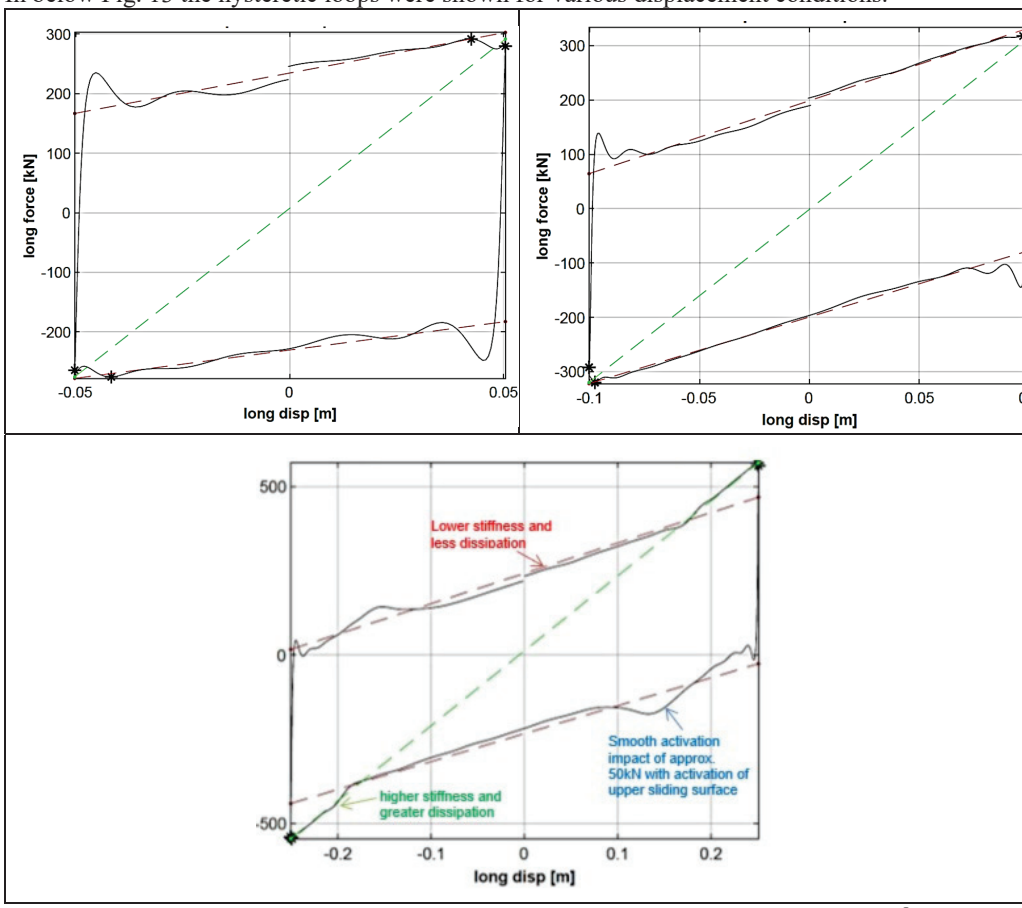



*Figure 5: Hysteretic loops within testing campaign at EUCENTRE in Pavia of the SIP®-A devices.*

After testing the isolators were dismantled and checked for possible damages. In Fig. 14 can be seen that no damages or material degradation occurred.

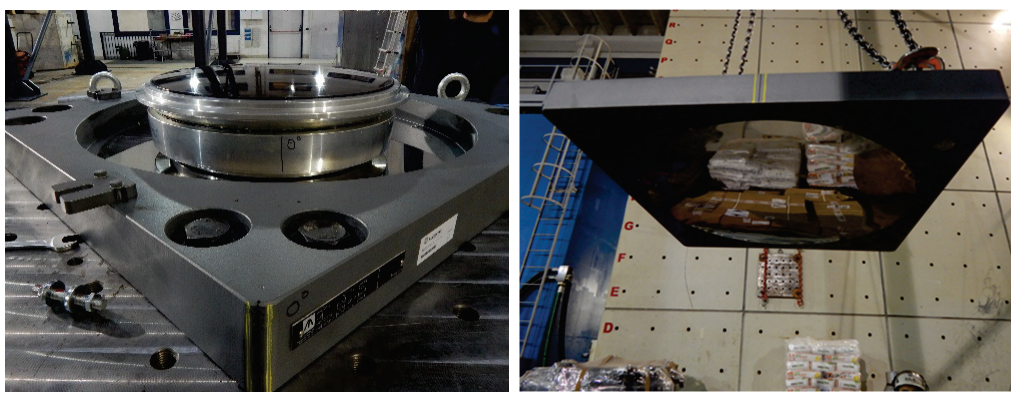


*Figure 14: Dismantled and opened SIP®-A device after testing in EUCENTRE in Pavia: Bottom part on left and top sliding backing plate on right.*

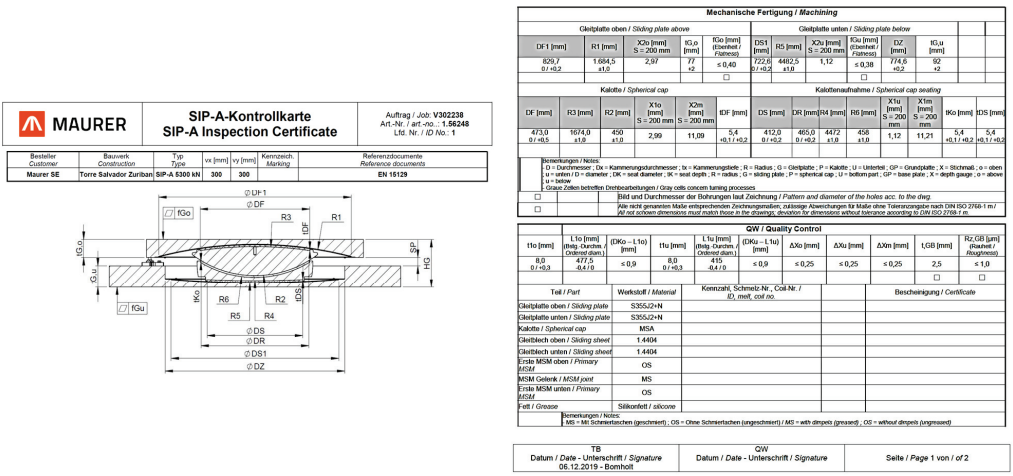
All measured scratches, deformations and wearing effects were within the relevant requirements in EN15129 (chapter 8.3.1.2.7; page 88) with

- less than 20% thickness reduction of sliding liner,
- scratches on stainless steel with lesser depth than 0.05mm, and
- deformations of backing plates less than 0.0003 of diagonal footprint or less than 0.2mm.

The result was fully satisfying the project specifications and the isolators were approved for production.

## 2.6 Production of SIP-A® isolators for INCMNSZ

All the devices were produced according to EN15129 and before supply they were checked for geometric tolerances and material certificates according to Inspection check certificates (Fig. 15).



MAURER

**SIP-A-Kontrollkarte**
**SIP-A Inspection Certificate**

Auftrag / *Job*: V302238
Art.-Nr. / *art.-no.*: 1.56248
Lfd. Nr. / *ID No.*: 1

| Besteller *Customer* | Bauwerk *Construction* | Typ *Type* | vx [mm] | vy [mm] | Kennzeich. *Marking* | Referenzdocumente *Reference documents* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Maurer SE | Torre Salvador Zuriban | SIP-A 8300 kN | 300 | 300 | | EN 15129 |

**Mechanische Fertigung / *Machining***

| Gleitplatte oben / *Sliding plate above* | | | | | Gleitplatte unten / *Sliding plate below* | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DF1 [mm] | R1 [mm] | XOo [mm] S = 200 mm | tG,o [mm] | tGo [mm] (Ebenheit / *Flatness*) | DS1 [mm] | R5 [mm] | XOu [mm] S = 200 mm | tGu [mm] (Ebenheit / *Flatness*) | DZ [mm] | tG,u [mm] | |
| 829,7 0 / +0,2 | 1.684,5 ±1,0 | 2,97 | 77 +2 | ≤ 0,40 □ | 722,6 0 / +0,2 | 4482,5 ±1,0 | 1,12 | ≤ 0,38 □ | 774,6 +0,2 | 92 +2 | |

| Kalotte / *Spherical cap* | | | | | | Kalottenaufnahme / *Spherical cap seating* | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DF [mm] | R3 [mm] | R2 [mm] | X1o [mm] S = 200 mm | X2m [mm] S = 200 mm | tDF [mm] | DS [mm] | DR [mm] | R4 [mm] | R5 [mm] | X1u [mm] S = 200 mm | X1m [mm] S = 200 mm | tKo [mm] | tDS [mm] |
| 473,0 0 / +0,5 | 1674,0 ±1,0 | 450 ±1,0 | 2,99 | 11,09 | 5,4 +0,1 / +0,2 | 412,0 0 / +0,2 | 465,0 0 / +0,2 | 447,2 ±1,0 | 458 ±1,0 | 1,12 | 11,21 | 5,4 +0,1 / +0,2 | 5,4 +0,1 / +0,2 |

Bemerkungen / Notes:
D = Durchmesser ; Dx = Kammerungsdurchmesser ; tx = Kammerungstiefe ; R = Radius ; G = Gleitplatte ; P = Kalotte ; U = Unterteil ; GP = Grundplatte ; X = Stichmaß ; o = oben
u = unten / D = diameter ; DK = seat diameter ; tK = seat depth ; R = radius ; G = sliding plate ; P = spherical cap ; U = bottom part ; GP = base plate ; X = depth gauge ; o = above
u = below
Grauе Zellen betreffen Drehbearbeitungen / Gray cells concern turning processes

□ Bild und Durchmesser der Bohrungen laut Zeichnung / *Pattern and diameter of the holes acc. to the dwg.*
□ Alle nicht genannten Maße entsprechenden Zeichnungsmaßen; zulässige Abweichungen für Maße ohne Toleranzangabe nach DIN ISO 2768-1 m / *All not schown dimensions must match these in the drawings, deviations for dimensions without tolerance according to DIN ISO 2768-1 m.*

**QW / Quality Control**

| t1o [mm] | t,1o [mm] (theg. Durchm. / *Ordered diam.*) | (DKo – t,1o) [mm] | t1u [mm] | t,1u [mm] (theg. Durchm. / *Ordered diam.*) | (DKu – t,1u) [mm] | Δ1o [mm] | Δ1u [mm] | Δ1m [mm] | t,GB [mm] | Rz,GB [µm] (Rauheit / *Roughness*) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8,0 0 / +0,3 | 417,5 -0,4 / 0 | ≤ 0,9 | 8,0 0 / +0,3 | 415 -0,4 / 0 | ≤ 0,9 | ≤ 0,25 | ≤ 0,25 | ≤ 0,25 | 2,5 □ | ≤ 1,0 □ |

| Teil / *Part* | Werkstoff / *Material* | Kennzahl, Schmelz-Nr., Coil-Nr. / *ID, melt, coil no.* | Bescheinigung / *Certificate* |
|---|---|---|---|
| Gleitplatte oben / *Sliding plate* | S355J2+N | | |
| Gleitplatte unten / *Sliding plate* | S355J2+N | | |
| Kalotte / *Spherical cap* | MSA | | |
| Gleitblech oben / *Sliding sheet* | 1.4404 | | |
| Gleitblech unten / *Sliding sheet* | 1.4404 | | |
| Erste MSM oben / *Primary MSM* | OS | | |
| MSM Gelenk / *MSM joint* | MS | | |
| Erste MSM unten / *Primary MSM* | OS | | |
| Fett / *Grease* | Silikonfett / *silicone* | | |

Bemerkungen / Notes:
MS = Mit Schmiertaschen (geschmiert) ; OS = Ohne Schmiertaschen (ungeschmiert) / *MS = with dimpels (greased) , OS = without dimpels (ungreased)*

| TB | QW | |
|---|---|---|
| Datum / *Date* - Unterschrift / *Signature* 06.12.2019 - Bomholt | Datum / *Date* - Unterschrift / *Signature* | Seite / *Page* 1 von / *of* 2 |

*Figure 6: Inspection Certificate for SIP®-A device.*

## 2.7 Installation of SIP-A isolators for INCMNSZ

All devices were supplied to site as one single unit pre-assembled and firmly by assembly brackets. The lower and upper isolator surface was on site connected to the structure by 2 x 8 pcs M30 bolts to machined lower and upper structural steel plates.




*Figure 16: Installation on right and installed SIP®-A devices on left (blue arrows).*

## 3. CONCLUSIONS

The selected 34 pcs. base isolators of type SIP®-A are providing all required significant benefits to the structure.

- Seismic performance in terms of adaptive staged low shear behaviour for 20-30% shear reduction compared to other isolators.
- Displacement reduction in the range of 10% compared to other isolator types.
- Reliability beyond standard requirements of 120% on top of MCE and bound analysis results.
- Full resistance with regards to wearing and degradation for 4-6 MCE events.
- Reliable and stable testing performance while fulfilling severe test requirements and criteria according to EN15129.
- Service lifetime of at least 100 years – means no exchange of devices throughout lifetime.

## 4. REFERENCES


[1] Weber, F. et al. (2018). Curved surface sliders with friction damping, linear viscous damping, bow tie friction damping and semi-actively controlled properties, Struct. Control Health Monit, DOI: 10.1002/stc.2257

[2] Andersson, S., A. Söderberg, and S. Björklund (2007). Friction models for sliding dry, boundary and mixed lubricated contacts, Tribol. Int. 40 (4) 580–587. https://doi.org/10.1016/j.triboint.2005.11.014.

[3] Calvi, P. M., M. Moratti, and G. M. Calvi (2016). Seismic isolation devices based on sliding between surfaces with variable friction coefficient, Earthquake Spectra 32 (4): 2291–2315, https://doi.org/10.1193/091515EQS139M.

[4] CEN (European Committee for Standardization) (2009). Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Eurocode 8, EN 1998-1:2004 + AC:2009, Brussels.

[5] Fenz, D. M., and M. C. Constantinou (2008). Modeling triple friction pendulum bearings for response-history analysis, Earthquake Spectra 24 (4): 1011–1028, https://doi.org/10.1193/1.2982531.

[6] Fenz, D. M., and M. C. Constantinou (2008). Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 37 (2): 163–183. https://doi.org/10.1002/eqe.751.

[7] Kataria, N. P., and R. S. Jangid (2016). Seismic protection of the horizontally curved bridge with semi-active variable stiffness damper and isolation system, Adv. Struct. Eng. 19 (7): 1103–1117, https://doi.org/10.1177/1369433216634477.

[8] Medeot, R. (2008). Experimental validation of re-centering capability evaluation based on energy concepts, In Proc., 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing.

[9] Naeim, F., and J. M. Kelly (1999). Design of seismic isolated structures, Wiley, New York

Luka GRADIŠAR[1], Tilen URBANČIČ[2], Miha HAFNER[3], Uroš BARLIČ[4]

# DIGITALNI DVOJČEK PODPORNEGA ZIDU: FOTOGRAMETRIČNI ZAJEM IN SAMODEJNO ZAZNAVANJE

**Povzetek**

Pravočasno in ponovljivo zaznavanje poškodb na infrastrukturnih objektih, kot so podporni zidovi, je ključno za njihovo varno in učinkovito upravljanje. V članku je predstavljen sodoben pristop, ki združuje UAV fotogrametrijo in metode umetne inteligence za samodejno prepoznavo poškodb. Na podlagi pridobljenih podatkov je izdelan digitalni dvojček objekta z označenimi poškodbami, ki omogoča celovit vpogled v njegovo stanje, sledenje spremembam skozi čas ter pravočasno načrtovanje vzdrževalnih posegov. Pristop omogoča proaktivno vzdrževanje in stroškovno učinkovito upravljanje sredstev, hkrati pa je prilagodljiv različnim infrastrukturnim objektom in skladen s sodobnimi koncepti digitalnega upravljanja grajenega okolja.

**Ključne besede**: fotogrametrija, umetna inteligenca, podporni zid, digitalni dvojček, zaznavanje poškodb, globoko učenje, vzdrževanje infrastrukture

# Digital twin of the retaining wall: photogrammetric capture and automatic detection

**Summary**

Timely and repeatable detection of damage in infrastructure assets, such as retaining walls, is essential for their safe and effective management. This paper presents a modern approach that integrates UAV photogrammetric data capture with artificial intelligence methods for automatic damage detection. Based on the acquired data, a precise 3D model of the structure is created and incorporated into a digital twin with annotated damage areas, providing comprehensive insight into the asset's condition and changes over time. The approach enables proactive maintenance and cost-effective asset management, while being adaptable to different types of infrastructure and consistent with modern concepts of managing the digital built environment.

**Keywords:** photogrammetry, artificial intelligence, retaining wall, digital twin, damage detection, deep learning, infrastructure maintenance

## 1. UVOD

Zanesljivo spremljanje in ocenjevanje stanja infrastrukturnih objektov predstavlja enega ključnih izzivov pri njihovem vzdrževanju in zagotavljanju dolgoročne varnosti. Poškodbe lahko bistveno vplivajo na nosilnost konstrukcije ali pa so pokazatelj očem prikritih sprememb, zato je njihovo pravočasno zaznavanje in dokumentiranje ključnega pomena.

Tradicionalni postopki pregledov so pogosto časovno zahtevni in subjektivni, kar otežuje oceno in primerjavo stanja skozi čas. Običajno se izvajajo v obliki kratkotrajnih vizualnih pregledov ali občasnih podrobnih pregledov s spremljajočimi geodetskimi meritvami. Slednje se načeloma izvaja redkeje, saj zahtevajo več časa in virov ter pogosto vključujejo tudi prometne zapore, vendar so za natančnejšo oceno stanja objekta praviloma nepogrešljive in nenadomestljive. V nasprotju pa so kratkotrajni vizualni pregledi pogosto manj natančni in slabše dokumentirajo trenutno stanje objekta.

[1] dr., mag. inž. grad., Elea iC d.o.o., Dunajska cesta 21, 1000 Ljubljana, luka.gradisar@elea.si
[2] dr., univ. dipl. inž. geod., Tehnološki park 24, 1000 Ljubljana, tilen.urbancic@geotocka.si
[3] dipl. inž. grad., Elea iC d.o.o., Dunajska cesta 21, 1000 Ljubljana, miha.hafner@elea.si
[4] univ. dipl. inž. grad., Podutiška cesta 92, 1000 Ljubljana, uros@kobilabs.com

V ta namen je bil v okviru raziskave razvit pristop, ki združuje fotogrametrični zajem podatkov z brezpilotnim letalnikom (UAV) in metode umetne inteligence za samodejno prepoznavo ter analizo poškodb. Na podlagi fotogrametričnih podatkov je mogoče izdelati natančen 3D-model konstrukcije, ki se integrira v digitalni dvojček objekta z označenimi poškodbami. Tak digitalni dvojček omogoča celovit arhiv stanja konstrukcije, spremljanje sprememb skozi čas ter objektivnejšo oceno razvoja poškodb. S tem celostnim pristopom se zmanjšuje subjektivnost pregledov, izboljšuje sledljivost, pospešuje pripravo poročil in omogoča učinkovitejše ter proaktivno vzdrževanje infrastrukturnih objektov.

## 2. DIGITALNI DVOJČEK PODPORNEGA ZIDU

Praktični del raziskave je bil namenjen preverjanju delovanja razvitega pristopa na dejanskem infrastrukturnem objektu. V okviru primera je bil izveden celoten postopek od fotogrametričnega zajema podatkov z UAV (angl. Unmanned Aerial Vehicle) in obdelave slik do oblikovanja digitalnega dvojčka ter prepoznave poškodb. Praktični del raziskave je bil izveden na podpornem zidu VA6109, ki je del avtoceste A1 v bližini Logatca (45.924106° N, 14.268486° E). Zid je dolg približno 92 m in visok do 8 m.

### 2.1 Fotogrametrični zajem in priprava 3D-modela

Celovit zajem 3D-prostorskih podatkov o stanju podpornega zidu je bil izveden z uporabo UAV-fotogrametrije. Gre za metodo, pri kateri se digitalni fotoaparat, nameščen na brezpilotnem letalniku, uporablja za zajem zaporedja prekrivajočih se fotografij. UAV-fotogrametrija sodi med podvrste fotogrametrije SfM (angl. Structure from Motion) oziroma MVS (angl. Multi-View Stereo). Metoda SfM, ki izhaja iz področja računalniškega vida, omogoča tridimenzionalno rekonstrukcijo fotografiranega objekta iz prekrivajočih se slik. Algoritem prepozna značilne oziroma vezne točke, medsebojno poveže fotografije in na tej osnovi generira t. i. redki oblak točk (Micheletti, Chandler in Lane, 2015).

Postopek izdelave redkega oblaka točk poteka v treh glavnih korakih: (i) iskanje značilk na več fotografijah, (ii) sočasen izračun notranje in zunanje orientacije fotografij na podlagi ujemajočih se značilk ter (iii) izravnava fotogrametričnega bloka z georeferenciranjem v izbranem koordinatnem sistemu. Na tej osnovi se izdela gost oblak točk z uporabo algoritmov za gosto slikovno ujemanje, pri čemer je najpogosteje uporabljen algoritem MVS, ki iz orientiranih fotografij generira gost oblak točk na območjih s slikovnim prekrivanjem (Furukawa in Hernandez, 2015).

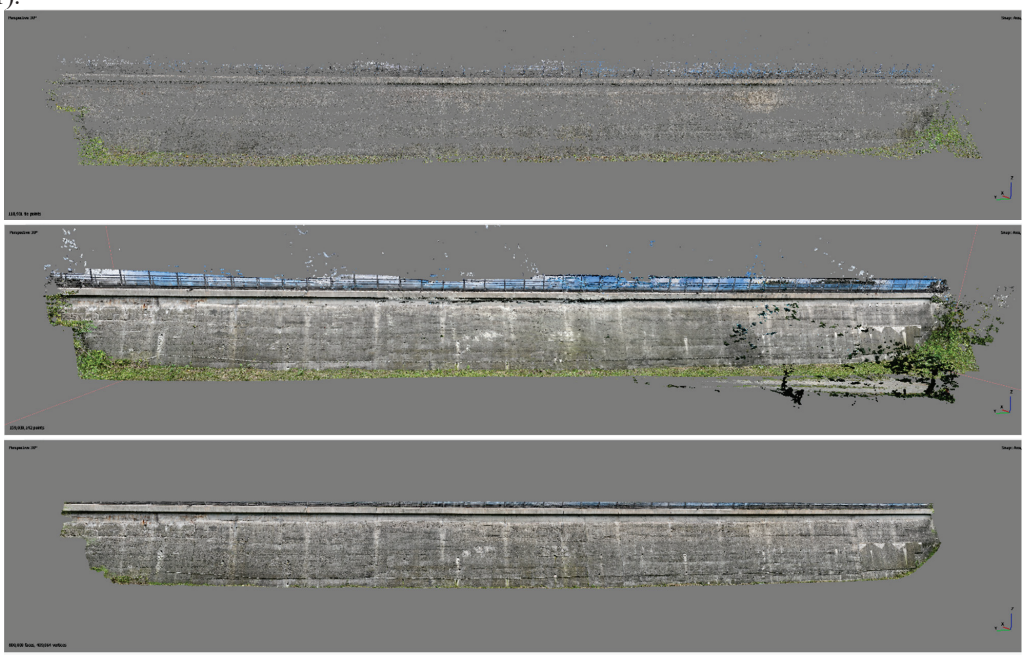
UAV-fotogrametrija se vse pogosteje uporablja za zajem manjših in težje dostopnih območij ter za potrebe podrobnejšega snemanja posameznih delov ali celotnih objektov. Izvedba zajema je prilagojena značilnostim obravnavanega objekta in zahteva skrbno načrtovanje leta. Med glavnimi parametri, ki jih je treba upoštevati, so lastnosti snemalnega sistema, višina leta (odvisna od podatkov o fotoaparatu in želene prostorske ločljivosti), vzdolžno in prečno prekrivanje fotografij, smer fotografiranja ter vpliv zunanjih dejavnikov, kot so ovire v prostoru, zakonske omejitve, vegetacija in vidnost satelitov GNSS.

Za UAV-zajem podpornega zidu VA6109 je bil uporabljen brezpilotni letalnik DJI Mavic 3 Enterprise (Preglednica 1) z vgrajenim modulom RTK (angl. Real Time Kinematics). Povprečno prekrivanje fotografij je znašalo približno 96 % v vzdolžni smeri in 92 % v prečni smeri oziroma po višini. V štirih preletih vzdolž zidu na različnih višinah je bilo skupaj zajetih 1243 fotografij. Povprečna oddaljenost kamere od zidu je bila 5,48 m, kar pri tej razdalji ustreza prostorski ločljivosti fotografij približno 0,77 mm.

*Preglednica 1: Lastnosti brezpilotnega letalnika DJI Mavic 3 Enterprise*

| | |
|---|---|
| Premer | 380 mm |
| Masa | 915 g |
| Čas letenja | do 45 min |
| Navigacijski sistem | GPS+Galileo+BeiDou+GLONASS |
| Stabilizator fotoaparata | 3-osni |
| Fotoaparat | 4/3 CMOS 20 MP |
| Vidno polje kamere | 84° |
| Ekvivalent goriščne razdalje | 24 mm |
| Največja ločljivost fotografije | 5280×3956 |

Postopek obdelave, ki je bil izveden v programu Metashape PRO, kot glavne korake vključuje generiranje redkega oblaka točk, gostega oblaka točk in izgradnjo teksturiranega 3D-modela (Slika 1).



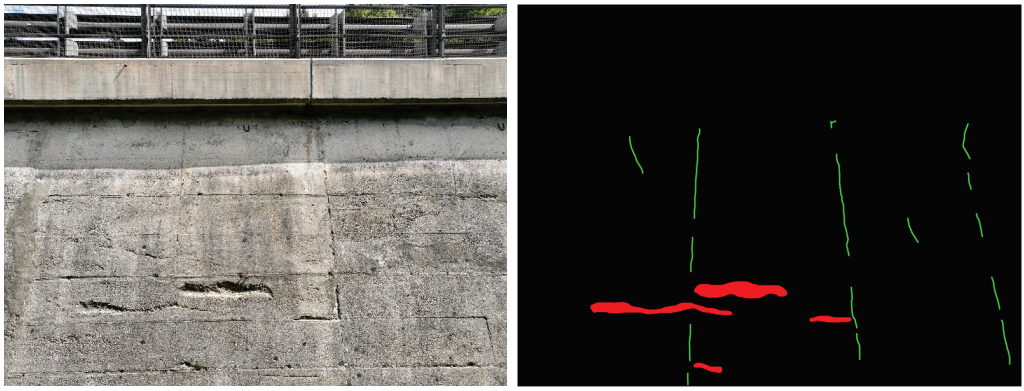
*Slika 1: Glavni rezultati obdelave: redek oblak točk, gost oblak točk in teksturiran 3D-model.*

## 2.2 Samodejna prepoznava poškodb

Za prepoznavo poškodb se 3D-model zidu ne uporablja neposredno, temveč služi kot digitalni dvojček dejanskega stanja, na katerem so v spletni platformi prikazane prepoznane poškodbe. Za zagotavljanje visoke prostorske ločljivosti se pri prepoznavi in digitalizaciji poškodb uporabljajo izvorne fotografije, katerih lega in orientacija v prostoru sta določeni v fazi SfM-obdelave. Za samo prepoznavo poškodb so se uporabile metode umetne inteligence, natančneje globoke konvolucijske nevronske mreže, ki sodijo med metode strojnega učenja na področju računalniškega vida.

Postopek prepoznave poškodb je potekal tako, da je bilo najprej izmed 1243 zajetih fotografij izbranih 11 fotografij, na katerih sta bila jasno vidna dva tipa poškodb: razpoke in odpadanje betona. Na tem izbranem naboru fotografij so bila območja obeh tipov poškodb ročno označena z maskirnimi

fotografijami (Slika 2), ki so služile kot učni podatki za proces strojnega učenja. Nato so bile fotografije dodatno obdelane z razdelitvijo na manjše izreze z nižjo ločljivostjo (Slika 3a), kar omogoča njihovo procesiranje z običajnimi računalniškimi viri.



*Slika 2: Primer izbrane fotografije ter pripadajoče maskirne slike z dvema tipoma poškodb.*

Sam postopek strojnega učenja je potekal v več zaporednih fazah, ki temeljijo na dveh glavnih pristopih: klasifikaciji in segmentaciji. Znotraj teh pristopov so bili uporabljeni posebej prilagojeni modeli globokih nevronskih mrež, zasnovani za prepoznavanje razpok in drugih poškodb, značilnih za infrastrukturne objekte.

V prvem koraku, klasifikaciji, se model nauči razlikovati med posameznimi slikovnimi izrezi, na katerih je prisotna poškodba, in tistimi, kjer poškodb ni (Slika 3b). Ta faza deluje kot filtrirni mehanizem, saj večina površin infrastrukturnih objektov ne vsebuje poškodb, te pa so običajno omejene na manjša lokalna območja. Rezultat klasifikacijskega koraka so označena področja, kjer model zazna povišano verjetnost prisotnosti poškodbe. Ta področja nato predstavljajo izhodišče za segmentacijo, v kateri se določi natančna oblika in potek poškodbe (Slika 3c). Pri razpokah se model osredotoči na določanje linije njihovega poteka, medtem ko se pri odpadanju betona določi območje odstopanja materiala. Tak pristop omogoča prepoznavanje različnih tipov poškodb, kar omogoča njihovo zanesljivo vključitev v digitalni dvojček in s tem nadaljnjo analizo stanja objekta.



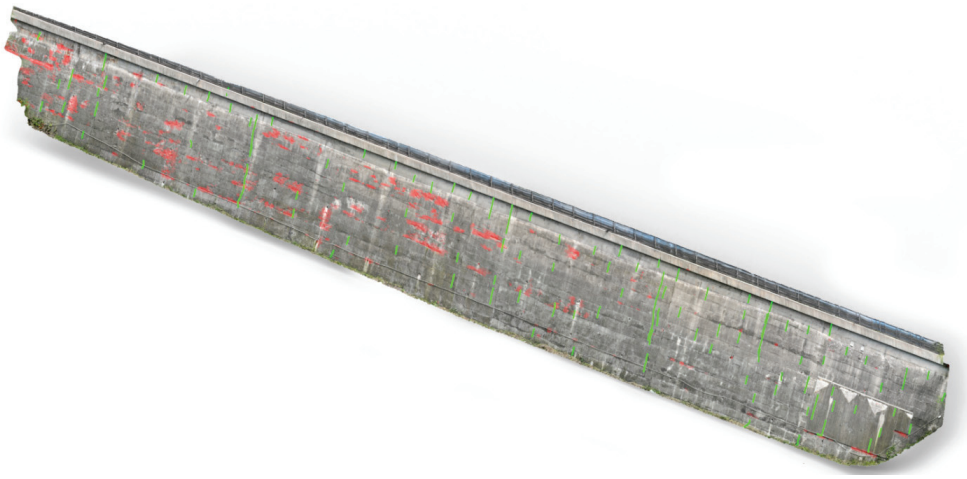
*a)* *b)* *c)*

*Slika 3: Postopek prepoznave poškodb: a) razdelitev fotografije na manjše izreze ter b) njihova klasifikacija in c) segmentacija.*

## 2.3 Platforma za digitalni dvojček

Rezultati fotogrametričnega zajema v obliki 3D-modela ter podatki samodejne prepoznave poškodb

so združeni v enotni platformi, ki omogoča celovit pregled stanja podpornega zidu (Slika 4). Platforma temelji na sodobnih spletnih tehnologijah in omogoča neposredno vizualizacijo prostorskih podatkov, pregled poškodb ter dostop do pripadajočih metapodatkov. Uporabnik se lahko prosto premika po prostoru, objekt pregleduje z različnih zornih kotov in podrobno analizira območja z zaznanimi poškodbami.



*Slika 4: Integrirani digitalni model podpornega zidu s samodejno zaznanimi poškodbami.*




*Slika 5: Dostop do izvornih slik prek geolociranih podatkov na 3D-modelu.*

Uporabniku so izvorne fotografije dostopne neposredno iz prikaza, kar omogoča hitro preverjanje dejanskega stanja in validacijo rezultatov prepoznave. Zaradi modularne zasnove je sistem mogoče enostavno nadgraditi z dodatnimi funkcionalnostmi, kot so povezave z zunanjimi bazami podatkov,

vključitev BIM-modelov ali časovni primerjalni prikazi razvoja poškodb, kar omogoča dolgoročno spremljanje in učinkovitejše upravljanje infrastrukturnih objektov.

Prav tako platforma omogoča pripenjanje in povezovanje posameznih elementov z dodatnimi informacijami, kot so opis, stopnja resnosti, čas zajema, pripadajoče fotografije ter povezave do dokumentov. Omogočeno je interaktivno dodajanje, urejanje in pregled podatkov neposredno v 3D-prostoru, kar izboljšuje preglednost in sledljivost zbranih informacij. Poleg tega je mogoče ustvarjati nove označbe, kot so točke, linije ali območja, ter jim pripisovati podatke, kar olajša pripravo analiz in poročil.

## 3. ZAKLJUČEK

Moderne podatkovne tehnologije predstavljajo realnost, ki že vrsto let usmerja razvoj družbe na številnih področjih. Omogočajo izjemne uporabe in rešitve z rezultati, ki si jih pred nekaj leti še nismo mogli predstavljati. Razviti pristop tako predstavlja pomemben korak k digitalizaciji postopkov pregleda in vzdrževanja infrastrukturnih objektov, saj bistveno prispeva k zaznavi, analizi, zbiranju in človeku prijazni predstavitvi podatkov. S kombinacijo fotogrametričnega zajema, metod umetne inteligence in koncepta digitalnega dvojčka sistem omogoča učinkovitejše spremljanje stanja konstrukcij, večjo sledljivost ter objektivnejšo oceno poškodb.

Predstavljeni sistem omogoča:

- Zmanjšanje stroškov zajema podatkov o poškodbah infrastrukture;
- Izboljšano kakovost zaznanih podatkov in zmanjšanje napak pri interpretaciji;
- Digitaliziran opis poškodb, ki omogoča celostno obravnavo posameznih poškodb ter celovito analizo stanja infrastrukture;
- Zajem in shranjevanje zgodovinskih podatkov na objektu, kar omogoča dolgoročno spremljanje sprememb.

Končni cilj predstavljene podatkovne tehnologije je vzpostavitev učinkovitega napovednega in proaktivnega vzdrževanja, ki omogoča pravočasno ukrepanje ter zmanjšuje posledice in stroške sanacij. Ob tem prispeva k zmanjšanju motenj in omejitev pri obratovanju infrastrukture ter zagotavlja boljši pregled, nadzor in komunikacijo o njenem stanju kot celoti. Tak pristop povečuje zanesljivost in dolgoročno učinkovitost upravljanja infrastrukturnih sistemov.

Čeprav sistem vključuje visoko stopnjo avtomatizacije pri obdelavi in analizi podatkov, ni zasnovan kot popolnoma samodejna rešitev. Uporabniku olajša pregled in validacijo rezultatov s pomočjo samodejne prepoznave poškodb, vizualizacije na 3D-modelu ter dostopa do izvornih slik in drugih povezanih podatkov. Modularna zasnova platforme omogoča enostavno nadgradnjo z dodatnimi funkcionalnostmi, kar povečuje njeno prilagodljivost in uporabnost. Takšna odprta in razširljiva struktura omogoča stalno izboljševanje sistema, njegovo prilagajanje različnim vrstam infrastrukturnih objektov ter učinkovito dolgoročno spremljanje njihovega stanja.

## 4. LITERATURA

[1] N. Micheletti, J. H. Chandler, S. N. Lane, *Structure from Motion (SfM) fotogrametrija*, v: L. E. Clarke, J. M. Nield (ur.), Geomorphological Techniques (spletna izdaja), British Society for Geomorphology, London, poglavje 2, odsek 2.2, ISBN 2047-0371, 2015

[2] Y. Furukawa, C. Hernandez, *Multi-View Stereo: a tutorial*, Foundations and Trends in Computer Graphics and Vision, letnik 9, št. 1-2, str. 1-148, 2015

[3] DJI, *Specifikacije brezpilotnega letalnika DJI Mavic 3 Enterprise*, DJI Enterprise, dostopno na: https://enterprise.dji.com/mavic-3-enterprise/specs, pridobljeno 2025

Nikola RAJIĆ[1]

# INTEGRATING PARAMETRIC DESIGN TOOLS INTO ENGINEERING WORKFLOWS: EXPERIENCE FROM LARGE-SCALE BRIDGE PROJECTS

**Summary**

The adoption of parametric and script-based tools is transforming structural engineering workflows. This paper presents a case study on the integration of a custom-developed automation tool into the bridge design process of a major engineering consultancy. The tool, based on Grasshopper, Python, and Midas Civil, enables automated model generation, load analysis and structural analysis. Focus is placed on implementation strategy, team adaptation, and lessons learned from large-scale infrastructure projects involving numerous bridge structures. The results demonstrate significant gains in modeling efficiency, standardization and cross-team coordination, highlighting the value of computational design in real-world practice.

**Key words:** parametric design, bridge design automation, prestressed concrete, Python scripting, infrastructure projects, design optimization, Grasshopper, Midas Civil

## Integracija parametrskih orodij v inženirske delovne tokove: izkušnje iz obsežnih mostovnih projektov

**Povzetek**

Prispevek predstavlja študijo primera o vključevanju parametričnega orodja za avtomatizacijo v proces projektiranja mostov v inženirskem podjetju. Orodje, razvito z uporabo Grasshopperja, Pythona in programa Midas Civil, omogoča avtomatsko generiranje modelov, analiz obtežb in globalno analizo. Poudarek je na implementacijskih pristopih, prilagoditvi projektantskih ekip ter izkušenj iz obsežnih infrastrukturnih projektov. Rezultati kažejo na znatno povečanje učinkovitosti modeliranja, standardizacije in usklajevanja med ekipami.

**Ključne besede**: parametrično načrtovanje, avtomatizacija načrtovanja mostov, prednapeti beton, programiranje v Pythonu, infrastrukturni projekti, optimizacija zasnove, Grasshopper, Midas Civil

## 1. INTRODUCTION

Parametric modelling and computational tools are reshaping how engineers approach the design of complex structures. By enabling high-level control over geometry, loading, and analysis parameters, these tools offer significant advantages over traditional manual workflows - particularly in bridge engineering, where precision, repetition, and standardization are essential.

Despite their growing adoption in architectural and academic contexts, the use of such tools in practical, production-level structural engineering remains limited. One of the key challenges lies in integrating advanced automation into established workflows without disrupting team collaboration, quality control, or project delivery timelines.

This paper presents a case study on the practical implementation of the Bridge Design Automation Toolbox (BDAT) [1], a parametric design and analysis tool developed to support the efficient design of prestressed concrete bridges. BDAT combines Grasshopper [2], Python scripting [3], and Midas Civil [4] to automate finite element model creation, load application, and code-based structural verification.

[1] Bridge Designer, DB INŽENJERING d.o.o, Belgrade/Serbia, nkl.rajic@gmail.com

Originally created to streamline internal workflows, BDAT evolved into a robust framework capable of supporting a wide range of bridge types and foundation configurations. The focus of this paper is not only to highlight the technical capabilities of BDAT, but to share lessons learned from its integration into day-to-day practice, team adaptation, and project delivery on large-scale infrastructure developments.

By documenting this experience, the paper aims to support engineers and decision-makers who seek to introduce parametric tools into their organizations - balancing innovation with reliability, and flexibility with standardization.

## 2. CONTEXT AND PROJECT BACKGROUND

The implementation of BDAT was driven by the demands of large-scale infrastructure projects involving a high number of bridge structures with varying geometric, geotechnical, and structural characteristics. These projects typically span dozens of kilometres of roadway and require the design and analysis of numerous prestressed concrete bridges - each tailored to site-specific conditions, yet expected to follow consistent engineering principles and code compliance.

Prior to the introduction of BDAT, bridge models were developed manually using conventional finite element software. While effective on a structure-by-structure basis, this approach proved increasingly inefficient when applied to entire corridors of infrastructure. Iterating design variants, updating models due to alignment shifts, or ensuring uniform application of modelling principles became time-consuming and prone to inconsistencies.

BDAT was developed to address this challenge by introducing a standardized, parametric modelling approach. Through a unified Excel-based input file, engineers can define all essential parameters of a bridge - span lengths, cross-sections, tendons, reinforcement, foundation types, soil profiles, loading conditions, etc. The tool supports a wide range of structure types, including:

- Single-span and multi-span prestressed I-girder bridges
- Cast-in-place T-beam bridges
- Box girder bridges with symmetric or asymmetric geometry
- Structures with integral or semi-integral abutments
- Bridges on shallow or deep foundations
- Bridges with seismic isolation systems

BDAT was successfully deployed on infrastructure projects involving more than 50 individual bridge structures. This large-scale implementation provided an ideal context for evaluating not only the tool's technical performance, but also the challenges of integrating it into multidisciplinary teams working under tight design schedules.

## 3. BDAT TOOLBOX OVERVIEW

The **Bridge Design Automation Toolbox (BDAT)** is a modular, script-based framework developed to automate finite element model generation and structural analysis of prestressed concrete bridges [1]. It integrates three core technologies: **Grasshopper** (for parametric geometry modelling) [2], **Python scripting** (for data processing and file generation) [3], and **Midas Civil** (as the structural solver and design verification platform) [4]. General architecture of the toolbox is shown in Figure 1.

At its core, BDAT is built around a single Excel-based input template that allows engineers to define all key parameters for each bridge: geometry of superstructure and substructure, tendon profiles, reinforcement layout, soil conditions, material properties, and loading definitions. These inputs drive the automatic generation of:

- 3D geometry of the bridge (using Grasshopper in Rhino 3D)
- A finite element model with beam and shell elements

- Load applications and code-compliant load combinations
- A complete structural model in Midas Civil format (.mct file)
- Reports on load effects, material definitions, tendon specifications and geometry

One of the most significant features of BDAT is its **flexibility to handle multiple bridge configurations** within a single parametric model shown on Figure 2. The toolbox is not tied to a single bridge type or layout, but is structured to allow conditional logic and scalable input for a wide range of cases.

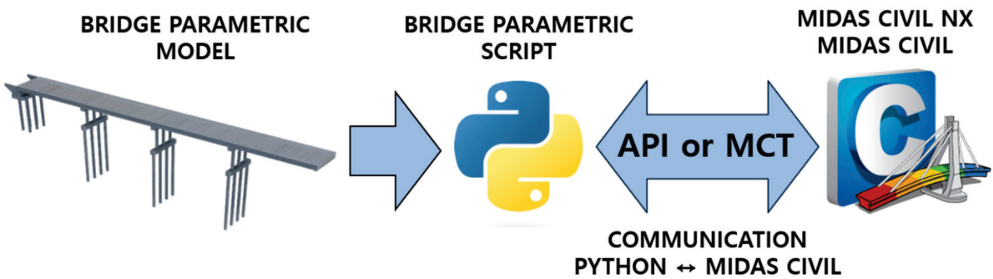



*Figure 1. Parametric bridge design toolbox architecture*

Although the internal logic and capabilities of BDAT are described in detail in [1], this paper focuses on the **operational aspects** of deploying the tool in an active design office environment. In particular, it examines how BDAT was introduced into multidisciplinary teams, how it changed workflows, and what engineering and organizational challenges arose during its implementation.

## 4. IMPLEMENTATION STRATEGY

The successful integration of BDAT into the design workflow required more than just technical functionality - it demanded a clear strategy for introducing a new way of working within existing project structures and tight deadlines.

### 4.1 Workflow Integration

BDAT was introduced incrementally into existing project teams. Rather than replacing conventional modelling tools immediately, the toolbox was initially used in parallel - generating models that were validated against manually built benchmarks. This approach helped build team confidence and provided a low-risk path toward adoption.

Once verified, BDAT was positioned as the default tool for generating finite element models and conducting load analysis. The use of a standardized Excel input file ensured consistency in data entry across multiple engineers and bridge structures, while the automation of model generation significantly reduced the time required to produce and update designs.

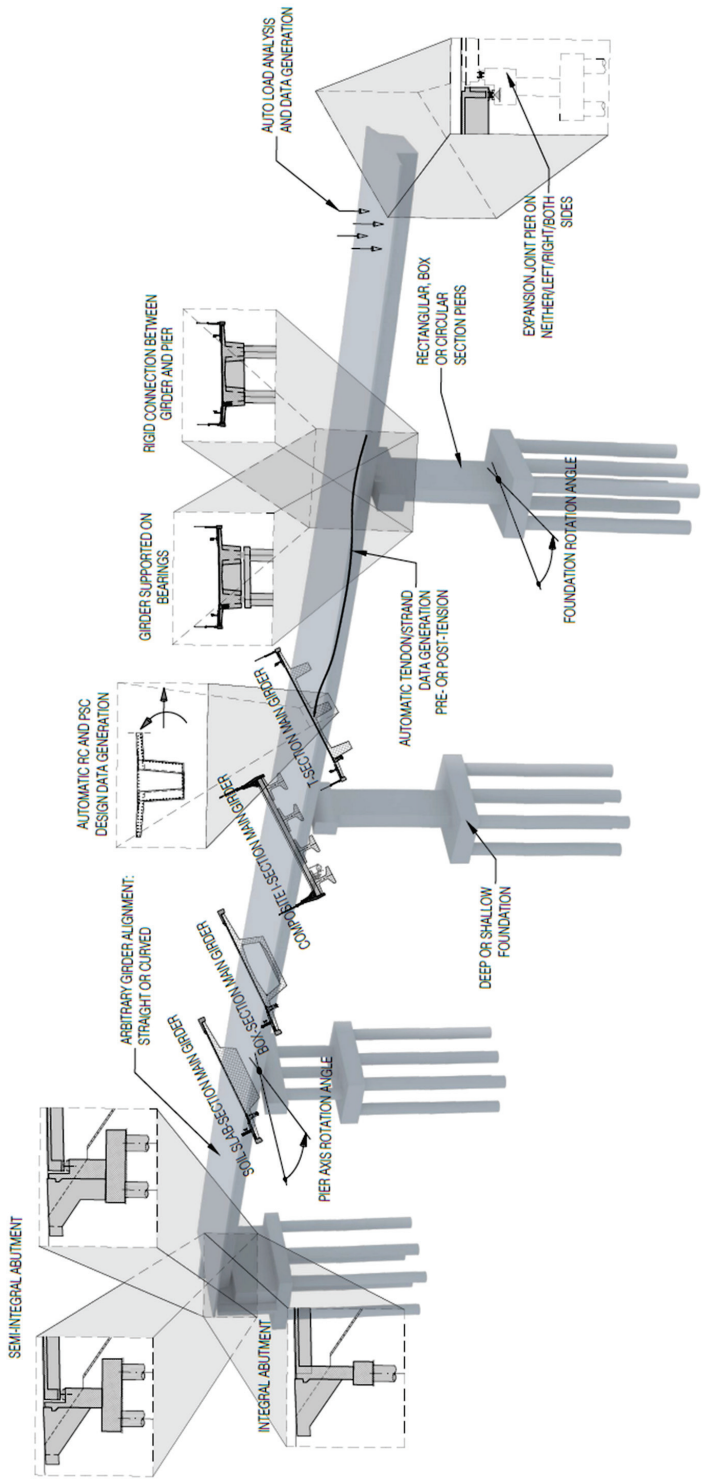



*Figure 2. Prestressed concrete bridge parametric model used in BDAT*

### 4.2 Roles and Responsibilities

To streamline adoption, specific roles were defined within the team:

- A **Parametric design manager** oversaw the BDAT integration and served as point-of-contact for updates, troubleshooting, managed script updates and ensured compatibility with evolving project needs.
- **Design engineers** used the Excel interface to define bridge parameters and published input files for model generation using BDAT.

This division of responsibilities helped balance flexibility and control, allowing engineers to focus on design decisions.

### 4.3 Training and Support

Training sessions were organized to familiarize team members with the BDAT interface and underlying logic. Since the Excel input format was intuitive and users did not interact with the underlying code, they could work directly with the input template and receive ready-to-use structural models without any need for scripting.

Continuous feedback was encouraged and incorporated into periodic updates of the toolbox. This iterative refinement improved both usability and robustness.

### 4.4 Compatibility and Flexibility

BDAT was designed with adaptability in mind. Because different projects demanded different levels of detail, the toolbox was structured to allow optional modeling of features such as seismic isolators, or custom tendon layouts. This flexibility allowed the tool to serve both as a rapid design aid and as a production-ready modeling platform.

## 5. CHALLENGES AND LESSONS LEARNED

While the technical implementation of BDAT was successful, the process of integrating it into established engineering workflows brought several practical challenges. These challenges - and the strategies used to address them - offer valuable insight for similar future initiatives.

### 5.1 Resistance to Change

As with many new tools, the initial introduction of BDAT was met with a degree of scepticism. Some team members were concerned about losing control over modelling details, while others questioned the reliability of automated outputs. To address this, early use cases focused on dual-modelling: engineers compared BDAT-generated results with manually built models to validate outcomes. This transparency helped build trust in the tool's accuracy.

### 5.2 Maintaining Flexibility in a Standardized System

One of BDAT’s goals was to enforce consistency through standardized input. However, real-world bridge projects often contain non-standard cases. The toolbox had to accommodate asymmetrical cross-sections, variable tendon profiles, and complex boundary conditions - without sacrificing automation. The solution was to embed flexibility directly into the Excel input structure and allow for conditional logic within the Grasshopper script. This enabled the team to model special cases without manual intervention or code modification.

### 5.3 Training and Knowledge Transfer

Although BDAT was designed for engineers without programming experience, its effective use still required a shift in mindset. Engineers had to become comfortable defining structures parametrically and understanding abstract data flows. Short internal training sessions and example-based learning proved effective. A shared documentation platform was also established to capture lessons learned and provide references for new users.

### 5.4 Managing Updates and Version Control

As BDAT evolved during active projects, maintaining version control became critical. Any change to the script or input structure had to be coordinated across multiple users. To reduce risk, versioning conventions were established, and backward compatibility was maintained wherever possible. Regular update logs and internal communication ensured that all users were aligned.

### 5.5 Organizational Support

Perhaps the most important lesson was that successful implementation depended on **organizational alignment**. Management support, clear project goals, and openness to innovation were all crucial. Without them, even the best tool may fail to gain traction. In this case, the practical benefits - such as faster turnaround times, consistent modelling, and reduced risk of input errors - quickly became evident and led to broader acceptance.

## 6. RESULTS AND IMPACT

The implementation of BDAT across multiple infrastructure projects produced measurable improvements in both design efficiency and model consistency. These outcomes validated the investment in automation and demonstrated the tool's value beyond theoretical benefits.

### 6.1 Time Savings

One of the most immediate and visible benefits was the **reduction in modelling time**. Compared to traditional manual workflows, the use of BDAT reduced the time required to generate a full structural model - including geometry, loading, and combinations - by more than **80% and for engineers experienced in parametric data input, even 95%**. This allowed engineers to spend more time on evaluating design alternatives and less on repetitive technical tasks.

For example, a typical multi-span prestressed bridge model that previously required 3-4 working days to complete could be fully generated and prepared for analysis within an hour using BDAT.

### 6.2 Increased Design Iterations

The reduction in modelling time enabled teams to explore **a broader range of design variants**. Since changing input parameters and re-running the model required minimal effort, engineers could easily evaluate the effects of span changes, foundation types, tendon configurations, or seismic isolation devices without manual remodelling.

This flexibility proved particularly useful in early design stages, where alignment adjustments or geotechnical constraints often required structural revisions on short notice.

### 6.3 Reduced Risk of Human Error

By standardizing the input process through a shared Excel template and automating model generation, BDAT significantly **reduced the number of input errors and inconsistencies** between bridge models. The repeatable workflow ensured that all load combinations, construction stages, and code checks were applied systematically and in accordance with project standards.

### 6.4 Improved Collaboration

BDAT also contributed to better **collaboration between structural engineers**. Since model definitions were centralized and script logic transparent, communication around design assumptions, load paths, and structural behaviour became more efficient.

### 6.5 Organizational Adoption

Over time, BDAT became the preferred modelling tool within the company for certain categories of prestressed concrete bridges. Its consistent performance and user-friendly interface led to broader organizational adoption, including the extension of its use to most of the ongoing projects and continued refinement of its capabilities.

## 7. CONCLUSION

The integration of the Bridge Design Automation Toolbox (BDAT) [1] into real-world engineering workflows demonstrates the practical benefits of parametric and computational tools in bridge design. Beyond reducing modelling time and improving consistency, BDAT enabled engineering teams to shift their focus from manual tasks to higher-level design exploration and decision-making.

This case study highlighted not only the technical capabilities of the toolbox, but also the importance of implementation strategy, team adaptation, and organizational support. The successful deployment of BDAT was not a product of automation alone, but of thoughtful integration into existing processes, supported by training, validation, and continuous feedback.

The experience shows that tools like BDAT can play a key role in the evolution of structural engineering practice - especially on large-scale projects that demand speed, accuracy, and coordination. As the industry continues to adopt digital workflows, frameworks such as BDAT provide a model for how automation can be applied in a controlled, scalable, and impactful way.

Future development will focus on expanding BDAT's capabilities. The lessons learned from its implementation will continue to inform its refinement and support its broader adoption across bridge design projects.

### 7.1 Future work

Building upon the current implementation, several directions for future development of BDAT have been identified:

- Additional superstructure types
- **Code expansion:** Adding support for additional national and international design codes (e.g., AASHTO, DIN, or national annexes to Eurocode).
- Integration with BIM environments [5]
- Connection with AI models [6]

## 8. ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to thank the bridge design team at DB Inženjering for actively using the Bridge Design Automation Toolbox (BDAT) on large-scale infrastructure projects and for providing valuable feedback and suggestions for its improvement.

Their practical insights and real-world testing have contributed to the refinement of the tool and confirmed its relevance in complex design workflows.

BDAT was solely developed by the author and is independently maintained.

## 9. REFERENCES

[1] Nikola Rajić, Prestressed concrete bridge design automation toolbox, in: Z. Marković (Ed.), ASES International Symposium Proceedings, Association of Structural Engineers of Serbia, Beograd, 2024: pp. 248–255.

[2] R. McNeel, others, Rhinoceros 3D, Version 6.0, Robert McNeel & Associates, Seattle, WA (2010).

[3] G. Van Rossum, F.L. Drake, Python 3 Reference Manual, CreateSpace, Scotts Valley, CA, 2009.

[4] MIDAS Information Technology Co. Ltd., Midas Civil, MIDAS Information Technology Co., Ltd., 2022. https://www.midasoft.com/bridge.

[5] A. Girardet, C. Boton, A parametric BIM approach to foster bridge project design and analysis, Autom Constr 126 (2021) 103679. https://doi.org/10.1016/J.AUTCON.2021.103679.

[6] V. Balmer, S. V. Kuhn, R. Bischof, L. Salamanca, W. Kaufmann, F. Perez-Cruz, M.A. Kraus, Design Space Exploration and Explanation via Conditional Variational Autoencoders in Meta-Model-Based Conceptual Design of Pedestrian Bridges, Autom Constr 163 (2024) 105411. https://doi.org/10.1016/J.AUTCON.2024.105411.

Mirko KOSIČ[1], Doron HEKIČ[2], Izabela Joanna DRYGALA[3]

# MERITEV DINAMIČNE OBČUTLJIVOSTI BRVI ČEZ REKO SOČO V SOLKANU

**Povzetek**

V prispevku obravnavamo dinamično občutljivost brvi čez reko Sočo v Solkanu, pri kateri je bilo med običajno uporabo zaznano zmanjšano udobje uporabnikov. Dinamični odziv konstrukcije in njeno občutljivost na vzbujanje s strani uporabnikov smo analizirali v sklopu obsežnih terenskih meritev. Te smo izvedli s 26 strateško nameščenimi triosnimi merilniki pospeškov, s katerimi smo spremljali odziv brvi med običajno uporabo, kot so ambientalne vibracije, hoja in tek ter sinhronizirano vzbujanje posameznikov in skupin. Dodatno smo odziv spremljali tudi med izrednim dogodkom, ko je skupina 170 tekačev prečkala most med lokalno tekaško preizkušnjo. Izvedene meritve so omogočile oceno obnašanja brvi v različnih realnih pogojih. Izsledki meritev so potrdili zmanjšano udobje uporabnikov zaradi resonančnih učinkov, kar je bilo še posebej izrazito med tekaško preizkušnjo.

**Ključne besede**: terenske meritve, dinamični odziv, dinamična občutljivost, brv, ambientalne vibracije, udobje uporabnikov

## Monitoring of the dynamic sensitivity of the Solkan footbridge

**Summary**

The paper examines the dynamic sensitivity of the footbridge over the Soča River in Solkan, where reduced user comfort was observed during regular use. The dynamic response of the structure and its susceptibility to user-induced excitation were analysed within an extensive field measurement campaign. A total of 26 strategically positioned triaxial accelerometers were used to monitor the bridge's response during normal operating conditions, including ambient vibrations, walking, running and synchronised excitation by individuals and groups. Additionally, the response of the bridge was also recorded under real, large-scale crowd loading, when a group of 170 runners crossed the bridge as part of a local marathon event. The measurements enabled an evaluation of the bridge's behaviour under various real-life conditions. The results confirmed reduced user comfort due to resonance effects, which was particularly pronounced during the marathon event.

**Key words:** field measurements, dynamic response, dynamic sensitivity, footbridge, ambient vibrations, user comfort.

## 1. UVOD

Mostovi za pešce in brvi predstavljajo svojevrsten izziv pri načrtovanju zaradi njihove izrazite občutljivosti na dinamične fenomene, ki so posledica interakcije med konstrukcijo in uporabniki [1]. Takšne interakcije lahko povzročijo težave z zagotavljanjem mejnega stanja uporabnosti, kot so pretirani pomiki ali vibracije, ki zmanjšujejo udobje uporabnikov in lahko povzročijo težave celo pri dolgoročni trajnosti konstrukcije [2, 3]. Za učinkovito obravnavo teh izzivov je potrebno preseči klasične (statične) postopke projektiranja in vključiti napredne dinamične analize, namenjene

[1] dr. univ. dipl. inž. grad./raziskovalec, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12, 100 Ljubljana, mirko.kosic@zag.si
[2] dr. mag. inž. grad./raziskovalec, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, doron.hekic@zag.si
[3] MSc. Ph.D./Docent, Tehnična univerza v Krakovu, Fakulteta za gradbeništvo, Warszawska 24, 31-155 Krakov, Poljska, izabela.drygala@pk.edu.pl

prepoznavanju in ublažitvi težav, povezanih z resonančnimi učinki [4].

Veljavni standardi in smernice podajajo priporočila glede frekvenčnih območij, ki jih običajno vzbujajo pešci in tekači pri uporabi mostu, in zahtevajo izvedbo dinamične analize, kadar lastne frekvence mostu padejo znotraj teh območij [5–8]. Kritično frekvenčno območje znaša med 1,5 in 3,5 Hz vertikalne nihajne oblike, za horizontalne pa med 0,5 in 1,5 Hz [5]. Po francoskih smernicah Sétra [6] je tveganje za resonanco še posebej izrazito pri konstrukcijah s prevladujočimi vertikalnimi frekvencami med 1,7 in 2,1 Hz ter horizontalnimi frekvencami med 0,5 in 1,1 Hz. Da bi se izognili resonančnim učinkom, bi morale osnovne lastne frekvence konstrukcije v idealnem scenariju presegati ta območja. Vendar pa je to pri lahkih in podajnih konstrukcijah, kot so viseči mostovi ali mostovi s poševnimi zategami, pogosto težko doseči. Zato so podrobne analize odziva mostov na dinamično obtežbo ključnega pomena za zagotovitev sprejemljivega udobja uporabnikov. Standard Evrokod [7,8] na primer predpisuje izvedbo detajlne dinamične analize za mostove z osnovno vertikalno lastno frekvenco manj kot 5 Hz, oziroma horizontalno frekvenco manj kot 2,5 Hz.

Glede na kompleksnost dinamičnega odziva mostov za pešce in brvi so meritve po izgradnji ključnega pomena za preverjanje dejanskega obnašanja v realnih pogojih. Meritev ambientalnih vibracij v kombinaciji z obratovalno modalno analizo (angl. *Operational Modal Analysis* – OMA) predstavlja neinvaziven in učinkovit način za določitev dejanskih dinamičnih lastnosti mostu (lastne frekvence, nihajne oblike in dušenje) [2]. Poznavanje le-teh omogoča validacijo in umerjanje numeričnih modelov, s katerimi je mogoče natančneje ovrednotiti dinamično občutljivost konstrukcije in najučinkovitejše ukrepe za izboljšanje njenega dinamičnega odziva.

Poleg spremljanja odziva konstrukcije med običajno uporabo je vse bolj prepoznana tudi potreba po opazovanju njenega odziva med izrednimi obremenitvami kot so sinhronizirani prehodi množice peščev ali tekačev. Spremljanje konstrukcijskega stanja (angl. *Structural Health Monitoring* - SHM) omogoča zaznavanje sprememb v modalnih lastnostih zaradi prehodnih učinkov interakcije z vzbujanjem uporabnikov in morebitne spremembe zaradi poškodb oziroma degradacije materialov. Vključevanje SHM-strategij v sistem upravljanja mostov tako prispeva k večji varnosti, omogoča boljše odločanje o vzdrževanju in podpira razvoj bolj odporne infrastrukture, sposobne prenesti tako vsakodnevne obremenitve kot tudi izredne dinamične vplive.

V prispevku preučujemo dinamično občutljivost brvi za pešce čez reko Sočo v Solkanu, kjer smo med običajno uporabo zaznali zmanjšano udobje uporabnikov. Dinamični odziv konstrukcije in njena občutljivost na vzbujanje s strani uporabnikov smo ocenili z izvedbo obsežnih terenskih meritev, izvedenih z uporabo strateško nameščenih triosnih pospeškomerov [9].

## 2. METODOLOGIJA

### 2.1 Opis konstrukcije

Brv čez Sočo v Solkanu je zasnovana kot viseča jeklena konstrukcija s skupnim razponom 120,0 m (slika 1). Sestavljena je iz branaste jeklene prekladne konstrukcije, ki je z vertikalnimi vešalkami na medsebojni razdalji 6 m obešena na dve glavni parabolični vrvi. Glavni nosilni vrvi sta podprti z dvema jeklenima pilonoma v obliki črke A, na konceh pa sta sidrani v armiranobetonska (AB) krajna opornika. Prekladna konstrukcija je dodatno vzdolžno in prečno stabilizirana preko povezovalnih vrvi s parabolično vrvjo, zasidrano v opornika, ter s štirimi ravnimi vrvmi, pritrjenimi približno na četrtini razpona od vsakega konca konstrukcije. Na obeh koncih je prekladna konstrukcija podprta s štirimi lončnimi ležišči, od katerih dve omogočata vzdolžno pomikanje zaradi temperaturnih raztezkov. Krajna AB opornika sta dodatno zasidrana v hribino s trajnimi geotehničnimi sidri.



*Slika 1: Pogled na brv čez Sočo v Solkanu (slika Dewesoft)*

### 2.2 Opis izvedenih meritev

Meritve dinamičnega odziva mostu smo izvedli novembra 2024. Terenske meritve so bile namenjene preučevanju dinamičnih lastnosti brvi in njene občutljivosti na vzbujanje, ki so ga povzročili uporabniki. Meritve so obsegale:

- meritve ambientalnih vibracij,
- nadzorovane preizkuse s pešci za oceno dinamičnega odziva konstrukcije pri vzbujanju s strani uporabnikov (hoja, tek, sinhronizirano vzbujaje posameznikov in skupin),
- meritev odziva brvi med lokalno tekaško preizkušnjo, kjer je brv sočasno prečkalo 170 tekačev, za oceno njenega obnašanja med izrednim dogodkom.

Cilj terenskih meritev je bil:

- identifikacija dinamičnih lastnosti konstrukcije (lastne frekvence, nihajne oblike in dušenje) z različnimi metodami OMA ter primerjavo rezultatov različnih metod.
- ocena dinamične občutljivosti brvi na vzbujanje, ki so ga povzročili uporabniki, in ocena dosežene kategorije udobja po francoski smernici Sétra [6].

Povzetek izvedenih meritev z opisom njenih karakterističnih lastnosti je prikazan v preglednici 1.

## 3. OCENA DINAMIČNIH LASTNOSTI BRVI

### 3.1 Zasnova terenskih meritev

Referenčne dinamične lastnosti brvi smo določili na podlagi meritev ambientalnih vibracij. V ta namen smo brv v vzdolžni smeri opremili s 26 triosnimi merilniki pospeškov v dveh vzporednih linijah, s po 13 triosnimi merilniki pospeškov v vsaki liniji. Le-ti so odziv na mestu meritve zabeležili v vseh treh globalnih smereh s frekvenco vzorčenja 500 Hz. Vzorčni niz izmerjenih signalov je obsegal eno uro podatkov ambientalnih vibracij brvi. Shematski prikaz uporabljene dispozicije merilnikov pospeškov je prikazan na sliki 2.

Merilni sistem je bil sestavljen iz 12 merilnikov pospeškov tipa MonoDAQ-E-gMeter (označeni zeleno) in 14 merilnikov pospeškov tipa IOLITEi-3xMEMS-ACC (označeni rdeče), ki so bili povezani z industrijskim računalnikom, na katerem je bil nameščen sistem za zajemanje DewesoftX.

*Preglednica 1: Povzetek izvedenih meritev z opisom njenih karakterističnih lastnosti*

| Oz. | Ime scenarija | Opis |
|---|---|---|
| S0a | Ambientalne vibracije – brez uporabnikov | Referenčni pogoji: samo naključno vzbujanje iz okolja (veter, tresljaji) |
| S0b | Ambientalne vibracije – z uporabniki | Ambientalne vibracije z naključno kratkotrajno prisotnostjo uporabnikov |
| S1 | Naključna hoja – 1 oseba | Naključna hoja ene osebe; nizka raven ponavljajočega vzbujanja |
| S2 | Naključna hoja – 2 osebi | Naključna hoja dveh oseb; nizka raven zbujanja in sinhronizacije |
| S3 | Naključna hoja – 3 osebe | Naključna hoja treh oseb; zmerna raven vzbujanja in sinhronizacije |
| S4 | Tek – 1 oseba | Tek posameznika; kratkotrajno vzbujanje zmerne ravni |
| S5 | Naključna hoja večje skupine | Naključna hoja skupine 30 peščev; visoka raven ponavljajočega vzbujanja |
| S6 | Sinhronizirano korakanje – 2 osebi | Sinhronizirano korakanje dveh oseb; zmerna raven ponavljajočega vzbujanja |
| S7 | Sinhronizirano korakanje – 10 oseb | Sinhroniziran prehod večje skupine peščev (10 oseb); visoka raven ponavljajočega vzbujanja |
| S8 | Maratonska preizkušnja | Prehod skupine 170 tekačev; izredna raven vzbujanja |

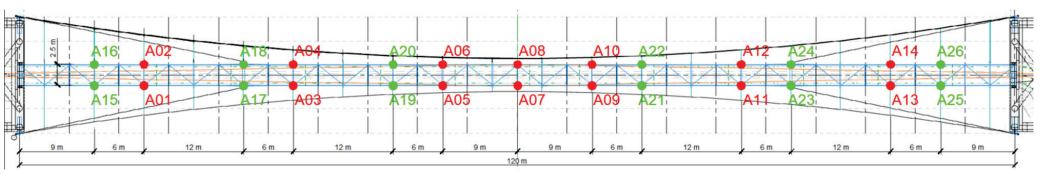
Obe vrsti merilnikov sta triosna MEMS merilnika pospeška z nizkim šumom (dinamično območje 96 dB in spektralna gostota šuma 25 µg/√Hz), z integrirano analogno-digitalno pretvorbo in EtherCAT povezljivostjo. Merilniki MonoDAQ-E-gMeter so bili nameščeni na aluminijaste ploščice in pritrjeni na prečne nosilce preklade z magneti, medtem ko so bili merilniki IOLITEi-3xMEMS-ACC nameščeni na težke jeklene plošče in so bili postavljeni neposredno na pohodni površino. Primer postavitve obeh tipov senzorjev je prikazan na sliki 3.

Zajete podatke smo nato za nadaljnjo obdelavo izvozili v programe FlexPro, Simcenter Testlab (LMS Test.Lab) in Dewesoft Artemis OMA, ki omogočajo izvedbo OMA tako v časovni kot tudi v frekvenčni domeni.

### 3.2 Identifikacija dinamičnih lastnosti brvi

Dinamične lastnosti brvi smo identificirali na podlagi meritev ambientalnih vibracij z uporabo dveh glavnih metod OMA [9]:

- Metoda razcepa v frekvenčni domeni (angl. *Frequency Domain Decomposition* - FDD),
- Metoda stohastične identifikacije podprostora (angl. *Stochastic Subspace Identification* - SSI).




*Slika 2: Shematski prikaz dispozicije merilnikov pospeškov*



*Slika 3: Primer postavitve triosnih merilnikov pospeškov: MonoDAQ-E-gMeter (levo) in IOLITEi-3xMEMS-ACC (desno)*

V skladu s tem smo izvedli primerjavo različnih metod OMA: izboljšana metoda razcepa v frekvenčni domeni (angl. *Enhanced Frequency Domain Decomposition* - EFDD), metoda razcepa v frekvenčni domeni s prileganjem krivulj (angl. *Curve-fit Frequency Domain Decomposition* CFDD), metoda stohastične identifikacije podprostora z neuteženimi glavnimi komponentami (angl. *Stochastic Subspace Identification Unweighted Principal Component* - SSI-UPC) in razširjena metoda stohastične identifikacije podprostora z neuteženimi glavnimi komponentami (angl. *Extended Stochastic Subspace Identification Unweighted Principal Componen*t - SSI-UPCX).

Identificirane dinamične lastnosti smo verificirali z uporabo kriterija modalne gotovosti (angl. *Modal Assurance Criterion* - MAC), prikazanem v (1), pri čemer je bila za ta namen uporabljena matrika avtomatskega MAC-a (angl. *AutoMAC matrix*) [10], kjer med seboj primerjamo vse izmerjene nihajne oblike.

$$MAC_{ij}(\psi_i^A, \psi_j^B) = \frac{(\{\psi_i^A\}^T\{\psi_j^B\})^2}{(\{\psi_i^A\}^T\{\psi_i^A\})(\{\psi_j^B\}^T\{\psi_j^B\})} \tag{1}$$

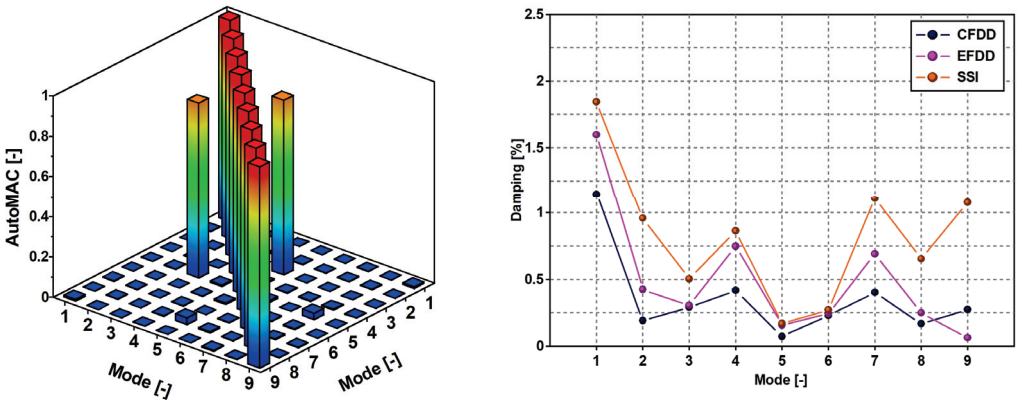
Lastne frekvence brvi, identificirane z različnimi metodami identifikacije, so povzete v preglednici 2.

*Preglednica 2: Identificirane lastne frekvence brvi z različnimi metodami OMA*

| **Nihajna oblika (N.O.)** | **Lastna frekvenca [Hz]** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **FDD** | **CFDD** | **EFDD** | **SSI** |
| 1V | 0,574 | 0,570 | 0,569 | 0,571 |
| 2V | 0,764 | 0,764 | 0,765 | 0,770 |
| 3H | 0,847 | 0,843 | 0,843 | 0,844 |
| 4V | 1,052 | 1,054 | 1,054 | 1,053 |
| 5H | 1,096 | 1,096 | 1,097 | 1,098 |
| 6T | 1,145 | 1,144 | 1,145 | 1,142 |
| 7V | 1,743 | 1,740 | 1,741 | 1,735 |
| 8T | 1,819 | 1,804 | 1,804 | 1,818 |
| 9V | 2,202 | 2,196 | 2,201 | 2,194 |
| V – vertikalna N.O.; H – horizontalna N.O.; T – torzijska N.O. | | | | |

Rezultati iz preglednice 2 kažejo, da smo z uporabo različnih metod OMA prišli do zelo primerljivih ocen prvih devetih lastnih frekvenc brvi. Pomemben rezultat preglednice je tudi ta, da smo na podlagi OMA identificirali devet lastnih frekvenc brvi, katerih vrednosti so manjše od 2,5 Hz, torej v območju frekvenc, ki jih lahko vzbujajo pešci in tekači pri vsakodnevni uporabi. To nakazuje potencialno visoko dinamično občutljivost brvi na vzbujanje s strani uporabnikov.

Na sliki 4 (levo) je prikazana tudi verifikacija identificiranih nihajnih oblik s pomočjo matrike avtomatskega MAC-a z metodo SSI, ter primerjava ocenjenih faktorjev dušenja prvih devetih nihajnih oblik, dobljenih z različnimi metodami (slika 4, desno). Rezultati avtomatskega MAC-a potrjujejo ustrezno identifikacijo nihajnih oblik. Prav tako smo z različnimi metodami OMA določili primerljive ocene faktorjev kritičnega dušenja.



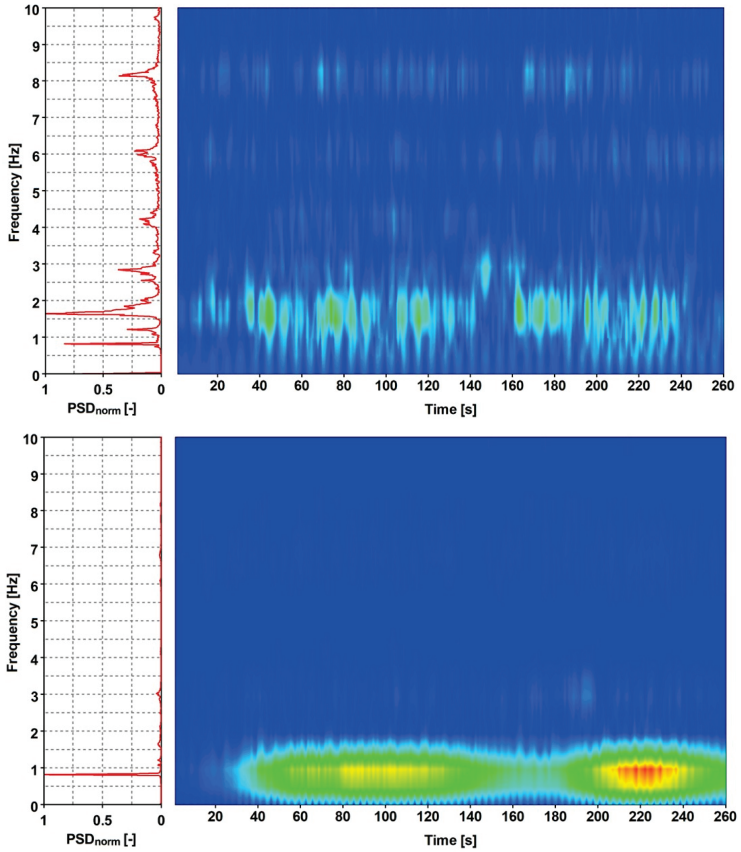

*Slika 4: 3D prikaz matrike avtomatskega MAC-a za primer metode SSI (levo) in ocenjenih deležev kritičnega dušenja za posamezne oblike z različnimi metodami (desno).*

## 4. OCENA DINAMIČNE OBČUTLJIVOSTI BRVI

### 4.1 Nadzorovani preizkusi s pešci

Glavni cilj nadzorovanih preizkusov s pešci in tekači je bil oceniti občutljivost brvi na resonančne učinke. V ta namen smo izvedli več vrst nadzorovanih preskusov, vključno s hojo, tekom in sinhroniziranim vzbujanjem posameznikov in skupin. Odziv brvi smo preučevali na podlagi časovnih potekov pospeškov in frekvenc v časovno-frekvenčni domeni. Le-te smo določili z obdelavo meritev pospeškov brvi s kratkočasovno Fourierjevo transformacijo (angl. *Short-time Fourier Transform* - STFT) z dolžino okna 0,54 s in 50-odstotnim prekrivanjem. Na vertikalni osi smo prikazali tudi diagram povprečne gostote spektralne moči (angl. *Power Spectral Density* - PSD) celotne meritve, ki nazorno prikaže prevladujoče frekvence odziva. Z analizo dinamičnih odzivov smo zaznali več primerov resonančnih učinkov, ki so jih povzročile različne dejavnosti pešcev. V nadaljevanju obravnavano primer odziva pri naključnih hoji.

V primeru naključne hoje (scenarij S1) sta znašali prevladujoči frekvenci odziva v vertikalni in horizontalni smeri 1,64 Hz in 0,84 Hz (slika 5). Vzbujanje s strani pešca je bilo torej v resonančnem območju prve horizontalne nihajne oblike brvi 3H (frekvenca 0,84 Hz), kar je tudi lepo razvidno na sliki 5b. Poleg tega je bila vzbujena frekvenca v vertikalni smeri (1,64 Hz) zelo blizu lastni frekvenci vertikalne nihajne oblike brvi 7V z lastno frekvenco 1,74 Hz, saj je ustrezala približno 95% njene lastne frekvence. To je pomembna ugotovitev, saj obe komponenti vzbujanja (1,64 Hz in 0,84 Hz) izvirata iz istega prehoda pešca in ustrezata vertikalni in horizontalni komponenti vsiljenega vzbujanja pri običajni hoji. Zaključek potrjuje, da lahko uporabniki pri normalni uporabi sočasno vzbudi več nihajnih oblik konstrukcije, kar potrjuje dinamično občutljivost brvi.




*Slika 5: Odziv mostu v časovno-frekvenčni domeni za primer naključne hoje ene osebe (scenarij SC1) v vertikalni (zgoraj) in horizontalni (spodaj) smeri na sredini razpona*

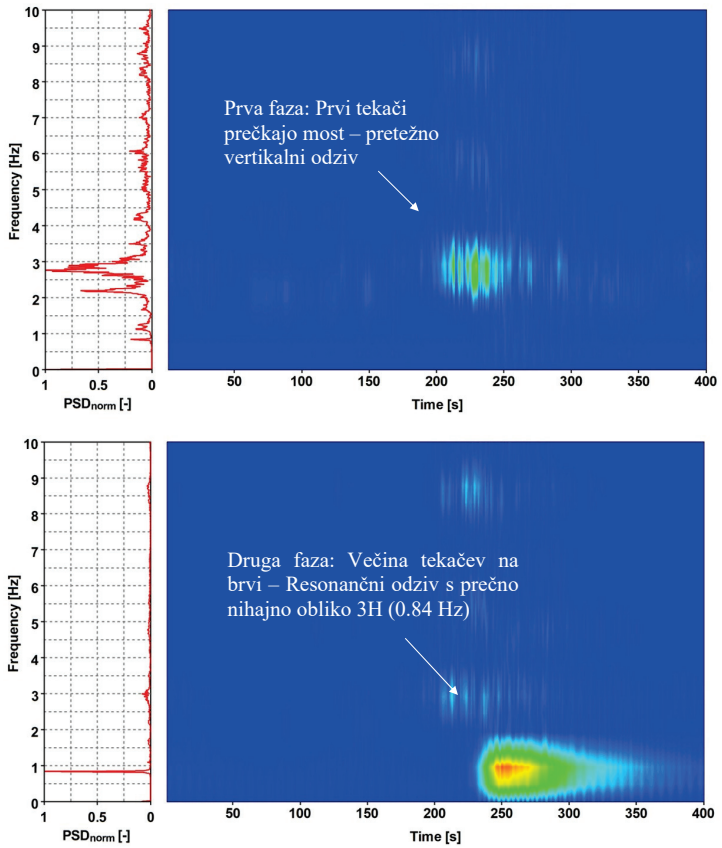
### 4.2 Maratonska preizkušnja

Na sliki 6 je prikazan odziv v časovno-frekvenčni domeni, izmerjen med maratonsko preizkušnjo na sredini razpona, in sicer v vertikalni in horizontalni smeri. Rezultati jasno razkrivajo dve fazi odziva brvi. V prvi fazi, ko so brv začeli prečkati prvi tekači, je bil odziv pretežno vertikalen, s prevladujočo frekvenco približno 2,8 Hz. V drugi fazi, ko je bilo na brvi že zadostno število tekačev, se je odziv preusmeril v horizontalno smer in razvil močno resonanco s horizontalno nihajno obliko 3H (0,84 Hz). Horizontalno nihanje je postalo tako izrazito, da več tekačev ni moglo nadaljevati teka, nekateri pa so se bili priseljeni oprijeti ograje, da so lahko varno prečkali brv. To jasno kaže na nesprejemljivo obnašanje brvi pri taki izredni ravni vzbujanja.

## 5. OCENA RAVNI UDOBJA

Oceno ravni udobja pri različnih scenarijih obremenjevanja smo izvedli v skladu z mejnimi vrednostmi iz francoske smernice Sétra [6]. Smernica v osnovi določa metodologijo za vrednotenje udobja uporabnikov v fazi projektiranja. Metodologija temelji na izračunu maksimalnih absolutnih pospeškov v predpisanih obtežnih scenarijih (redka in gosta množica, zelo gosta množica, analize višjih harmoničnih efektov), ki so odvisni od razreda pomembnosti mostu (predvidena uporaba) in območja lastnih frekvenc mostu (dinamične občutljivosti). V našem primeru smo maksimalne absolutne pospeške za obravnavane scenarije določili neposredno iz meritev. Glede na dosežene

vrednosti maksimalnih pospeškov smernica Sétra [6] razvršča konstrukcije v štiri ravni, ki predstavljajo različne stopnje zaznavnosti vibracij in s tem doseženega udobja uporabnikov (preglednica 3).




*Slika 6: Odziv mostu v časovno-frekvenčni domeni za primer maratonske preizkušnje v vertikalni (zgoraj) in horizontalni (spodaj) smeri na sredini razpona*

Izmerjeni maksimalni absolutni pospeški $|a|_{max}$) v vzdolžni (X), prečni (Y) in vertikalni (Z) smeri ter dosežene pripadajoče ravni udobja po smernici Sétra [6] so prikazani v preglednici 4.

Rezultati preglednice 4 potrjujejo sklep o visoki dinamični občutljivosti brvi, saj so v določenih scenarijih dosežene nizke oziroma nezadostne ravni udobja, kar je bilo posledica nezaželenih resonančnih efektov.

V primeru običajne uporabe z nesinhroniziranimi aktivnostmi posameznih uporabnikov (scenariji S0b, S1–S4) je bila dosežena raven udobja A in B, kar ustreza zelo dobremu in srednjemu udobju. Ko pa so se na mostu izvajale bolj usklajene aktivnosti (scenariji S6–S7), četudi z zgolj dvema osebama, se je raven udobja občutno poslabšala na raven C.

Pri scenariju S5, ki je vključeval prehode večje skupine (okoli 30 oseb) brez sinhronizacije gibanja, se je obnašanje brvi izrazito poslabšalo. Dosežena je bila nesprejemljiva raven udobja (razred D). Kritičen je bil predvsem odziv v prečni smeri. Nesprejemljiva raven udobja je bila najverjetneje posledica t. i. učinka spontane sinhronizacije (angl. *lock-in effect*), pri katerem se hoja uporabnikov podzavestno uskladi s frekvenco nihanja konstrukcije, kar vodi v povečanje amplitude vibracij.

Posebej izrazit dinamični odziv smo zabeležili med maratonskim dogodkom. Izmerjeni pospeški so v tem primeru za več kot trikrat presegli mejno vrednost za minimalno raven udobja, kar most uvršča v raven D (nesprejemljiva raven udobja).

*Preglednica 3: Ravni udobja po smerici Sétra [6]*

| Raven udobja | Vertikalni pospešek [m/s²] | Horizontalni pospešek [m/s²] |
|---|---|---|
| A – najboljša | ≤ 0.5 | ≤ 0.15 |
| B – srednja | 0.5 – 1.0 | 0.15 – 0.30 |
| C – minimalna | 1.0 – 2.5 | 0.30 – 0.80 |
| D – nesprejemljiva | > 2.5 | > 0.80 |

*Preglednica 4: Izmerjeni maksimalni absolutni pospeški ($|a|_{max}$) v vzdolžni (X), prečni (Y) in vertikalni (Z) smeri ter dosežene ravni udobja po smernici Sétra [6].*

| Oz. | Ime scenarija | $\|a\|_{max}$ | | | Raven udobja | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | X | Y | Z | Hor. smer | Vert. smer |
| S0a | Ambientalne vibracije – brez uporabnikov | 0.01 | 0.00 | 0.01 | A | A |
| S0b | Ambientalne vibracije – z uporabniki | 0.20 | 0.20 | 0.65 | B | B |
| S1 | Naključna hoja – 1 oseba | 0.04 | 0.08 | 0.31 | A | A |
| S2 | Naključna hoja – 2 osebi | 0.06 | 0.07 | 0.22 | A | A |
| S3 | Naključna hoja – 3 osebe | 0.12 | 0.18 | 0.73 | B | B |
| S4 | Tek – 1 oseba | 0.15 | 0.21 | 0.96 | B | B |
| S5 | Naključna hoja večje skupine (30 oseb) | 0.15 | 0.85 | 0.76 | D | B |
| S6 | Sinhronizirano korakanje – 2 osebi | 0.37 | 0.45 | 1.05 | C | C |
| S7 | Sinhronizirano korakanje – 10 oseb | 0.24 | 0.49 | 1.18 | C | C |
| S8 | Maratonska preizkušnja | 2.08 | 2.87 | 6.24 | D | D |

## 6. ZAKLJUČKI

Na podlagi predstavljene raziskave smo oblikovali več ključnih ugotovitev, ki osvetljujejo dinamično občutljivost brvi čez reko Sočo v Solkanu. Na podlagi različnih metod OMA smo uspešno identificirali devet nihajnih oblik brvi v frekvenčnem območju od 0 do 2,50 Hz. Med njimi sta dve pripadali splošno znanemu kritičnemu območju za brvi za pešce, in sicer ena vertikalna (1,74 Hz) in ena horizontalna (0,84 Hz) nihajna oblika, kar nakazuje občutljivost brvi na vzbujanje s strani uporabnikov. Opozoriti velja, da sta bili obe obliki vzbujeni že pri prehodu posameznega pešca, kar še povečuje pomen opaženega odziva.

Dinamično občutljivost brvi smo preučevali z izvedbo številnih nadzorovanih preizkusov s pešci, ki so vključevali hojo, tek, sinhronizirano vzbujaje posameznikov in skupin. Z analizo odziva v časovno-frekvenčni domeni smo potrdili, da lahko uporabniki pri normalni uporabi sočasno vzbudijo več nihajnih oblik konstrukcije, kar potrjuje dinamično občutljivost brvi.

Posledično smo ovrednotili doseženo raven udobja v skladu z mejnimi vrednostmi iz francoske smernice Sétra [6]. V okviru raziskave smo ugotovili, da brv pri nesinhroniziranem gibanju posameznih uporabnikov izkazuje zadostno udobje. Vendar se že pri delno usklajenih aktivnostih manjšega števila oseb (usklajeno korakanje 2 oseb) udobje zmanjša na minimalno sprejemljivo

raven. Pri večjem številu uporabnikov (hoja skupine 30 oseb) se obnašanje brvi občutno poslabša, dosežena pa je nesprejemljiva raven udobja zaradi povečanih horizontalnih vibracij. Verjeten vzrok je pojav učinka spontane sinhronizacije (angl. *lock-in effect*), pri katerem se gibanje pešcev podzavestno uskladi s frekvenco nihanja mostu.

Med maratonskim dogodkom smo izmerili skrajno intenziven dinamični odziv. Brv je bila sprva v resonančnem odzivu z vertikalno nihajno obliko, nato pa je prešla v resonanco s prečno nihajno obliko in začela močno nihati v prečni smeri. Zaradi močnih vibracij tekači niso mogli nadaljevati teka, izmerjeni pospeški pa so za več kot trikrat presegli mejno vrednost za minimalno raven udobja, kar potrjuje izjemno silovitost izmerjenega dogodka.

Ugotovitve poudarjajo pomembnost terenskih meritev pri prepoznavanju pomanjkljivosti v fazi uporabe, izsledki študije pa lahko služijo načrtovanju učinkovitih omilitvenih strategij.

## 7. ZAHVALA

Avtorji se zahvaljujejo Mestni občini Nova Gorica, Roku Mesarju iz podjetja Dewesoft ter prof. Chiari Bedon, Marcu Fasanu in Michelu Dileni iz Univerze v Trstu (Italija) za podporo pri izvedbi terenskih meritev. Prvi in drugi avtor se zahvaljujeta tudi Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije (ARIS) za podporo v okviru raziskovalnega programa P2-0273 in infrastrukturnega programa I0-0032.

## 8. LITERATURA

[1] H. Bachmann, ‘Lively’ footbridges – A real challenge, in: Proceedings of Footbridge 2002, 2002.

[2] C. Bedon, I.J. Drygala, J.M. Dulinska, D. Jasinska, Application of optimized spring–mass–damper pedestrian load models for vibration assessment of footbridges: numerical and experimental investigation of a cable-stayed system, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 25 (2025), 86.

[3] X. Wei, J. Russell, S. Živanović, J.T. Mottram, Measured dynamic properties for FRP footbridges and their critical comparison against structures made of conventional construction materials, Composite Structures, 223 (2019), 110956.

[4] C. Moutinho, A. Cunha, E. Caetano, J.M. Carvalho, Vibration control of a slender footbridge using passive and semiactive tuned mass dampers, Structural Control and Health Monitoring, 25 (2018).

[5] International Organization for Standardization, ISO 10137:2007(E) – Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations, ISO, Geneva, Switzerland, 2007.

[6] SÉTRA, Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading. Technical Guide, Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and Road Safety, Paris, France, 2006.

[7] CEN, Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2003.

[8] British Standards Institution, BS NA EN 1991-2: UK National Annex to Eurocode 1 – Actions on structures – Traffic loads on bridges, BSI, London, UK.

[9] Structural Vibration Solution (SVIBS). ARTeMIS Modal. Operational Modal Analysis. Online: https://www.svibs.com/operational-modal-analysis/

[10] D.J. Ewins, Modal Testing: Theory, Practice and Application, 2nd edition, Research Studies Press Ltd., Philadelphia, PA, USA, 2000.

Maja KRESLIN[1], Mirko KOSIČ[2], Aljoša ŠAJNA[3], Andrej ANŽLIN[4], Doron HEKIČ[5], Vladimir POŽONEC[6], Petra TRILLER[7]

# LABORATORIJSKE PREISKAVE STARIH PREDNAPETIH NOSILCEV

**Povzetek**

Mostovi so ključni elementi prometne infrastrukture, njihova zamenjava pa je stroškovno in časovno zahtevna, kar poudarja pomen natančne ocene njihove varnosti. V tem kontekstu imajo laboratorijske preiskave ključno vlogo, saj omogočajo neposreden vpogled v dejansko obnašanje konstrukcije. V okviru raziskovalnega projekta je bila izvedena eksperimentalna kampanja na prednapetih betonskih T-nosilcih, pridobljenih z mostu, poškodovanega v poplavah 2023. Preizkusni program je vključeval določitev realnega obnašanja prednapetih nosilcev in spremljanje razvoja poškodb z različnimi senzorji. Rezultati kažejo dober vpogled v dejansko obnašanje nosilcev ter potrjujejo učinkovitost izbranih senzorskih metod za detekcijo poškodb. Projekt potrjuje, da je z usklajenim pristopom mogoče nosilce razstaviti tako, da se ohranijo za nadaljnje testiranje in morebitno ponovno uporabo.

**Ključne besede**: laboratorijske preiskave, prednapeti nosilci, poškodbe, operativna modalna analiza, akustika, senzorji

## Laboratory testing of old prestressed girders

**Summary**

Bridges are key elements of transport infrastructure. Their replacement is both costly and time-consuming, which makes the accurate evaluation of structural safety and remaining service life even more crucial. In this context, laboratory testing plays an important role, as it provides direct insight into the actual structural behaviour. As part of a research project, an experimental study was carried out on prestressed concrete T-girders recovered from a bridge damaged during the 2023 floods. The testing program included load-bearing behaviour under various load levels and the monitoring of damage progression using different sensor types. The results demonstrate a good insight into the actual behaviour of the girders and confirm the effectiveness of the selected measurement techniques for damage detection. The project confirms that, with a coordinated approach, it is possible to dismantle the girders in a way that preserves them for further testing and potential reuse.

**Key words:** laboratory testing, prestressed girders, damage, operational modal analysis, acoustic, sensors

## 1. UVOD

Mostovi predstavljajo enega izmed vitalnih elementov prometne infrastrukture, saj omogočajo ključno povezljivost težko dostopnih lokacij. Z leti zaradi staranja materialov, povečanih prometnih obremenitev in vplivov ekstremnih vremenskih dogodkov, postajajo vse bolj ranljivi. Tako je redno spremljanje njihovega stanja od vizualnih pregledov do različnih sistemov monitoringa konstrukcij nujno za zagotavljanje njihove varnosti in funkcionalnosti glede na zahteve uporabnikov.

[1] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, maja.kreslin@zag.si
[2] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, mirko.kosic@zag.si,
[3] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, aljosa.sajna@zag.si
[4] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, andrej.anzlin@zag.si
[5] dr., mag. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, doron.hekic@zag.si
[6] dipl. inž. fiz., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, vladimir.pozonec@zag.si
[7] dr., univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, petra.triller@zag.si

Zamenjava mostu praviloma predstavlja visoke finančne stroške, dolge izvedbene roke in številne logistične izzive. Prav zato je ključno, da pri oceni dejanske varnosti in preostale življenjske dobe obstoječih mostov uporabimo zadnja razpoložljiva znanja in tehnologije. Pri tem imajo eksperimentalni podatki konstrukcijskih elementov še posebno težo, saj omogočajo neposreden vpogled v obnašanje konstrukcije [1, 2, 3].

V tem članku je predstavljen interni projekt ReNos, ki je bil vzpostavljen s pomočjo raziskovalne iniciative Odseka za mostove in inženirske objekte iz Zavoda za gradbeništvo Slovenije (ZAG) in pod okriljem projektov CIRCUIT in BIM4CE, kjer smo v Laboratoriju za konstrukcije v naravnem merilu preskusili prednapete betonske nosilce. Ti so bili pripeljani z obstoječega mostu, ki je bil poškodovan v avgustovskih poplavah 2023 [4]. Glavni cilji raziskave so bili: (i) izmeriti maksimalno nosilnost nosilcev, (ii) spremljati razvoj poškodb z uporabo različnih tipov senzorjev ter (iii) razviti protokol za testiranje njihovih konstrukcijskih lastnosti v primeru morebitne ponovne uporabe.

V članku so najprej predstavljeni most in izbrani nosilci ter proces rušenja in transporta v laboratorij na ZAG. Sledi opis eksperimentalnega programa, prikaz prvih rezultatov ter načrti nadaljnjega dela.

## 2. OPIS MOSTU, NOSILCEV IN POSTOPKA DEMONTAŽE

Most s petimi razponi, skupne dolžine 52,6 m in širine 8,2 m, je bil lociran na državni cesti v bližini Ljubljane. Prvotni most je bil sestavljen iz rebraste armiranobetonske plošče z opečnimi vložki, podprte s tankimi stenami.

Leta 1989 je bil most razširjen na obe strani za pešče in kolesarje. Razširitev je vključevala montažne prednapete betonske T-nosilce, podprte z dodatnimi stenastimi oporniki, poravnanimi z obstoječo spodnjo konstrukcijo. Ti nosilci so bili v prečni smeri povezani z monolitno armiranobetonsko ploščo.

Po katastrofalnih poplavah leta 2023 se je most delno porušil, kot je prikazano na sliki 1. Čeprav so bili vmesni oporniki poškodovani, je bilo s pregledom potrjeno, da so vzdolžni nosilci ostali v dobrem stanju. V dogovoru z upravljalcem infrastrukture in izvajalcem rušitvenih del so bili izbrani nosilci ohranjeni za laboratorijsko testiranje.



*Slika 1: Delno porušen most po poplavah, dolvodno (levo) in gorvodno (desno).*

Postopek pridobitve nosilcev z mostu, predvidenega za rušitev, za namene testiranja je bil precej zahteven, predvsem zaradi časovne omejenosti izvedbe. Pri tem je sodelovalo več deležnikov: upravljalec mostov, inženir, občina in podjetje, ki je izvajalo rušitev. Vsi so pokazali visoko mero pripravljenosti za sodelovanje. Rušitev je bilo namreč treba prilagoditi tako, da so nosilci, namenjeni za nadaljnje testiranje, ostali nepoškodovani.

Sam postopek je vključeval naslednje ključne korake: (a) identifikacija nosilcev, ki so bili predvideni za testiranje ali ponovno uporabo, (b) priprava metode za demontažo nosilcev s strani

izvajalca za rušenje, (c) odstranitev robnih vencev, (d) rezanje plošče, (e) dvigovanje nosilcev z uporabo žerjavov, (f) transport nosilcev in (g) namestitev nosilcev na določena mesta za shranjevanje. Koraka demontaže in shranjevanja nosilcev sta prikazana na sliki 2.

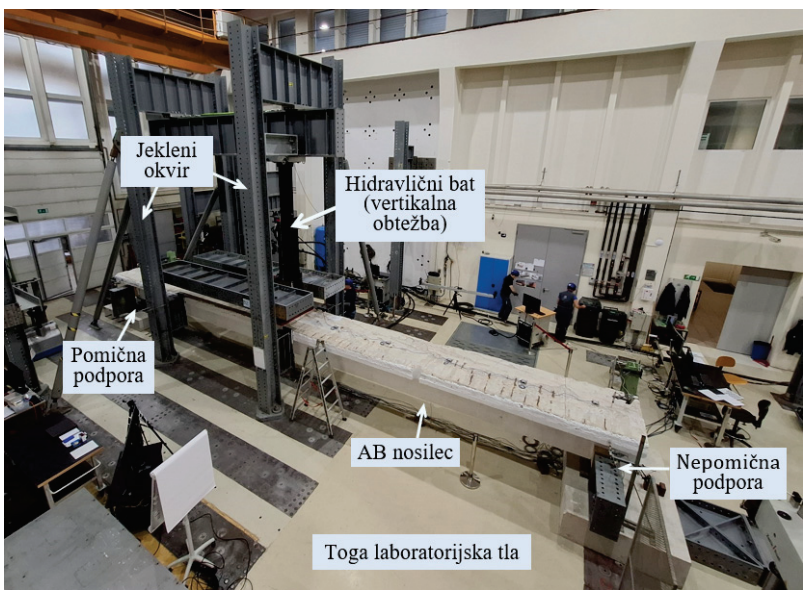



*Slika 2: Demontaža nosilcev (levo) in shranjevanje nosilcev na ZAG-u (desno).*

## 3. PROGRAM IN ZASNOVA PREISKAV

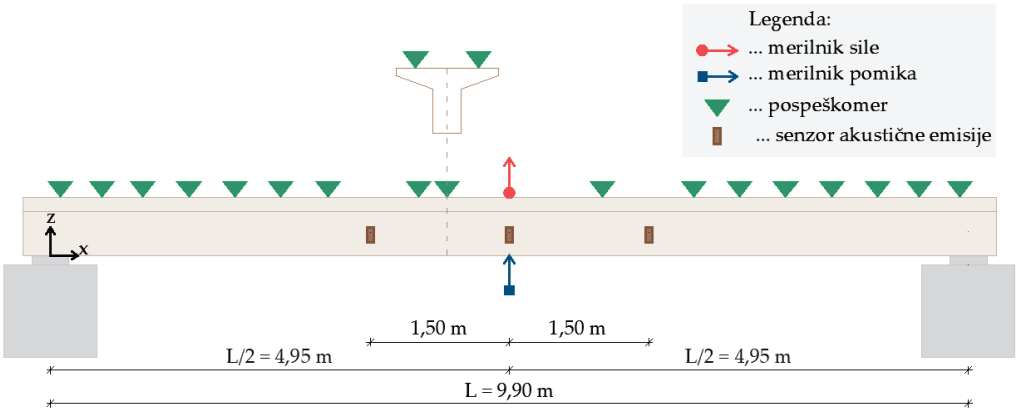
V okviru raziskovalnega programa je bilo izvedeno testiranje šestih nosilcev, pri čemer je bil poudarek na naslednjih parametrih: vpliv dolžine nosilca (razpon 9,9 m oz. 12,2 m), vpliv mesta nanosa obtežbe (strižni oz. upogibni test), vpliv prisotnosti armiranobetonske (AB) plošče na nosilcu (nosilci s ploščo oz. brez nje) in vpliv predhodnih poškodb nosilca. Poleg tega so bile izvedene spremljajoče aktivnosti, vključno z vizualnimi pregledi nosilcev, porušnimi in neporušnimi preiskavami materialov nosilcev ter laserskim skeniranjem vzorcev.

Preizkuševališče za tri-točkovni upogibni preizkus je prikazano na sliki 3. Nosilec je bil prostoležeče podprt na obeh koncih. Obe ležišči sta bili pritrjeni v toga tla laboratorija. Jekleni okvir je zagotavljal vpetje hidravličnega bata za nanos vertikalne obtežbe, hkrati pa je služil kot zaščita v primeru morebitne bočne zvrnitve nosilca.




*Slika 3: Preizkuševališče v Laboratoriju za konstrukcije ZAG.*

Za vsak preizkus je bila uporabljena obsežna instrumentacija. Rezultati, ključni za predstavitev tega prispevka, so bili pridobljeni na osnovi merilnika sile, merilnika pomikov, pospeškomerov in senzorjev akustične emisije. Shematski prikaz postavitve te instrumentacije je podan na sliki 4.




*Slika 4: Shematski prikaz postavitve instrumentacije nosilca.*

Postopek obremenjevanja pri statičnih cikličnih preiskavah je bil v splošnem razdeljen na dva dela. Prvi del je bil nadzorovan z vsiljevanjem sile, drugi del pa z vsiljevanjem pomikov. Vsak del je obsegal več faz (oznaka faze je Pi) s po dvema cikloma, definiranih bodisi z nivoji sile (v prvem delu od P1 do P3) ali s prirastki pomika (v drugem delu od P4 do P10). Obtežba, vsiljena s silo oziroma pomiki, je bila postopoma povečevana vse do porušitve.

## 4. REZULTATI IZBRANEGA NOSILCA

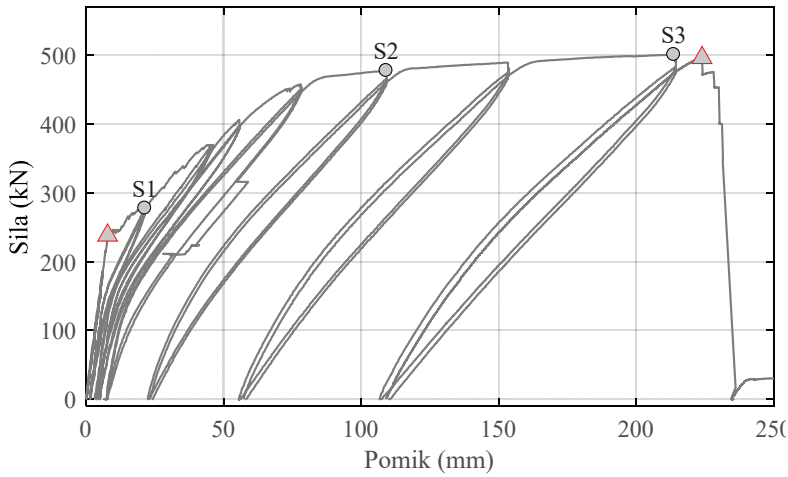
V nadaljevanju so podani preliminarni rezultati tri-točkovne upogibne preiskave nosilca B4. Nosilec s svetlo dolžino 9,9 m (razdalja med središčema podpor) je bil med preiskavo obremenjen na sredini razpona. Pred izvedbo preiskave je bila odstranjena zgornja armiranobetonska plošča, nosilec pa pred preiskavo ni bil dodatno poškodovan.

### 4.1 Upogibno obnašanje nosil□a

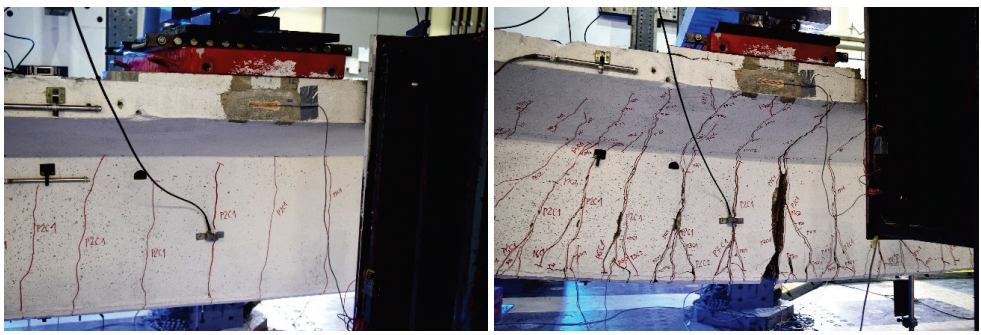
Upogibno obnašanje nosilca je prikazano s histerezno krivuljo, ki prikazuje odnos med naneseno silo in pomikom na sredini razpona nosilca, kot je prikazano na sliki 5. Trikotnika označujeta stanje ob začetnih razpokah in stanje tik pred porušitvijo. Oznake S1, S2 in S3 predstavljajo inženirsko definirana stanja, uporabljena pri analizi meritev pospeškomerov, kot je opisano v poglavju 4.2.

Začetne razpoke so se pojavile med drugo fazo obremenjevanja, in sicer na območju nanosa obtežbe, z začetno širino približno 0,1 mm (slika 6 (levo)). Pri tem sta sila in pripadajoči pomik znašala približno 240 kN in 8 mm. Te razpoke so se ob razbremenitvi popolnoma zaprle. Ko je obtežba v naslednjih fazah naraščala, so se razpoke povečevale po širini, številu in razsežnosti. V bližini podpor so se začele pojavljati tudi poševne (strižne) razpoke.

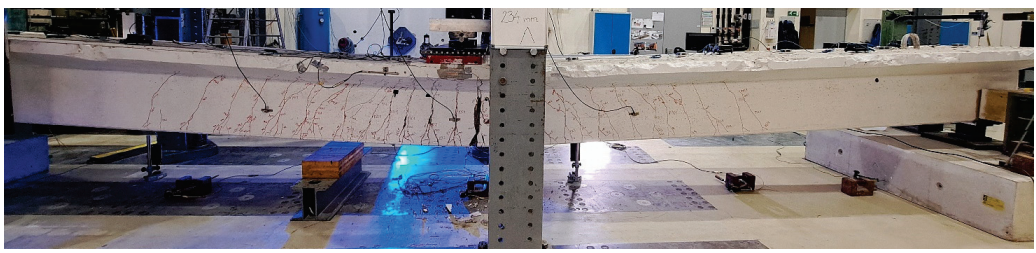
V fazi tik pred porušitvijo je največja opažena širina razpok ob največji obremenitvi znašala 4,5 mm, preostala največja razpoka po razbremenitvi pa je bila široka 3,0 mm. V naslednjem koraku, pri vnesenem pomiku 224 mm in sili 497 kN, so se v območju nanosa obtežbe prednapeti kabli pretrgali, sila je padla praktično na vrednost nič. Takšno stanje je bilo, kljub delno ohranjeni nosilnosti mehke armature, obravnavano kot upogibna porušitev nosilca (sliki 6 (desno) in 7).




*Slika 5: Histerezni odziv nosilca v sredini razpona.*



*Slika 6: Nosilec v območju vnosa obtežbe. Stanje poškodb pri največji obremenitvi v fazi, ko so se pojavile prve razpoke (levo); poškodovani nosilec ob porušitvi (desno).*



*Slika 7: Poškodovanost nosilca ob upogibni porušitvi.*

### 4.2 Spremljanje poškodovanosti nosil□a s pospeškomeri

Poškodovanost nosilca ob koncu posameznih obremenitvenih ciklov smo spremljali z 18 3-osnimi MEMS pospeškomeri podjetja Dewesoft [5], ki so bili nameščeni na zgornjem pasu nosilca, kot je prikazano na sliki 4. Ta del eksperimentalnega programa je bil namenjen oceni učinkovitosti monitoring sistema s pospeškomeri pri zaznavanju poškodb na podlagi sprememb dinamičnih lastnosti nosilca.

Napredovanje poškodb smo spremljali z meritvami ambientalnih vibracij, ki smo jih izvajali po vsakem obremenitvenem ciklu. Pred izvedbo testa smo opravili referenčno meritev na

nepoškodovanem nosilcu, ki je služila za nadaljnje primerjave. Meritve smo izvajali na popolnoma razbremenjenem nosilcu, s čimer smo zagotovili enotne robne pogoje pri vseh meritvah. Dinamične lastnosti preizkušanca, t.j. lastne frekvence, nihajne oblike in faktorje dušenja, smo določili na podlagi obratovalne modalne analize (angl. »Operation Modal Analysis - OMA), ki smo jo izvedli s programsko opremo DEWESoft ARTeMIS OMA [6].

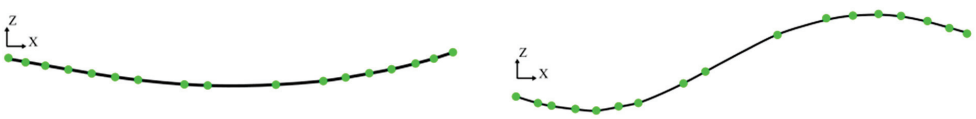
V tej študiji obravnavamo zgolj spremembe lastnih frekvenc prvih dveh navpičnih upogibnih oblik, ki so prikazane v preglednici 1. Shematski prikaz nihajnih oblik je podan na sliki 8.

*Preglednica 1: Sprememba lastnih frekvenc nosilca pri različnem stanju poškodovanosti.*

| **Stanje poškodovanosti** | **f1 [Hz]** | **f2 [Hz]** | **Δf1 [%]** | **Δf2 [%]** |
|---|---|---|---|---|
| Referenčno/nepoškodovano | 12.4 | 45.8 | \ | \ |
| S1: prve razpoke | 12.0 | 45.2 | −3.2 | −1.3 |
| S2: po tečenju armature | 10.3 | 43.8 | −16.9 | −4.4 |
| S3: blizu porušitve | 8.0 | 40.8 | −35.5 | −10.9 |

Referenčni lastni frekvenci prve ($f_1$) in druge ($f_2$) navpične upogibne oblike sta znašali 12,38 Hz oziroma 45,81 Hz. S povečevanjem poškodovanosti nosilca se je togost nosilca zmanjševala, kar se je odražalo v zmanjšanju lastnih frekvenc (preglednica 1). Večje spremembe lastnih frekvenc smo zabeležili v primeru prve lastne frekvence, ki se je od pojava prvih razpok (stanje S1) do stanja blizu porušitve (stanje S3) zmanjšala od 3 % do 36 % glede na referenčno vrednost nepoškodovanega nosilca. Pri drugi navpični upogibni obliki je zaznan manjši upad lastne frekvence (od 1 % do 11 %), ki je bil posledica dejstva, da je uporabljena obtežba povzročila več poškodb v bližini sredine razpona, kjer je amplituda druge nihajne oblike skoraj nič (slika 8b).

Preliminarni rezultati izvedenih meritev potrjujejo uporabnost monitoring sistema s pospeškomeri pri zaznavanju konstrukcijskih poškodb v nadzorovanih laboratorijskih pogojih.




*Slika 8: Prva (a) in druga (b) vertikalna upogibna nihajna oblika nosilca B4.*

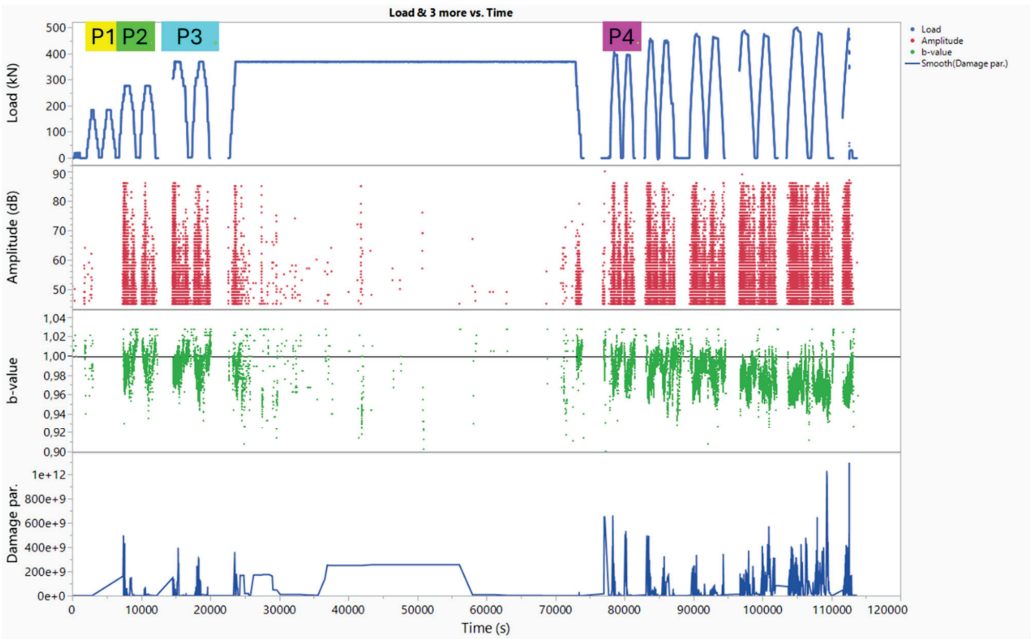
### 4.3 Spremljanje poškodovanosti nosil□a z akustično emisijo

Med obremenjevanjem in razbremenjevanje smo razvoj in širjenje poškodb ocenjevali tudi z metodami akustične emisije (AEM). Tri senzorje tipa PK6I podjetja Physical Acoustic Corporation smo namestili na polovico višine stojine nosilca (shema na Sliki 4). Za beleženje akustičnih emisijskih parametrov in obremenitve smo uporabili programsko opremo AEWin za senzor Highway Smart Monitor Ver. E5.00 podjetja Physical Acoustic Corporation. Prag zaznavanja smo nastavili na 40 dB.

Splošna akustična emisijska (AE) aktivnost, ki jo predstavlja amplituda vsakega zadetka [7], in sila obremenitve sta v odvisnosti od časa prikazani na sliki 9. AE aktivnost kot pokazatelj razvoja poškodb med fazami obremenjevanja in razbremenjevanja je jasno vidna. Za dodatno analizo poškodovanosti smo iz izmerjenih količin AE izračunali vrednost $b$ in parameter poškodovanosti, ki sta ju uporabila Vidya Sagar in Raghu Prasad [8] ter Elbatanouny et al. [9] v podobnih raziskavah.

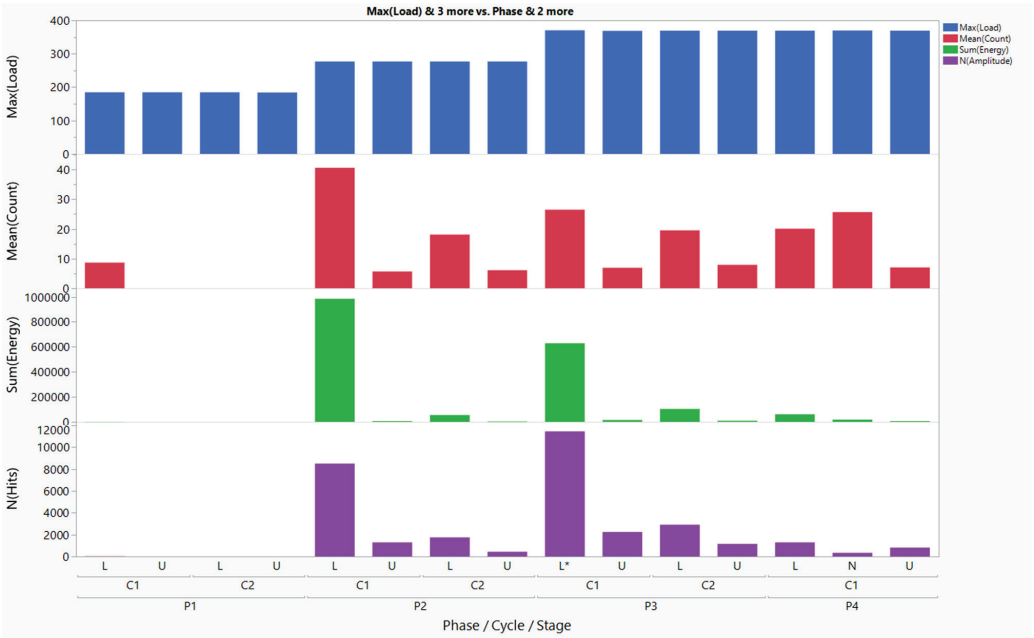
Vrednost $b$ je eden najpomembnejših in najbolj informativnih parametrov v analizi akustičnih emisij (AE) betona in drugih krhkih materialov. Uporablja se za oceno resnosti in napredovanja poškodb na podlagi statistične porazdelitve amplitud AE dogodkov. Vrednost $b$ v AE analizi izhaja iz

Gutenberg-Richterjevega zakona v seizmologiji [10], ki povezuje magnitudo in pogostost potresov. Fizikalno gledano, vrednost *b* odraža relativni delež med »majhnimi« in »velikimi« AE dogodkov. Visoka vrednost *b* pomeni veliko majhnih dogodkov oz. mikropoškodbe, razpršene poškodbe. Nizka vrednost *b* pomeni več velikih dogodkov, makropoškodbe, koncentrirane hude poškodbe. Zmanjšanje vrednosti *b* in povečanje parametra poškodovanosti s povečano obremenitvijo sta jasno vidna.




*Slika 9: Sila, amplitude posameznih zadetkov, b-vrednost ter parameter poškodovanosti kot merilo za razvoj in napredovanje poškodovanosti. P1, P2, P3 in P4 predstavljajo prve 4 faze obremenjevanja.*

Kot primer podrobnejše analize so na sliki 10 prikazani število zadetkov, skupna energija in povprečno število prehodov praga v prvih štirih fazah preiskave (P1 do P4). Vsaka faza je sestavljena iz dveh ciklov (C1 in C2) obremenjevanja (L) in razbremenjevanja (U). Zabeležena je bila znatna razlika v AE aktivnosti med različnimi fazami, cikli znotraj posameznih faz ter fazami obremenjevanja in razbremenjevanja. Treba je opozoriti, da so bili nekateri podatki faze 3, cikla 1, faze obremenjevanja (na grafu označeni z L*) žal izgubljeni. V pripravi je podrobnejša analiza rezultatov AEM.




*Slika 10: Maksimalna sila (Max – modro), število zadetkov (N – vijolično), totalna energija (Sum – zeleno) in srednja vrednost števila prehodov praga (Mean – rdeče) zadetkov posameznih faz (P1, P2, P3, P4), ciklov (C1, C2) in faze (obremenjevanje - L, razbremenjevanje – U).*

## 5. ZAKLJUČEK

Eksperimentalne preiskave, izvedene v okviru internega raziskovalnega projekta ReNos na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, prinašajo dragocen vpogled v konstrukcijsko obnašanje in nosilnost prednapetih betonskih mostnih nosilcev, pridobljenih iz mostu, ki je bil prizadet v poplavah.

Preliminarni rezultati izvedenih meritev potrjujejo uporabnost monitoring sistemov tako s pospeškomeri kakor z akustično emisijo pri zaznavanju poškodb in njihovega napredovanja v kontroliranih laboratorijskih pogojih. S tem se nakazuje, da so tovrstni sistemi primerni za uporabo spremljanja stanja konstrukcij premostitvenih objektov.

Raziskava dodatno potrjuje, da je mogoče ob usklajenem sodelovanju deležnikov postopke demontaže izvesti tako, da se konstrukcijski elementi ohranijo za nadaljnje preizkuse in morebitno ponovno uporabo.

V prihodnje bo raziskava osredotočena na analizo preostalih rezultatov glede na glavne cilje: (i) določitev dejanskega obnašanja nosilcev in primerjava z izhodiščnimi projektnimi predpostavkami (ii) spremljanje razvoja poškodb z uporabo različnih tipov senzorjev in (iii) razvoj protokola za testiranje konstrukcijskih lastnosti v primeru morebitne ponovne uporabe.

## 6. ZAHVALA

Testiranje nosilcev se je izvajalo v okviru internega projekta ReNos na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Financirano je bilo s strani Javne agencije za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije (ARIS) v okviru raziskovalnega programa št. P2-0273 in infrastrukturnega programa št. Z2-7431. Dodatno podporo sta zagotovila evropska projekta CIRCUIT (www.circuitproject.eu) in BIM4CE (www.interreg-central.eu/projects/bim4ce). Avtorji se iskreno zahvaljujejo vsem posameznikom, podjetjem in institucijam, ki so sodelovali v različnih

fazah raziskave (Direkcija RS za infrastrukturo, DRI upravljanje investicij d.o.o., Občina Domžale, Gorenjska gradbena družba d.d., DVIG d.o.o., Diarez d.o.o., DZA d.o.o., TU Graz, TU Dresden).

## 7. LITERATURA


[1] C.S. Pettigrew, P.J. Barr, M. Maguire, and M.W. Halling, Behavior of 48-year-old double-tee bridge girders made with lightweight concrete, Journal of Bridge Engineering, Volume 21, Issue 9, 2016.

[2] A. Žnidarič, F. Moses, and M. Ghosn, System behavior of post-tensioned beam bridges – an experimental study, in Structural Safety and Reliability, Corotis et al. (eds.), ICOSSAR '01. 8th International Conference on Structural Safety and Reliability, Newport Beach, California, USA, 17-21 June 2001.

[3] P. Savino, F. Tondolo, D. Sabia, A. Quattrone, F. Biondini, G. Rosati, M. Anghileri, and B. Chiaia, Large-scale experimental static testing on 50-year-old prestressed concrete bridge girders, Applied Sciences, vol. 13, 2023.

[4] Poplave v Sloveniji (2023). https://sl.wikipedia.org/wiki/Poplave_v_Sloveniji_(2023) (pridobljeno 8. 10. 2025).

[5] DEWESoft, "DEWESoft IOLITEi 3xMEMS-ACC." [Online]. Available: https://dewesoft.com/products/iolitei-3xmems

[6] DEWESoft, "Dewesoft ARTeMIS OMA software." [Online]. Available: https://dewesoft.com/blog/announcing-the-new-dewesoft-artemis-oma-solution

[7] BREMEC, Tina, 2007, *Uporaba akustične tehnike na betonskih vzorcih : diplomska naloga* [online]. Bachelor's thesis. Ljubljana : T. Bremec. [Accessed 24 October 2025]. Retrieved from: https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?lang=eng&id=24325

[8] Vidya Sagar, R., and B. K. Raghu Prasad. 2013. "Laboratory investigations on cracking in reinforced concrete beams using on-line acoustic emission monitoring technique." J. Civ. Struct. Heal. Monit., 3 (3): 169–186. https://doi.org/10.1007/s13349-013-0036-5.

[9] Elbatanouny, M. K., P. H. Ziehl, A. Larosche, J. Mangual, F. Matta, and A. Nanni. 2014. "Acoustic emission monitoring for assessment of prestressed concrete beams." Constr. Build. Mater., 58: 46–53. Elsevier Ltd. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.100. [2] C.S. Pettigrew, P.J. Barr, M. Maguire, and M.W. Halling, Behavior of 48-year-old double-tee bridge girders made with lightweight concrete. Journal of Bridge Engineering, vol. 21, št. 9, 2016.

[10] https://sl.wikipedia.org/wiki/Gutenberg-Richterjev_zakon

Mitja PAPINUTTI[1], Đorđe ĐUKIĆ[2], Andrej ANŽLIN[3]

# MERITVE VIBRACIJ V GRAJENEM OKOLJU

**Povzetek**

Vibracije v grajenem okolju so prisotne zaradi različnih virov tresljajev, ki se po tleh prenašajo kot posledica delovanja težke gradbene mehanizacije, cestnega in železniškega prometa ali delovanja strojev v samih objektih. Spremljanje teh vplivov ter določitev ničelnega stanja objektov bodisi med gradnjo bodisi v fazi obratovanja predstavlja ključen korak za verodostojno oceno vpliva vibracij, ki lahko povzročijo poškodbe obstoječih konstrukcij ali nelagodje uporabnikov. Takšne situacije pogosto odprejo prostor za nasprotje interesov različnih deležnikov, zato je strokovno utemeljen pristop k spremljanju vibracij in določitvi dopustnih mej bistven. Na tem področju obstaja vrsta standardov in predpisov, ki določajo mejne vrednosti uporabnosti objektov. V prispevku je podrobneje predstavljen nemški standard DIN 4150, ki obravnava različne vire vibracij ter definira njihov vpliv na objekte in ljudi.

**Ključne besede**: vibracije konstrukcije, meritve vibracij, vpliv vibracij na zgradbe, vpliv vibracij na ljudi, standard DIN 4150

## Vibration measurements in buildings

**Summary**

Vibrations are commonly present in the built environment, various sources of vibrations can be transmitted through the ground into surrounding buildings due to construction work, use of heavy machinery, railways, freight traffic, internal machine vibrations, etc. Monitoring vibrations and establishing a zero state before beginning construction work are crucial for later damage detection on building. Vibrations can lead to human discomfort as well. This often represents conflicting of different interest groups, therefore a requirement is needed on consensus on permissible vibrations limits and can vary from case to case. There are several standards and guidelines worldwide defining the upper permissible limits of serviceability limit state, where this article describes German standard DIN 4150, defining various vibration types, measuring technique, evaluation methodology, defining allowable limits vibrations on facilities and people.

**Key words:** structural vibrations, vibration measurements, human exposure to vibrations, vibration effects on buildings, standard DIN 4150

## 1. UVOD

Obravnava vibracij v grajenem okolju je že dolgo pomemben del inženirske prakse, zato ne preseneča, da je stroka že leta 1975 oblikovala Standard DIN 4150, ki je sestavljen iz treh delov [1, 2, 3]. Ponuja generalni pristop k opredelitvi različnih virov širjenja vibracij po tleh, ki so odvisne predvsem od lokalnih robnih pogojev. Vibracije se širijo prek valovanja zemljine na sosednje objekte in so odvisne od karakteristik zemljine, tipa temeljenja, frekvence in amplitude vibracij. Vibracije lahko ločimo glede na: vir vibracij, vrsto vibracij, pogostost pojavljanja, frekvenco vzbujanja, vplivno območje, stalno ali začasno prisotnost, čas trajanja, način širjenja. Dinamična energija vibracij se širi po širšem območju tal v obliki kompresijskih (longitudinalnih) in strižnih valov (transverzalnih). Magnituda vibracij pada eksponentno z oddaljenostjo od vira in tudi z dušenjem zemljine.

[1] dr., mag. inž. grad., ZAG, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, mitja.papinutti@zag.si
[2] mag. inž. grad., ZAG, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, djordje.djukic@zag.si
[3] dr., univ. dipl. inž. grad./vodja odseka, ZAG, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, andrej.anzlin@zag.si
Lektoriranje Kaja Jošt, mag. slov.

## 2. VIRI VIBRACIJ

Prenašanje vibracij z zemljine na zgradbo je odvisno od: elastičnosti zemljine, oblike temeljev, frekvenčnega območja valovanja. Dominantne harmonične vibracije objekta $f_B$ se lahko ocenijo s poenostavljenim modelom izračuna frekvence kot:

$$f_B = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_B}{m_B}} \tag{1}$$

kjer je $k_B$ togost zemljine pod objektom, $m_B$ je aktivirana masa zgradbe. Za povprečno togost zemljine s karakteristično hitrostjo strižnega valovanja od 150 m/s do 200 m/s se pojavljajo lastne frekvence dvonadstropnih zgradb do 15 Hz, objekti z do šest etaž imajo frekvence v območju od 8 Hz do 12 Hz. Dušenje je praviloma zanemarljivo za skalnate podlage, ni pa zanemarljivo za zemljine. Prenos zunanjih vibracij se širi po zemljini, nato prek temeljev, sten, tal, kjer se po navadi amplificirajo in kjer pričakujemo največje vertikalne vibracije na sredini razponov tal. Dominantne horizontalne vibracije pa se pogosto pojavljajo pri stavbah z več kot pet nadstropji. Virom vibracij v neposredni bližini objekta ali v njem je treba nameniti posebno pozornost zaradi možnosti resonančnih pojavov. Nekaj tipičnih vibracij in njihove obravnave so opisane v nadaljevanju.

### 2.1 Miniranje

V splošnem je miniranje skal lahko površinsko ali podzemno. Vibracije zaradi miniranja so praviloma kratkotrajne, trajajo le nekaj sekund. Jakost vibracij je odvisna predvsem od tehnike razstreljevanja in uporabljene količine razstreliva. V oddaljenosti je možno izmeriti tako visokofrekvenčne kompresijske valove kot tudi sledeče nizkofrekvenčno valovanje površine tal, kar bomo ponazorili s primerom v poglavju 6.2. Miniranje lahko poteka v kamnolomih tudi več let, minira se enkrat dnevno, vibracije pa so za objekte, oddaljene več kot 1500 m, redko problematične. Poenostavljeno lahko največjo hitrost strižnih valov izračunamo kot:

$$v_{max} = k\left(\frac{L}{L_0}\right)^{b}\left(\frac{R}{R_0}\right)^{-m} \tag{2}$$

kjer je $L$ teža razstreliva v kg, $R$ je razdalja od točke razstreljevanja v mm, indeks $_0$ predstavlja referenčne vrednosti, korekcijski faktor $k$ (mm/s) se določi empirično iz meritev na terenu, enako tudi parametra $b$ in $m$. Zaradi kompleksne spremljajoče se geologije lahko vibracije presežejo predvidene mejne vrednosti vplivnega območja in vodijo v presežene meje vibracije na stavbah.

### 2.2 Padajoča bremena

V primeru dinamičnega utrjevanja zemljine, uporabe udarnega kladiva, udarne uteži, padajoči deli zgradbe, ti povzročajo vibracije. Amplitude vibracij so odvisne predvsem od teže padajočega bremena, višine padanja in tipa zemljine neposredno pod padajočim bremenom. Te vibracije se v praksi lahko omejijo s posutjem materiala, ki ublaži energijo padcev, npr. padec težjih teles na ruševine, padec na duktilen material, padec na koherentno zemljino. Vibracije zaradi razstreljevanj zgradb so praviloma manjših magnitud kot zaradi padcev težjih teles.

### 2.3 Gradbišča

Izkušnje z gradbišč kažejo, da določene tehnologije gradenj lahko povzročajo znatne vibracije. Pri impulzivnih vibracijah, ki nastanejo zaradi zabijanja pilotov, uporabe hidravličnega udarnega kladiva, padajoče mase, miniranja, se energija širi direktno v tla in pojema s kvadratom oddaljenosti od vira. Amplitude vibracij so odvisne predvsem od vrste tal in so v območju okoli 80 Hz. Za stacionarne vire, kot so vibracijske plošče, valjarji, vibracijsko zabijanje, diafragme, je želeno, da operirajo v frekvencah, višjih od 35 Hz, saj se s tem izognejo lastnim vrednostim nihanja objektov. Energija zabijanja pilotov se lahko širi precej daleč, predvsem ko piloti naletijo na togo oviro.

Največji faktor širjenja vibracij pri pilotiranju je razmerje dinamične energije in elastične energije zemljine. Iz standarda DIN 4150-3 je možno razbrati, da pri uporabi valjarjev s 25 kN centrifugalne sile za utrjevanje poleg temeljev objektov, te vibracije ne povzroča resnejših poškodb.

### 2.4 Železniški promet

Tovrstni promet je sestavni del okolja, zato je do določene mere sprejemljivejši, same vibracije se pogosto pojavljajo v kombinaciji z drugimi viri. Železniški promet je pogosto vir stacionarnih vibracij, ki nastanejo zaradi poškodovanosti jeklenih tračnic, raznih geometrijskih nepravilnosti, nepravilnosti in obrabe jeklenih koles na vlaku. Točkovni viri vibracij se pojavljajo na kretnicah, pri neenakomernih zvarih, pri povesih ali na prehodih na mostno konstrukcijo. Velikost vibracij in frekvenca sta odvisni predvsem od: tehnologije tirnic, razmika med podporami tirnice, lokacije vibracij, hitrosti vlaka, razmika koles, obtežbe, stanja koles in tračnic. Sistemi vlakov z vzmeteno karoserijo vzbujajo vibracije v območju med 1 Hz in 3 Hz, toga os brez vzmetenja pa med 6 Hz in 10 Hz. Vzbujanje vibracij sistema tirov s kamnito gredo je v območju od 40 Hz do 80 Hz, za sisteme vzmetenja na togi podlagi od 5 Hz do 20 Hz. Izkušnje so pokazale, da je vplivno območje vlakov največ 80 m.

### 2.5 Cestni promet

Glavni vir vibracij cestnega prometa je neravnost vozišča, pogosti viri vibracij so jaški, luknje, dilatacije ipd. Udarne obtežbe se praviloma prenašajo kot višje frekvence prek dobro utrjenih podlag tal pod cestiščem, mehkejša tla pod cestami pa prenašajo nizkofrekvenčne vibracije, značilne za manjše ceste z manj utrjene podlage. V splošnem se intenziteta vibracij veča s hitrostjo vozila in z maso vozila.

### 2.6 Stroji

Stroji vzbujajo vibracije med operacijo ali med samim zagonom, na širjenje vibracij pa pomembno vplivata postavitev stroja in pritrditev na konstrukcijski element. Harmonično vzbujanje vibracij ima lahko širši spekter delovanja in je odvisno od zasnove pomikajočih se delov in hitrosti obratovanja. V primeru večjega števila podobnih strojev v istem prostoru iste etaže obstaja možnost ojačitve vibracij. Energija virov vibracij v spodnjih etažah je zelo dobro absorbirana z dušenjem tal, v primerjavi s stropi v višjih etažah, kjer se energija absorbira prek materialnega dušenja konstrukcije. Med večje povzročitelje vibraciji sodijo razni stoji za preoblikovanje jeklenih izdelkov, kot so kladiva, štance za preoblikovanje kovin, stiskalnice za lito železo ipd. Poseben primer so vibracije lesnih žag, ki imajo običajno harmonično vzbujanje v območju od 4 Hz do 8 Hz. Glavni vzroki za vibracije so hitri pomiki žage po tračnih progah, necentrirani vrtljivi deli, udarci hlodovine ipd.

## 3. VPLIV VIBRACIJ NA LJUDI

V splošnem velja priporočilo minimalne izpostavljenosti ljudi vibracijam v stavbah. To je v nekaterih primerih v praksi težko izvedljivo. Nelagodje zaradi vibracij je odvisno od narave vibracij in individualnih lastnosti posameznika. Parametri vibracij se v grobem delijo na: jakost, frekvenco, dolžino vibracije, čas izpostavljenosti v dnevu, tip operacije, ki jo opravlja vir vibracije. Človeški faktor je odvisen od posameznikovega telesno-duševnega zdravja, od tega, katere aktivnosti izvaja v trenutku izpostavljenosti, koliko je navajen na vibracije, odnosa do vira vibracij, pričakovanj glede življenjskih standardov v soseski in drugih neposrednih pojavov.

Standard DIN 4150-2 opredeljuje izpostavljenost ljudi vibracijam objektov in podaja mejne vrednosti. Izključene se vibroakustične emisije vibracij, npr. tresenje kozarcev v omari. Izmerjene vrednosti vibracij morajo biti v frekvenčnem območju od 1 Hz do 80 Hz, te so v naslednji fazi analize vibracij obdelane z nizkofrekvenčnim filtrom, podanem v standardu DIN 45669-1 [4]:

$$|H_{KB}(f)| = \frac{1}{\sqrt{1 + (f_0/f)^2}} \tag{3}$$

kjer je $f_0 = 5{,}6\ Hz$ mejna frekvenca (angl. c*ut-off frequency)*. Filter deluje na način, da odstrani nižje frekvence in ne spremeni spektra višjih frekvenc od 5 Hz. Prehod je prek eksponentne funkcije. Implementacija filtra sledi pri uporabi na izmerjenih časovnih zapisih, katerih utežen signal $KB_\tau$ je podan kot:

$$KB_\tau(t) = \sqrt{\frac{1}{\tau}\int_{\xi=0}^{t} e^{-\frac{t-\xi}{\tau}} \cdot KB^2(\xi)d\xi} \tag{4}$$

kjer je $\tau = 0{,}125$ konstanta, $KB_\tau(t)$ je utežna povprečna kvadratna vrednost (PKV). Integral v enačbi 4 je izvrednoten za vsak časovni korak in izračuna povprečno vrednost, kjer za frekvence, višje od 10 Hz, ostanejo PKV praktično nespremenjene, nižje frekvence pa se modificirajo z eksponentno funkcijo. Podobne metode se uporabljajo tudi v zvočni tehniki, saj je znano, da ljudje krajših sunkov ne zaznavamo enako kot daljšega konstantnega signala. Izračun največje vrednosti utežnega signala je $KB_{Fmax} = max(KB_\tau(t))$, kjer se pri ponavljajočih se signalih dogodki razdelijo na 30-sekundna časovna okna $KB_{FTi}$. V času meritve tako delimo na območje pojava vibracij $T_e$ in območja mirovanja $T_r$. Vrednosti $KB_{FTi}$ manjše od vrednosti 0,1 mm/s, so zanemarjene in se ne seštevajo v enačbi 5. Srednjo PKV vseh posameznih dogodkov za nočni in dnevni čas se izračuna dnevno kot:

$$KB_{FTm} = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} KB_{FTi}^2} \tag{5}$$

Čez dan se tako ponavljata obdobje vibracij in obdobje mirovanja, katerega jakosti vibracij $KB_{FTr}$ se za železniški promet izračuna kot:

$$KB_{FTr} = \sqrt{\frac{1}{T_r}\sum_{j} T_{e,j} KB_{FTm,j}^2} = KB_{FTm}\sqrt{T_e/\,T_r} \tag{6}$$

kjer je $T_e$ čas izpostavljenosti vibracijam, $T_r$ je čas mirovanja med vibracijami.

### 3.1 Časovni potek vibracij

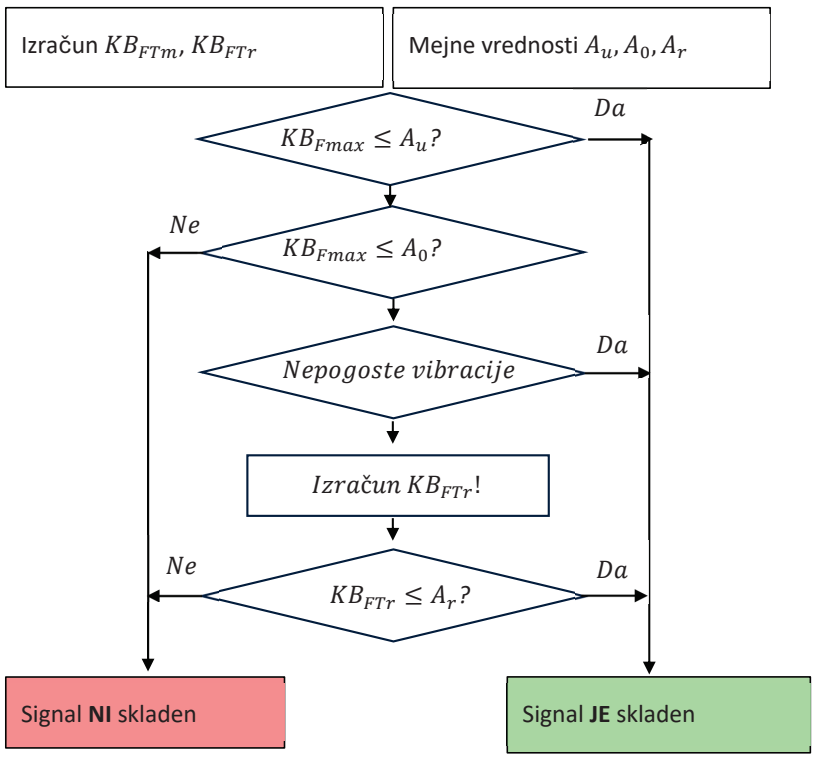
Pomemben je čas pojavljanja vibracij, pri čemer se obravnavata 16-urni dnevni čas, od 6. do 22. ure, in 8-urni nočni čas, od 22. do 6. ure. Čez dan so načrtovana tudi časovna obdobja za počitek, kjer je občutljivost ljudi na vibracije večja. Za večino virov vibracij se upošteva dvokratnik vrednosti $KB_{FTm}$ v enačbi 6. Obdobje počitka na delovne dni je od ponedeljka do sobote od ure 6. do 7. ure in od 19. do 22. ure. Obdobje počitka ob nedeljah in praznikih je od 6. do 22. ure.

Za izbrani objekt se iz preglednice 1 lahko razberejo dopustne mejne vrednosti $A_u, A_0, A_r$, sama metodologija vrednotenja pa je prikazana na sliki 1. Pri maksimalnih vrednostih uteženega signala iz enačbe 4; $KB_{Fmax} < A_u$ vibracije niso moteče za ljudi oz. ustrezajo standardu, za vrednosti $KB_{Fmax} > A_0$ pa vibracije ne ustrezajo standardu razen izjem. Za vrednosti $A_u \leq KB_{Fmax} \leq A_u$ je potrebna posebna dodatna obravnava. Najprej nepogoste vibracije za primer miniranja so dopustne do tri dogodke na dan oz. 15 dogodkov na teden. V primeru redkih enkratnih dogodkov se lahko meja izjemoma poveča na $A_0 = 8$ za nekaj dogodkov na leto. Če so nepogoste vibracije presegane, se izračuna faktor ocene jakosti vibracij $KB_{FTr}$. Za faktorje manjše od predpisane meje $A_r$, je vibracija skladna s standardom. Obstajajo variacije obravnav za posamezne dogodke v železniškem prometu, vibracije na gradbišču, za kar so nadaljnja priporočila zajeta v standardu [2].

*Preglednica 1: Mejne vrednosti faktorjev vpliva vibracij na ljudi po DIN 4150-2*

| **Št.** | **Lokacija objekta** | **Dan, 6:00–22:00** | | | **Noč, 22:00–6:00** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *Počitek* | 6:00–7:00, 19:00–22:00 | | | 6:00–22:00 | | |
| | | $A_u$ | $A_0$ | $A_r$ | $A_u$ | $A_0$ | $A_r$ |
| 1 | Industrijska cona, npr. težja industrija, reševalne postaje | 0,4 | 6 | 0,2 | 0,3 | 0,6 | 0,15 |
| 2 | Pretežno industrijska cona, pisarne | 0,3 | 6 | 0,15 | 0,2 | 0,4 | 0,1 |
| 3 | Mešani stanovanjski in industrijski objekti | 0,2 | 5 | 0,1 | 0,15 | 0,3 | 0,07 |
| 4 | Stanovanjski objekti | 0,15 | 3 | 0,07 | 0,1 | 0,2 | 0,05 |
| 5 | Zaščiteni objekti, npr. bolnice, zdraviliški centri | 0,1 | 3 | 0,05 | 0,1 | 0,15 | 0,05 |

Shema, prikazana na sliki 1, je lahko splošno uporabljena za presojo vpliva vibracij na ljudi, kjer so lahko za posamezne vrste vibracij, opisane v poglavju 2, določena posebna pravila obravnave, npr. izračun faktorja $KB_{FTr}$ v času počitkov, posebnosti pri mejah iz preglednice 1, način obravnave nepogostih vibracij, splošna določila kategorij pri gradbiščih.




*Slika 1: Protokol izvrednotenja mejnih vrednosti za vpliv na ljudi po DIN 4150-2*

## 4. VPLIV VIBRACIJ NA STAVBE

Cilj opredelitve je ohraniti mejno uporabnost objekta in njegovih komponent – mejne vrednosti standarda DIN 4150-3 so predlagane na podlagi izkušenj, pridobljenih pri nastajanju standarda, da je možnost poškodb objekta majhna. V splošnem se vibracije delijo na kratkoročne in dolgoročne, kjer kratkoročne vibracije ne povzročajo utrujanja materiala.

Standard ponuja dopustne največje vrednosti za izbrano vrsto objekta. Gre zgolj za priporočila, ki ne odražajo nujno dejanskega napetostnega stanja. Potrebne so dodatne analize s »state of the art« metodami za določitev napetostnega stanja v konstrukciji. Analiza utrujanja je potrebna za razmerja *dinamična napetost / statična napetost * 100% > 10%*, nato se dinamični učinki pomnožijo s faktorjem 3. Na podlagi meritev in analize se lahko opredeli, ali je mejno stanje uporabnosti preseženo zaradi:

- oslabitve stabilnosti zgradbe ali njenih komponent,
- redukcije kapacitete nosilnosti tal,
- pojava razpok v ometanih površinah sten,
- razširitve obstoječih razpok,
- odlepitve preklad od nosilnih sten ali tal.

Močne vibracije lahko oslabijo nosilnost temeljnih tal predvsem pri srednje težkih nekohezivnih tleh.

### 4.1 Mejne vrednosti

Ovrednotenje kratkoročnih vibracij temelji na podlagi maksimalne izmerjene vrednosti $v_i = |v|_{i,max}$ posameznih komponent $(i, j, z)$ neobteženega izmerjenega signala. Prav tako se meritev opravi v najvišjih etažah sten, kjer lahko s primerjavo dveh signalov izračunamo horizontalni odziv objekta. Prekoračitev standardnih vibracij povečuje možnost nastanka poškodb in te vibracije ne ustrezajo standardu DIN 4150-3. Če so vibracije znatno povečane, so potrebne dodatne preiskave in analize napetosti, upoštevajoč statične in dinamične obtežbe.

Mejne vrednosti objektov so glede na konstrukcijsko zasnovo razdeljene v tri skupine: *L1* ponazarja mejne vrednosti za industrijske objekte, *L2* mejne vrednosti za stanovanjske zgradbe, *L3* za objekte, občutljive na vibracije, npr. zgodovinsko zaščitene kamnite zgradbe. Mejne vrednosti posameznih skupin za vertikalno smer so prikazane v preglednici 2. Horizontalne dopustne vrednosti amplitud v zgornjih nadstropjih so omejene na: $\mathrm{L1} = 40\,\mathrm{mm/s}$, $\mathrm{L2} = 15\,\mathrm{mm/s}$, $\mathrm{L3} = 8\,\mathrm{mm/s}$. Dopustne meje dolgotrajnih vibracij so zaradi utrujanja materialov bistveno nižje. Dodatne zahteve za obravnavo vibracije pokopanih cevovodov ter drugih posebnosti vibracij so opredeljene v DIN 45669-1.

*Preglednica 2: Mejne vrednosti za različne tipe zgradb po standardu DIN 4150-3*

| *Tip vibracij:* | | *kratkotrajne vibracije* | | | | *dolgotrajne vibracije* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *Lokacija meritev:* | | *temelj* | | | *horizontala smer – najvišje nadstropje* | |
| **Št.** | **Vrsta zgradbe** | **1–10 Hz** | **10–50 Hz** | **50–100 Hz** | **Vse** | **Vse** |
| L1 | Uporaba za industrijske namene | 20 | 20–40 | 40–50 | 40 | 10 |
| L2 | Stanovanjska uporaba | 5 | 5–15 | 15–20 | 15 | 5 |
| L3 | Objekti, občutljivi na vibracije | 3 | 3–8 | 8–10 | 8 | 2,5 |

## 5. INSTRUMENTACIJA

V splošnem mora biti instrumentacija v skladu z DIN 45669-1 [4] in namestitev opreme skladna z DIN 45669-2 [5]. Zaželena natančno izmerjena najnižja frekvenca instrumentov je vsaj 1 Hz, v primeru železniškega prometa pa kot najnižja merjena frekvenca zadostuje že 4 Hz. Vibracije so merjene v treh ortogonalnih smereh. Lokacija meritev je pogosto na mestih interesa, temelj, mansarda, sredine razponov tal zgornjih nadstropij, okenske police. Največje horizontalne komponente vibracij več etažnih objektov pa se lahko merijo na okenskih policah najvišje etaže in kleti. Dolžina snemanja mora zajeti karakteristični ponavljajoči se signal. Negotovosti pri izmerjenih vibracijah se gibljejo okoli 15 %.

Merilna naprava mora biti skladna s standardom, kalibrirana in brez poškodb. Za merjenje vpliva vibracij na stavbe je treba postaviti vsaj dve merilni napravi, eno v klet na temelj objekta in eno v najvišje nadstropje, npr. na okensko polico. Če prihaja do močnejših vibracij posameznih komponent, npr. tal, se na mesto največjih vibracij postavi dodatna merilna naprava. V primeru objekta brez kleti se senzor postavi na tla, in sicer v bližino temelja na strani vira vibracij. Merilne naprave so zaradi lažje interpretacije rezultatov usmerjene v isto smer, praviloma so poravnane z objektom. Navadno je vpliv vibracij na ljudi največji na sredini tal prostorov višjih etaž.




*Slika 3: Geofon merilnik hitrosti*

Senzor, prikazan na sliki 3, je primer geofona za analogne meritve hitrosti, ki sestoji iz samega instrumenta ter kontrolne enote, proizvajalca kanadskega podjetja Instantel. Meri hitrosti v treh smereh – dveh horizontalnih in vertikalni. Senzor ima frekvenčno območje od 1 Hz do 315 Hz, največja amplituda je 254 mm/s, resolucija 0,00788 mm/s, odstotek natančnosti je 5 %. Merilna doza je priključena na avtonomno postajo, ki omogoča tedenske meritve brez električne oskrbe. Dodan je tudi mikrofon za meritve akustike.

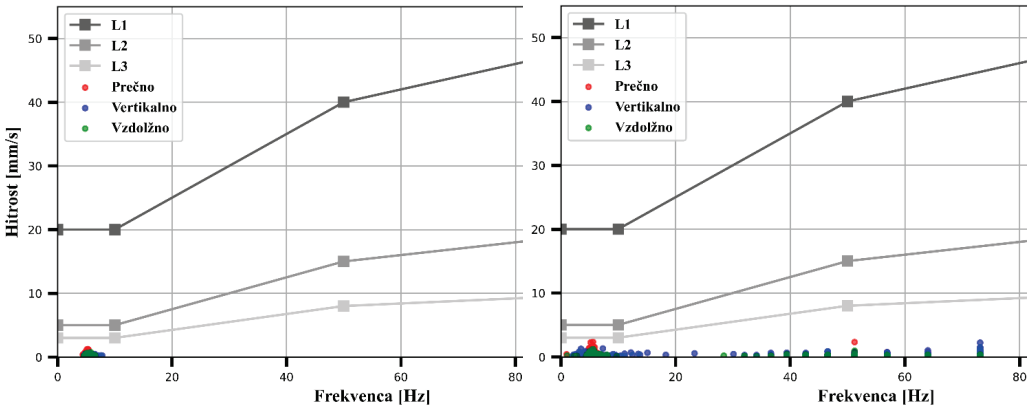
Merilna naprava s pripadajočo programsko opremo je primerna za uporabo standarda DIN 4150-3 ter tudi standardov iz vrste drugih držav: Avstralija, Brazilija, Velika Britanija, Češka, Slovaška, Portugalska, Španija, Norveška, Indija, Indonezija, Nova Zelandija, Švica, Kanada, Združene države Amerike, Turčija.

## 6. PRIMER IZ PRAKSE

ZAG meritve vibracij v grajenem okolju izvaja že vrsto let. Pri tem se uporabljajo namenska merilna oprema, skladno z relevantnimi standardi, pa tudi širši nabor merilnih sistemov za spremljanje odziva konstrukcij na različne vplive. Najpogosteje se izvaja meritve specifičnih deformacij, pospeškov, hitrosti, pomikov ter drugih relevantnih količin, povezanih z napetostnim stanjem konstrukcijskih elementov. Na podlagi izkušenj pri uporabi standarda DIN 4150 ugotavljamo, da so geofoni, ki omogočajo merjenje hitrosti v treh smereh (poglavje 5), primerni za analizo vpliva vibracij na konstrukcije [3] in za oceno vpliva vibracij na ljudi [2].

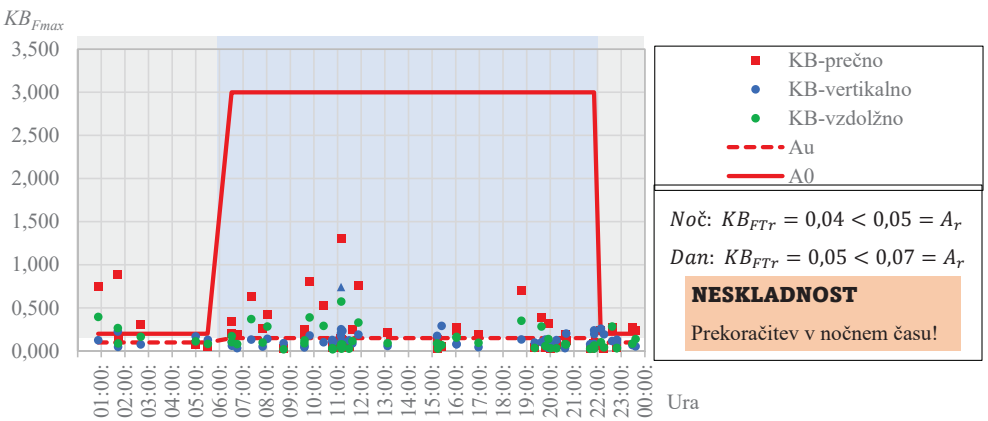
## 6.1 Vibracije zaradi železniškega objekta

Primer prikazuje vibracije, izmerjene s tremi merilnimi dozami, kjer je bila ena merilna doza nameščena v kleti in dve merilni dozi v mansardi. Gre za enoetažen stanovanjski objekt podkleten z opečnimi zidovi in z armiranobetonskimi talnimi ploščami. Objekt je lociran v bližini regionalne ceste, oddaljene 6 m, in železniške proge s sistemom tirov na togi podlagi, oddaljene 30 m. Cilj naloge je bil preveritev vpliva vibracij in odkriti relevanten vir vibracij. Prikazane so meritve in analiza podatkov po standardu DIN 4150-3 za vpliv vibracij na stavbe ter analiza po standardu DIN 4150-2 za vpliv vibracij na ljudi. Meritve so bile izvedene, ker so uporabniki objekta zaznali znatne vibracije. Na sliki 4 so prikazani odzivi v kleti, kjer je vzbujanje temeljev v območju od 5 Hz do 7 Hz, kar sovpada z vzbujanjem železniških tirov na togi podlagi opisanega v poglavju 2.4.



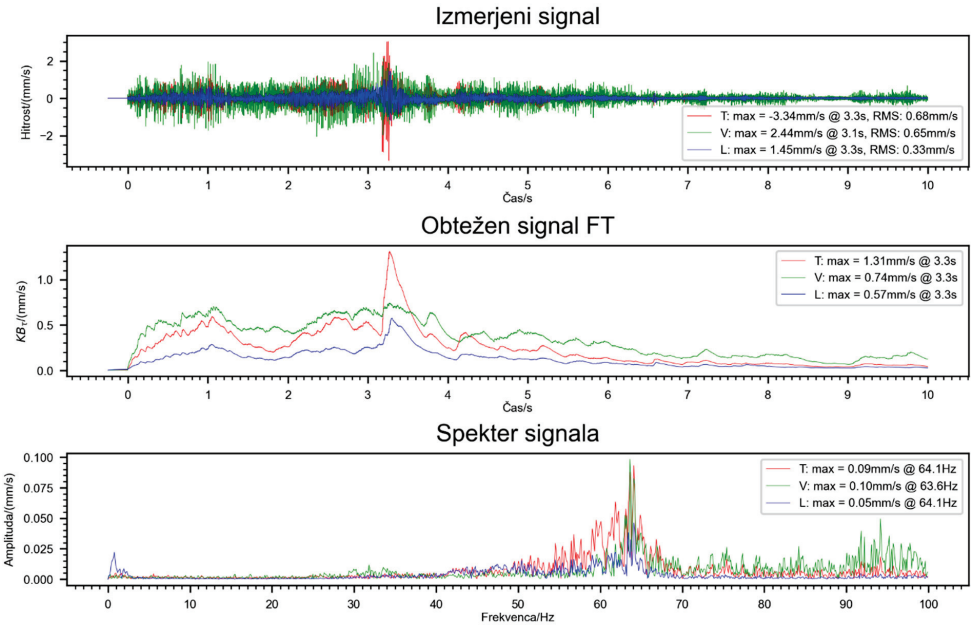

*Slika 4: Izmerjene vibracije v kleti (levo) in v mansardi (desno)*

Prikazane meritve so primerjane z mejnimi vrednostmi iz standarda DIN 4150-3 [3], saj mejne vrednosti za L2 niso presežene. Vsekakor je intenziteto vibracij moč čutiti neposredno ob dogodkih. V praksi se pogosto dogaja, da ljudje vibracije čutijo precej prej in te za uporabnike predstavljajo znak za skrb za varnost objekta. V nadaljevanju je bila izvedena analiza po DIN 4150-2 za vpliv vibracij na ljudi, kjer sta se izračunala faktorja $KB_{Fmax}$ in $KB_{FTr}$. Mejni faktorji stanovanja za dan so $A_u = 0{,}15,\ A_0 = 3, A_r = 0{,}07$ in noč $A_u = 0{,}1,\ A_0 = 0{,}2,\ A_r = 0{,}05$. Izmerjeni faktorji $KB_{Fmax}$ za izbran delovni dan četrtek so prikazani na sliki 5.




*Slika 5: Faktor $KB_{Fmax}$ za mansardo stanovanjskega objekta za delovni dan*

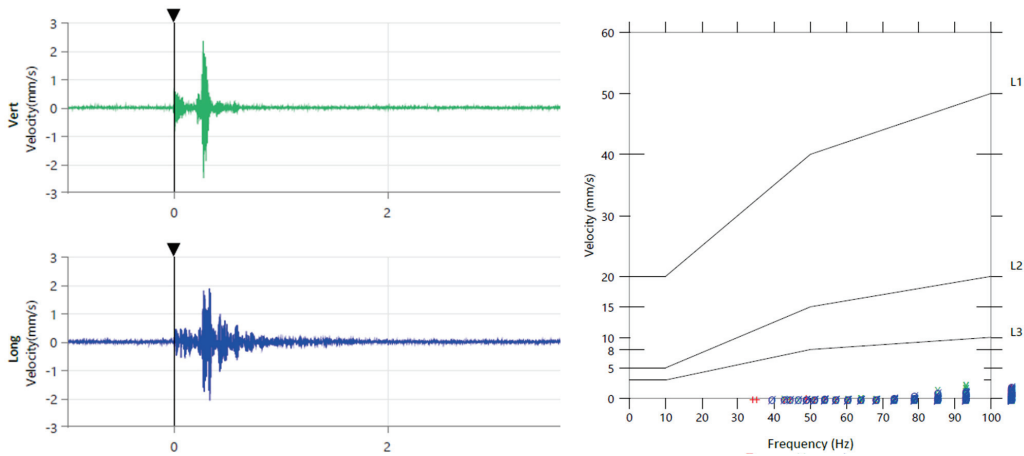
Največja prečna vibracija dneva je bila izmerjena ob 11.09 uri, na sliki 6 so prikazani izmerjeni signali (zgoraj), utežen signal $KB_{Fmax}$ (sredina) in spekter signala (spodaj).




*Slika 6: Izmerjene vibracije (zgoraj), utežen signal z enačbo 4 (sredina) in spekter signala (spodaj)*

## 6.2 Miniranje

V sklopu zunanje kontrole kakovosti na ZAG so bile izvedene meritve vibracij zaradi miniranja predorov T1, T2 in T8 na trasi Divača–Koper. Izvedene so bile v času od septembra 2022 do novembra 2023 na 19 lokacijah v okolici Kozine, istočasno so potekale na petih lokacijah. Merjenje je večinoma potekalo dva tedna, na izbranih lokacijah pa precej dlje, na treh so se meritve namreč izvajale pol leta. Trajanje posameznih meritev je bilo pogojeno s potekom miniranja predorov. Merilne naprave, s katerimi so bile zajete vibracije, so bili geofoni Micromate prikazani na sliki 3.




*Slika 7: Izmerjene časovne komponente vibracij (leva) in frekvenčni odziv (desna)*

V večini primerov miniranje predorov je potekalo pod lokacijami izvajanja meritve, kjer je bila dominantna vertikalna komponenta vibracij. Večinoma pa je bil vir vibracij tudi horizontalno oddaljen od merilnega mesta, zato so bile prisotne tudi horizontalne komponente hitrosti, kot je prikazano na sliki 7. Pri vseh izvedenih meritvah je frekvenca zajemanja enaka 2048 Hz, čas zajemanja meritev je 10 s. Geofoni podatkov ne shranjujejo ves čas, merilno območje se sproži, takrat ko senzor zazna vibracijo, močnejšo od 0,5 mm/s. Iz samih meritev časovnih potekov odziva signalov je težko določiti, ali je ta signal nastal zaradi miniranja ali zaradi drugih virov vibracij. Za izbiro meritev je od naročnika bil pridobljen časovni seznam izvedenih miniranj, na osnovi česar so bile meritve znotraj intervala +/– 30 minut od časa miniranja upoštevane kot dogodek miniranja predora. Obdelava podatkov je potekala na tedenski bazi s ciljem sprotnega spremljanja vpliva vibracij na objekte zaradi miniranja. Rezultati analize so pokazali, da v celotnem času izvedenih meritev ni bila na nobeni lokaciji presežena mejna vrednost vibracij skladno s standardom DIN 4150-3.

## 7. ZAKLJUČEK

V prispevku smo predstavili različne vire vibracij v grajenem okolju ter merjenja in določitve mej s pomočjo standardov DIN 4150. Pri obravnavi vibracij je pomembna klasifikacija tipa vibracije, sledi izbira ustreznih postopkov in dovoljenih predpisanih mej, nato primerjava z mejnimi vrednostmi. Meje so podane tako za konstrukcije kot za vpliv na udobje. Če so predpisane vrednosti presežene, so izmerjene vrednosti neustrezne in niso skladne s predpisanimi mejami. Pogosto je treba za določitve stabilnosti objekta ali njegovih komponent dodatno izvesti še numerične analize. Celovita in strokovno utemeljena obravnava vibracij je ključna za pravočasno prepoznavanje in obvladovanje morebitnih vplivov že v fazi načrtovanja gradbenih del. V praksi se pogosto opaža, da se ta vidik obravnava preveč ozko, brez vključevanja vseh tveganj in možnih scenarijev, kar vodi v reaktivno ukrepanje šele med izvajanjem gradnje. Tak pristop je običajno bolj nepredvidljiv, stresen in pogosto povzroči dodatne stroške, ki bi jih bilo z zgodnjim in celostnim načrtovanjem mogoče preprečiti ali omiliti. Zato investitorje in izvajalce pozivamo, naj že v fazi projektiranja vključijo ustrezne strokovnjake in pripravijo ustrezen program spremljanja, nadzora in obvladovanja vplivov, prilagojen naravi investicije. Iz izkušenj ugotavljamo, da so dejanske poškodbe nosilnih konstrukcij zaradi vibracij razmeroma redek pojav, vendar se lahko pojavijo na občutljivih delih, kot so temelji, stiki ali konstrukcijski detajli starejših objektov, zato jih je treba spremljati z ustreznimi meritvami ali stalnim monitoringom. Veliko pogosteje vibracije vplivajo na nekonstrukcijske elemente, kot so obloge, ometi ali nenosilne stene, ter na ljudi, ki vibracije zaznavajo predvsem skozi nelagodje ali motnje v vsakdanjem bivanju in pri delu. Standard DIN 4150-2 sicer ponuja objektivno podlago za vrednotenje teh vplivov, vendar pri celovitem pristopu ne gre spregledati tudi humanističnega vidika, tj. razumevanja vpliva vibracij na človekovo zaznavanje, udobje in občutek varnosti, ki v končni fazi pomembno prispevajo k trajnostni in družbeno odgovorni gradnji.

## 8. LITERATURA


[1] DIN 4150-1, Structural vibration – Predicting vibration parameters, Deutsche Norm, Junij 2001.

[2] DIN 4150-2, Structural vibration – Human exposure to vibration in buildings, Deutsche Norm, Junij 1999.

[3] DIN 4150-3, Structural vibration – Efects of vibration on structures, Deutsche Norm, Februar 1999

[4] DIN 45669-1, Measurement of vibration immissions - Part 1: Vibration meters - Requirements and tests, Junij 2020

[5] DIN 45669-2, Measurement of vibration immission - Part 2: Measuring method, Februar 2025.

Maks ALIČ[1], Robert KLINC[2], Andy SHAW[3], Tina MAROLT ČEBAŠEK[4]

# UPORABA ELEKTROMAGNETNEGA VALOVANJA ZA KONTROLO KVALITETE IZVEDBE TUNELSKIH SEGMENTOV

**Povzetek**

Injektiranje kavitacij med tunelskimi segmenti in matično podlago je ključnega pomena pri gradnji predorov s tehnologijo tunelskega vrtalnika (ang. Tunnel Boring Machine, TBM). Na tak način zagotavljamo ustrezen stik med oblogo in podlago ter zagotavljamo stabilnost obročnih tunelskih segmentov. Nadzor izvedbe injektiranja pogosto še vedno temelji na uporabi kontrolnih vrtin. V prispevku je prikazana nova metoda za nadzor kakovosti izvedbe injektiranja pri gradnji tunelov s pomočjo tunelskega vrtalnika, ki temelji na uporabi mikrovalov. Cilj metode je zaznavanje kavitacij, napolnjenih z vodo ali zrakom, na stiku med tunelskimi segmenti in matično podlago. V okviru raziskave smo izvedli laboratorijske preizkuse na pomanjšanih modelih tunelskih segmentov ter primerjali meritve senzorjev pri pravilni in nepravilni izvedbi injektiranja. Predstavljena metoda bi lahko omogočila učinkovitejši nadzor kakovosti izvedbe z zmanjšanjem potrebe po vrtanju kontrolnih vrtin. Zaznavanje napak v zgodnji fazi gradnje omogoča hitrejše, enostavnejše in cenejše ukrepanje.

**Ključne besede**: TBM tehnologija, injekcijska masa, senzor z dvojnim obročnim resonatorjem, elektromagnetni valovi, nedestruktivne metode

## Use of electromagnetic waves for quality control of tunnel segments

**Summary**

Injection of voids between tunnel segments and the surrounding ground by grouting is critical in TBM-driven tunnel construction because it ensures adequate contact between the lining and the substratum and thus the stability of the tunnel segment rings. Execution control of grouting still frequently relies on inspection boreholes. This paper presents a novel microwave-based method for quality control of grouting operations in TBM tunnels. The method is intended to detect cavities filled with water or air at the interface between tunnel segments and the substratum. Laboratory tests were conducted on scale models of tunnel segments, and sensor measurements were compared between correctly and incorrectly executed grouting. The proposed technique could enable more effective quality assurance by reducing the need for drilling inspection boreholes. Early detection of defects during construction facilitates faster, simpler, and less costly remedial action.

**Key words:** tunnel boring machine, grout mass, double ring resonator sensor, electromagnetic waves, non-destructive tests

## 1. UVOD

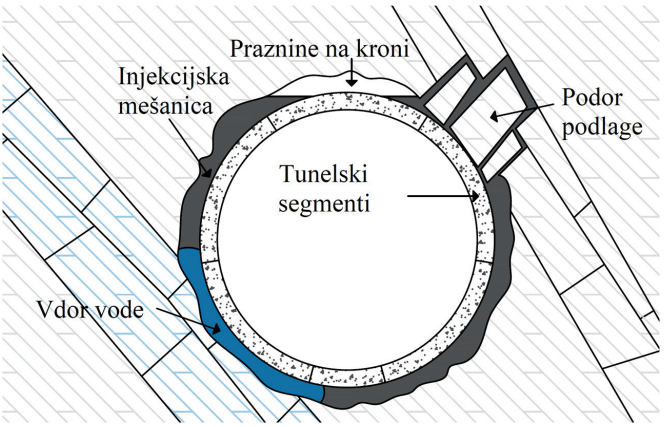
Čeprav potencial uporabe podzemnega prostora ni neznan in postaja čedalje bolj prepoznan, ostaja še vedno neizkoriščen. Eden od načinov njegovega učinkovitejšega izkoriščanja je prenos infrastrukture v podzemne tunele. Pogost način izkopa tunelov je z uporabo naprav za strojno vrtanje predorov (Tunnel Boring Machine – TBM).

Vlada Združenega kraljestva je v okviru Urada za znanost leta 2024 objavila poročilo o prihodnosti tunelogradnje, v katerem je predstavila osem ključnih priložnosti za implementacijo sodobnih tehnologij: standardizacija, projektiranje in izvedba na podlagi podatkov, tehnologija izkopa,

[1] dipl. inž. grad. (UN), Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, maks.alic@fgg.uni-lj.si
[2] doc. dr., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, robert.klinc@fgg.uni-lj.si
[3] phD/Professor, Liverpool John Moores University, School of Civil Engineering and Built Environment, A.Shaw@ljmu.ac.uk
[4] dr./Senior Lecturer, Liverpool John Moores University, School of Civil Engineering and Built Environment, T.MaroltCebasek@ljmu.ac.uk

gradbeni materiali, energija, operativne potrebe, souporaba/ponovna uporaba tunelov in tunelske opreme. Poseben poudarek je bil namenjen uporabi tehnologije BIM in digitalnih dvojčkov, pa tudi razvoju naprav TBM, vodenih z umetno inteligenco [1]. Končni cilj raziskovalne skupnosti na tem področju je popolna avtomatizacija procesa gradnje predorov, kar pa zahteva dostopnost velike količine kakovostnih podatkov [2] .

Del teh podatkov se pridobiva v okviru kontrole kakovosti izvedbe, ki je pri gradnji tunelov ključna za zagotavljanje konstrukcijske celovitosti in trajnosti. Pri tehnologiji gradnje s pomočjo TBM je še posebej pomembna kakovost zapolnitve prostora med prefabricirani tunelskimi segmenti in okoliško podlago, saj mora biti stik v celoti zapolnjen (slika 1). Nepravilnosti se lahko pojavijo zaradi različnih razlogov, med katerimi najdemo nezadostno količino injekcijske mešanice (praznine na kroni), podor okoliške podlage (večja poraba injekcijske mešanice – praznina na kroni), vdor vode v stik [3] ipd.




*Slika 1: Prikaz napak v izvedbi zapolnitve prostora med tunelskimi segmenti in matično podlago.*

Tradicionalna metoda za kontrolo zapolnitve vključuje vrtanje kontrolnih vrtin. Ta metoda je časovno potratna in z njo ne moremo preveriti celotnega obsega stika, temveč izvajamo le točkovne kontrole. Pretekle raziskave so pokazale, da so za namen kontrole kakovosti ustrezne tudi nedestruktivne metode, kot sta metoda udarec-odmev [4], [5] ter uporaba georadarja [3], [6], [7]. Obe metodi je možno tudi avtomatizirati. Pri metodi udarec-odmev se običajno uporabi ročna kladiva, kar je lahko problematično iz vidika ponovljivosti rezultatov, raziskana pa je bila tudi uporaba solenoidnih kladiv, ki omogočajo avtomatizacijo procesa [5].

Na Univerzi Liverpool John Moores so nedavno razvili novo vrsto senzorja z dvojnim obročnim resonatorjem, ki predstavlja cenejšo alternativo običajnemu georadarju, hkrati pa deluje v višjem frekvenčnem spektru. V članku so predstavljeni preliminarni rezultati preiskav na modelnih tunelskih segmentih z uporabo novo razvitega senzorja.

## 2. METODOLOGIJA

### 2.1 Cilji raziskave

Cilj raziskave je bil preveriti možnost uporabe elektromagnetnih senzorjev, razvitih na Univerzi Liverpool John Moores, ki delujejo v frekvenčnem območju med 1 in 4 GHz, pri kontroli uporabe tunelskih segmentov. Zanimalo nas je:

- Ali lahko s primerjavo absolutnih vrednosti povratnega signala ugotovimo, če je injektiranje za segmentom izvedeno pravilno?
- Ali lahko s primerjavo relativnih vrednosti povratnega signala ugotovimo, če je injektiranje za segmentom izvedeno pravilno?

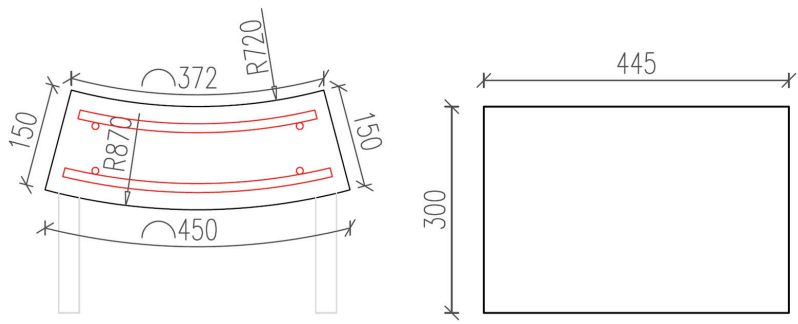
## 2.2 Uporabljeni senzorji

Uporabili smo senzorje, ki so narejeni na tiskanem vezju (PCB) z dvojnim obročnim resonatorjem, ki deluje v frekvenčnem območju 1 do 4 GHz z več resonancami znotraj območja in ojačanjem 6 dBi, kar omogoča, da signal prodre skozi beton. Proizvajalci senzorja so predpostavljali nizko vsebnost vlage v betonu.

Senzor je bil priključen na vektorski analizator (VNA) Rohde in Schwarz ZNLE6, pri čemer smo uporabili izhodno moč 0 dBm. Relativna sprememba v elektromagnetnem spektru od meritvene točke do meritvene točke je posledica sprememb v dielektričnih lastnosti betonskega segmenta.

## 2.3 Tunelski segment

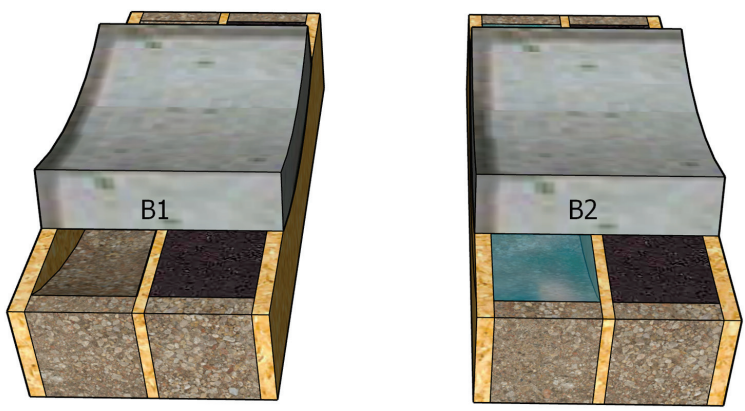
Za izvedbo eksperimenta smo pripravili dva pomanjšana modela tunelskih segmentov, izdelana iz betona trdnostnega razreda C30/37. Segmenta sta bila v vzdolžni smeri na zgornji in spodnji strani armirana z dvema armaturnima palicama premera 13 mm, v prečni smeri pa z dvema palicama premera 10 mm (slika 2).




*Slika 2: Shematski prikaz preizkušanca*

Tunelska segmenta sta bila umeščena v posebne prekate, ki so bili delno zapolnjeni z zemljino (slika 3). Med betonskim segmentom in zemljino smo pustili približno 5 cm visok prostor, ki je bil predviden za zapolnitev s cementno injekcijsko mešanico. Vsak segment je bil nato razdeljen na dve polovici: v eni polovici je bilo injektiranje izvedeno pravilno, v drugi pa je bila načrtno ustvarjena nepravilnost.

- Pri prvem segmentu (B1) je bila nepravilnost izvedena kot nezapolnjen prostor.
- Pri drugem segmentu (B2) je bila nepravilnost izvedena kot prostor, zapolnjen z vodo.




*Slika 3: Prikaz segmentov obeh preizkušancev v prekatih*

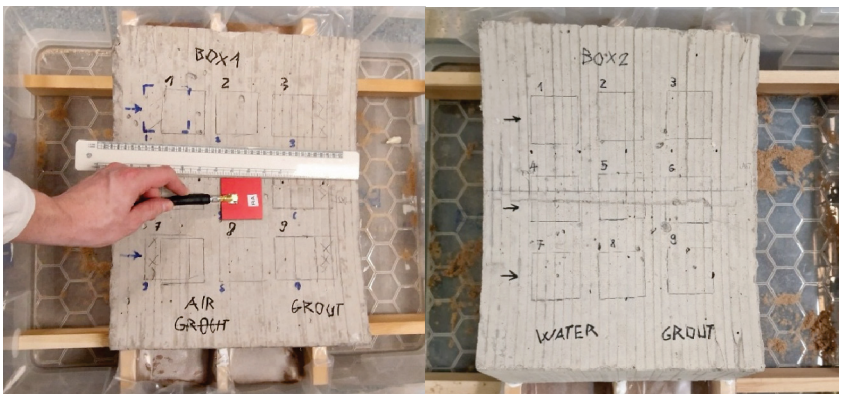
## 2.4 Meritve

Meritve so bile izvedene tako, da smo senzor prislonili na površino preizkušanca. Vektorski analizator mrež ZNLE6 je prek senzorja pregledal 6000 različnih frekvenc v območju med 2 in 5 GHz in meril povratni kompleksni signal. Na vseh grafikonih prikazujemo skalarno magnitudo.

Meritve so potekale po dveh shemah postavitve senzorja (slika 4):

1. točkovni mreži 3x3,
2. zvezni meritveni liniji po sredini segmenta (6 položajev senzorja).

Pred injektiranjem je bila opravljena referenčna meritev. V naslednji fazi je bil prostor med betonskim segmentom in okoliško podlago zapolnjen z injekcijsko mešanico BETEC 110. Nadaljnje meritve so bile izvedene po 1 uri, 2 urah, 1 dnevu, 2 dneh in 7 dneh na obeh preizkušancih.




*Slika 4: Prikaz preizkušancev*

## 3. REZULTATI IN DISKUSIJA

Na osnovi izvedenih meritev je bil analiziran odnos med magnitudo povratnega signala in oddanim frekvenčnim spektrom. Analiza je bila izvedena na celotnem merilnem območju (2 – 5 GHz) ter posebej na ožjem frekvenčnem pasu med 2,25 in 2,75 GHz. Rezultati, prikazani na slikah 5 in 6, se nanašajo na meritve, opravljene v mrežni shemi 3x3.

Za oceno vpliva injektiranja je bila izvedena relativna primerjava z referenčno meritvijo, ki je bila opravljena pred izvedbo injektiranja. Vse kasnejše meritve so bile normalizirane na to referenco. Rezultati so predstavljeni na toplotnih kartah, kjer:

- barvna lestvica označuje delež ujemanja z referenco,
- horizontalna os prikazuje razdaljo od levega roba segmenta (preizkušanca),
- vertikalna os prikazuje oddano frekvenco znotraj analiziranega pasu (2,25 – 2,75 GHz).

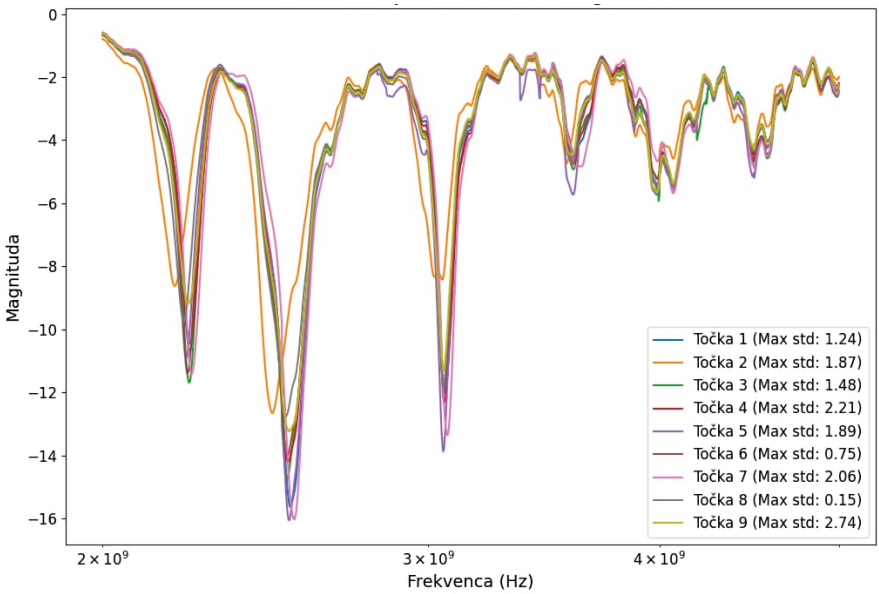
Na slikah 7, 8 in 9 so prikazani primerjalni rezultati za različne preizkušance in časovne intervale:

- V prvem stolpcu so prikazani rezultati za vzorec B1, pri katerih je bil levi prekat zapolnjen z zrakom (praznina), desni pa z injekcijsko maso.
- V drugem stolpcu so prikazani rezultati za vzorec B2, pri katerih je bil levi prekat zapolnjen z vodo, desni pa z injekcijsko maso.

Razporeditev po vrsticah ponazarja časovni potek meritev:

- prva vrstica – stanje po 2 urah,
- druga vrstica – stanje po 2 dneh,
- tretja vrstica – stanje 7 dneh.

### 3.1 Primerjava celotnih rezultatov




*Slika 5: Magnituda proti oddanim frekvencam*

Ker je bil obseg pridobljenih podatkov zelo velik, je bila najprej izvedena analiza celotnega frekvenčnega območja med 2 in 5 GHz. Na podlagi teh rezultatov smo se odločili, da bomo izvedli podrobnejšo analizo v območju med 2,5 in 2,75 GHz. V tem pasu se namreč pojavlja »špica« na dnu spektralnega grafa. V tej špici prihaja do razlik med posameznimi merilnimi točkami. Na 6 je prikazan primer izbranega ožjega območja. Na vsaki merilni točki smo izvedli 5 meritev ter dobljene rezultate povprečili. Za oceno ponovljivosti je bila za vsako točko za vse frekvence izračunana standardna deviacija magnitude. Kot reprezentativna vrednost je bila zabeležena največja standardna deviacija na posamezni točki.

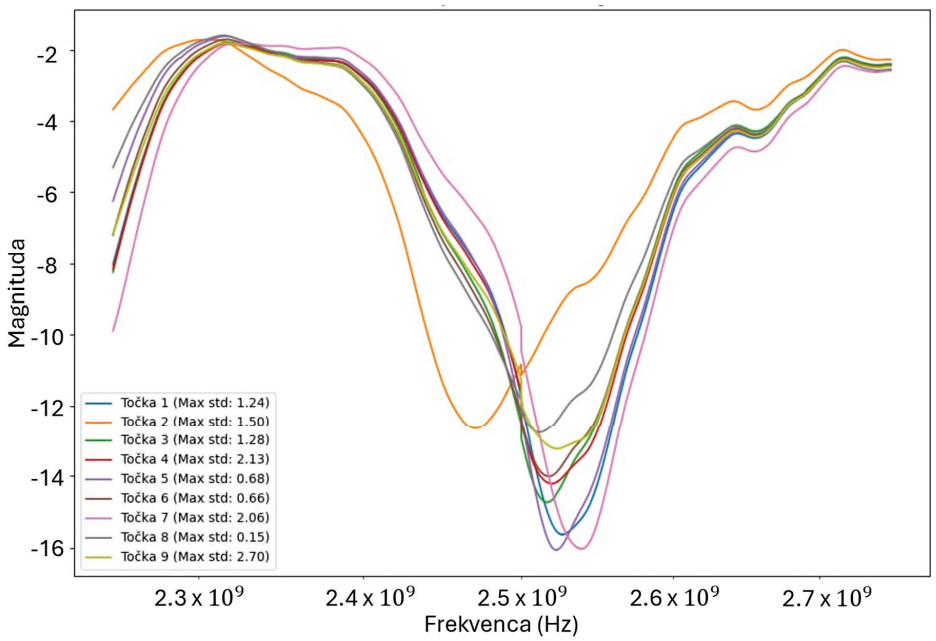
Posamezne točke iz mreže 3x3 so bile označene z različnimi barvami. Iz grafa je razvidno, da imajo magnitude točk 1,4 in 7 v višjem delu frekvenčnega spektra praviloma nižje vrednosti v primerjavi s točkami 3, 6, in 9. Poleg tega so krivulje meritev za točke 1,4 in 7 pomaknjene nekoliko nižje in proti desni v primerjavi s krivuljami za točke 3, 6 in 9. Na osnovi tega lahko sklepamo, da se energija elektromagnetnih valov znotraj injekcijske mase delno absorbira oziroma razpriši, kar se kaže kot absolutna razlika med različnimi materiali.

Kljub temu se ugotovljeni trendi niso pokazali kot ponovljivo značilni za oba preizkušanca (B1 in B2) ter za vse časovne intervale meritev. Absolutna primerjava vrednosti magnitud se torej izkazuje kot nezadosten kazalnik za zanesljivo identifikacijo materiala pod tunelskim segmentom.

### 3.2 Toplotne karte

Pri grafični obdelavi rezultatov so bile meritve razdeljene v šest pasov, vsak s širino 5 cm. Pasova 5-10 cm in 20-25 cm ustrezata sredini polovic prekatov, kjer se je nahajala bodisi praznina bodisi injekcijska masa. Ti območji sta zato najbolj relevantni za opazovanje odziva elektromagnetnih valov na različne materiale. Robna pasova (0-5 cm in 25-30 cm) sta izpostavljena motnjam zaradi odboja elektromagnetnih valov od robov betonskega vzorca. Dodatna interferenca je bila možna tudi v pasovih 10-15 cm in 15-20 cm, kjer je bila nameščena ločilna deska med injekcijsko maso in praznino, zapolnjeno z zrakom oziroma vodo. Zaradi majhne velikosti modela tunelskega segmenta so bili odboji možni tudi v osrednjih pasovih, vendar ocenjujemo, da je tam vpliv robov manj izrazit.

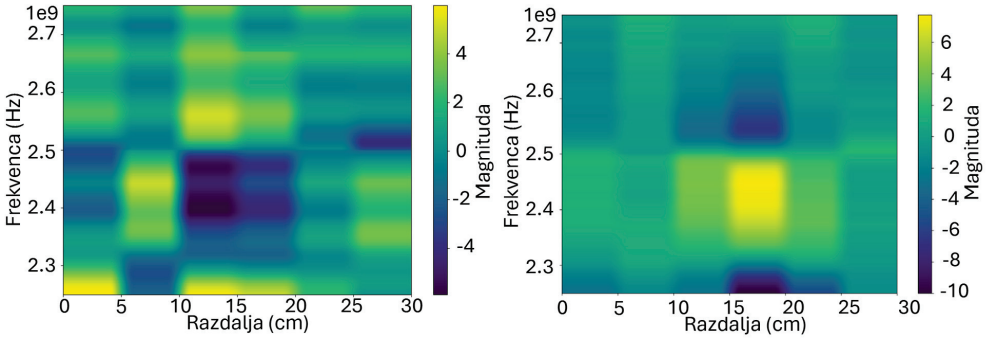
Pri vzorcu B1je bilo mogoče opaziti konsistenten trend obnašanja skozi vsa starostna obdobja preizkušanca. Segment B1, z izjemo vsebnosti vode v injekcijski masi, ni bil dodatno navlažen, zato lahko privzamemo, da je bil znotraj predvidenih robnih pogojev senzorja. Najbolj izrazite značilnosti so bile zaznane v frekvenčnem območju med 2,25 in 2,5 GHz. Ko je bil senzor pritisnjen nad praznino z zrakom (pas 5-10 cm), so bile razlike glede na referenco najizrazitejše: v območju 2,32-2,5 GHz so se pojavila pozitivna odstopanja, v območju 2,25-2,32 GHz pa negativna. Skozi čas so se te razlike zmanjševale, vendar je njihov trend ostal stabilen, kar se kaže kot zmanjšanje intenzitet svetlih in temnih con na toplotnih kartah. Rezultati v pasu 20-25 cm (injekcijska masa) so bolj uniformni, hkrati pa se vseeno pojavijo manjše variacije, valovi, v rezultatih, ki bi lahko kazali na prisotnost injekcijske mase. Valovi so s starostjo vzorca postali manj izraziti.



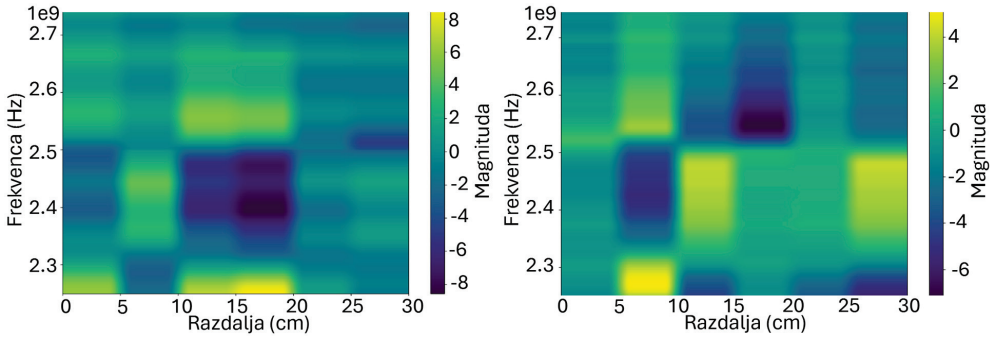

*Slika 6: Magnituda proti oddanim frekvencam ožje območje*

Pri vzorcu B2 so rezultati pokazali bistveno večjo variabilnost md različnimi časovnimi obdobji. Do razlik je najverjetneje prišlo zaradi sprememb v vsebnosti vlage znotraj vzorca. Pri pasu, zapolnjenim z vodo, razlike med referenčno meritvijo in stanjem po 2 urah ter 7 dneh niso bile izrazite, medtem ko so bile po 2 dneh razlike dobro vidne. Ker te razlike niso bile vidne pri vseh meritvah, obstaja možnost, da gre delno tudi za posledico merilnih napak. Merilne napake smo sicer skušali zmanjšati s trikratnim ponavljanjem meritev. Zanimiv je pas 10-15 cm, v katerem je sicer možen večji vpliv odbojev od lesene deske, vendar se ob podrobnem pregledu kaže trend večjih razlik v območju med 2,25 in 2,5 GHz.

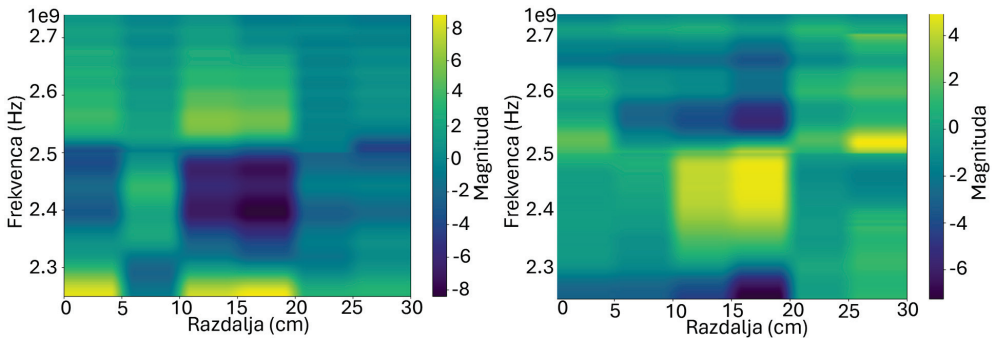
Primerjava preizkušancev B1 in B2 je pokazala, da v pasovih 20-25 cm, kjer sta bila materiala identična (injekcijska masa), rezultati niso bili povsem enaki. V obeh primerih se sicer vidi uniformnost rezultatov. Ta uniformnost ni povsem smiselna, saj bi jo bolj pričakovali v pasu 5-10 cm v preizkušancu B1, saj je bil ta pas v resnici enak kot referenca. Odstopanja v vzorcu B2 bi lahko razložili s spremembami vlažnosti in ne z različnimi materiali. Zanimiva je primerjava v frekvenčnem območju med 2,5 in 2,75 GHz v pasu 10-20 cm, kjer pri vzorcu B1 opazimo pozitivne, pri vzorcu B2 pa negativne razlike. To dodatno potrjuje občutljivost senzorja na spremembe v vsebnosti vlage, kar je skladno z dosedanjimi raziskavami o uporabi tovrstnih senzorjev na področju zaznavanja efektivnosti pršenja notranjih prostorov s komarjevim insekticidom [8].




*Slika 7: Rezultati relativne primerjave magnitud meritev po 2 urah B1 (levo) in B2 (desno)*




*Slika 8: Rezultati relativne primerjave magnitud meritev po 2 dneh B1 (levo) in B2 (desno)*




*Slika 9: Rezultati relativne primerjave magnitud meritev po 7 dneh B1 (levo) in B2 (desno)*

## 4. ZAKLJUČEK

Nedestruktivne metode predstavljajo pomemben potencial za učinkovitejšo in hitrejšo kontrolo kakovosti pri gradnji tunelov. Njihova uporaba ne omogoča zgolj sprotnega preverjanja izvedbe, temveč tudi vzpostavitev digitalnih dvojčkov, kar predstavlja korak k digitalizaciji in avtomatizaciji procesa gradnje. Za uspešno vpeljavo v prakso pa je vsako novo metodo treba podrobno raziskati in preizkusiti v različnih pogojih delovanja.

V okviru predstavljene raziskave s senzorji, razvitimi na Univerzi Liverpool John Moores, smo pokazali konsistentno učinkovitost pri zaznavanju prisotnosti zraka pod tunelskimi segmenti. Ocenjevanje prisotnosti vode v prazninah pod segmenti žal ni bilo konsistentno, kar kaže na določene omejitve razvite tehnologije. Rezultati so pokazali občutljivost senzorjev na spremembe vlažnosti

materiala, kar potrjuje njihovo uporabnost na tem področju.

Raziskava ima metodološke omejitve: uporabljeni modeli tunelskih segmentov so bili manjših dimenzij, kar je lahko povzročilo dodatne odboje elektromagnetnih valov od robov vzorcev. Prav tako je bil analiziran omejen nabor preizkušancev, kar ne omogoča takojšnjega neposrednega prenosa rezultatov v prakso. Za nadaljnje preiskave se zato predlaga izvedba meritev na večjem številu in različnih tipih tunelskih segmentov, zmanjšanje robnih vplivov z uporabo večjih testnih preizkušancev ter razvoj naprednejših metod obdelave signalov.

## 5. ZAHVALA

Zahvaljujemo se zaposlenim na Univerzi Liverpool John Moores za omogočanje preiskave in pomoč pri izvedbi.

Raziskavo je omogočil Javni štipendijski, razvojni, invalidski in preživninski sklad Republike Slovenije v okviru 367. javnega razpisa za Sofinanciranje gostovanj slovenskih strokovnjakov iz tujine na slovenskih visokošolskih oziroma znanstvenih obiskov študentov v tujini ter Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije v okviru raziskovalnega programa E-Gradbeništvo (P2-0210).

## 6. LITERATURA

[1] ‘Future of tunnelling: high level review of emerging technologies (annex)’, Government Office for Science, Sept. 2024. Accessed: Oct. 01, 2025. [Online]. Available: https://www.gov.uk/government/publications/future-of-the-subsurface-report/future-of-tunnelling-high-level-review-of-emerging-technologies-annex

[2] T. Marcher, G. Erharter, and P. Unterlass, ‘Capabilities and Challenges Using Machine Learning in Tunnelling’, in *Theory and Practice of Tunnel Engineering*, H. Tosun, Ed., IntechOpen, 2022. doi: 10.5772/intechopen.97695.

[3] B. Kravitz, M. Mooney, J. Karlovsek, I. Danielson, and A. Hedayat, ‘Void detection in two-component annulus grout behind a pre-cast segmental tunnel liner using Ground Penetrating Radar’, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, vol. 83, pp. 381–392, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.tust.2018.09.032.

[4] D. G. Aggelis, T. Shiotani, and K. Kasai, ‘Evaluation of grouting in tunnel lining using impact-echo’, *Tunn. Undergr. Space Technol.*, vol. 23, no. 6, pp. 629–637, Nov. 2008, doi: 10.1016/j.tust.2007.12.001.

[5] W. Sung, K.-I. Song, K.-Y. Kim, and H.-H. Ryu, ‘Development of Grouting Quality Evaluation System for a Shield TBM Tunnel Using the Impact-Echo Method’, *KSCE J. Civ. Eng.*, vol. 28, no. 11, pp. 5335–5345, 2024, doi: 10.1007/s12205-024-0128-2.

[6] A. Lalague and I. Hoff, ‘Determination of space behind pre-cast concrete elements in tunnels using GPR’, in *Proceedings of the XIII Internarional Conference on Ground Penetrating Radar*, Lecce: IEEE, June 2010, pp. 1–5. doi: 10.1109/ICGPR.2010.5550195.

[7] C. Mondragon Enguidanos, A. Verdu Vazquez, T. Gil Lopez, J. Hernandez Alvarez, J. Gomez Hoyos, and L. Mendez Lanza, ‘NEW NON-DESTRUCTIVE INSPECTION METHOD WITH GROUND PENETRATING RADAR TO EVALUATE THE SUITABILITY OF THE BACKFILLING GROUTING INJECTION IN TUNNEL BORING MACHINES’, *DYNA*, vol. 98, no. 4, pp. 420–425, July 2023, doi: 10.6036/10822.

[8] P. Kot *et al.*, ‘Novel Microwave Sensor for Quality Assurance of Indoor Residual Spraying’, *IEEE Sens. Lett.*, vol. 9, no. 9, pp. 1–4, Sept. 2025, doi: 10.1109/LSENS.2025.3599278.

Nemanja KRTINIĆ[1], Matija GAMS[2], Marko MARINKOVIĆ[3]

# RAZISKAVA VPLIVA BISTVENIH PARAMETROV NA POTRESNI ODZIV POVEZANEGA ZIDOVJA

**Povzetek**

Predstavljena je študija potresnega odziva povezanega zidovja (PZ) iz opečnih votlakov in poliuretanskega (PU) lepila. Študija temelji na poenostavljenem 3D mikro modelu v programu Abaqus, ki je validiran s tlačno strižnimi testi v naravni velikosti. Raziskan je vpliv velikosti armiranobetonske (AB) navpične vezi, količine vzdolžne in strižne armature v navpičnih AB vezeh, vpliv stika med navpičnimi vezmi in zidovjem (raven ali nazobčan) in vpliv tlačne trdnosti zidovja na potresni odziv zidovja. Rezultati kažejo, da imajo vezi, predvsem pa njihove dimenzije, največji vpliv na potresno odpornost povezanega zidovja. Z ustreznimi detajli gradnje pa lahko pomembno zmanjšamo tveganje strižne porušitve v navpičnih vezeh. Rezultati kažejo na potrebo po ustreznem dimenzioniranju AB navpičnih vezi in po nadaljnjih eksperimentalnih raziskavah za dodatno validacijo ugotovitev.

**Ključne besede**: povezano zidovje, navpična vez, seizmični odziv, mikro-modeliranje

# Investigation of the Influence of Key Parameters on the Seismic Response of Confined Masonry Walls

**Summary**

This paper presents an analysis of the seismic response of confined masonry (CM) constructed from hollow clay blocks and polyurethane (PU) adhesive. The study is based on a simplified 3D micro-model developed in Abaqus software, validated through full-scale shear–compression tests. The influence of reinforced concrete (RC) tie-column dimensions, the amount of longitudinal and transverse reinforcement, the type of interface between tie-columns and masonry wall (flat or toothed), and the compressive strength of the masonry on the overall seismic response were investigated. The results indicate that the tie-columns, particularly their dimensions, have the most significant influence on the seismic resistance of CM. With appropriate construction detailing, the risk of shear failure in tie-columns can be considerably reduced. The findings emphasize the importance of proper design of RC tie-columns and the need for further experimental investigations to confirm and validate these conclusions.

**Key words:** confined masonry, tie-column, seismic response, micro-modelling

## 1. UVOD

V zadnjih dveh desetletjih so se v evropskem zidarstvu zgodile pomembne tehnološke spremembe, katerih cilj je bil izboljšati energetsko učinkovitost stavb ter bivalno udobje stanovalcev. K temu je prispeval razvoj sodobnih zidakov z izboljšanimi toplotnimi karakteristikami in zmanjšano toplotno prevodnostjo, zaradi česar je zmanjšana potreba po energiji za ogrevanje in hlajenje. To je bilo doseženo z uporabo večjih votlin, ki omogočajo vgradnjo toplotne izolacije. Ena izmed pomembnejših inovacij je tudi uporaba PU lepila namesto tradicionalne malte za gradnjo zidovja, kar omogoča izvedbo stikov z zanemarljivo debelino in s tem še dodatno zmanjšanje toplotnih izgub. Omenjena tehnologija, ki ima ustrezna soglasja za uporabo na trgu, omogoča hitrejšo gradnjo od

[1] doktorski študent, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Slovenija, nkrtinic@fgg.uni-lj.si
[2] izr. prof. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Slovenija, mgams@fgg.uni-lj.si
[3] doc. Univerza v Beogradu, Fakulteta za gradbeništvo, Beograd, Srbija, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs

klasične, pri čemer se PU lepilo običajno nanaša le v naležne regah, čelne rege pa ostanejo nezapolnjene.

Omenjena tehnologija se pogosto uporablja na potresno ogroženih območjih, kot npr. v Sloveniji in širše po jugovzhodni Evropi, kjer pa se zidovje zaradi boljšega potresnega odziva gradi v tehnologiji povezanega zidovja (PZ) z armiranobetonskimi (AB) navpičnimi in vodoravnimi vezi. Ker je bila uporaba PU lepila ter zidakov z velikim deležem votlin v nosilnih zidovih razmeroma nova tehnologija, so se ob njenem pojavu na trg pojavili dvomi glede potresnega odziva takšnega zidovja. Zato so bile izvedene eksperimentalne raziskave zidov pri ciklični vodoravni in konstantni tlačni obremenitvi [1] ter preiskava trietažne stavbe v naravnem merilu [2]. Rezultati so pokazali, da pri teh konstrukcijah pride do strižne porušitve navpičnih vezi kljub razmeroma velikim dimenzijam (25 x 25 cm) in ustreznemu armiranju (1 % vzdolžne armature in stremen Φ8/20 cm).

Glavna motivacija te študije je bila zato ugotoviti, zakaj prihaja do take porušitve in kako zidovje izboljšati, da bi vezi odpovedale v upogibu namesto v strigu. Prve poskuse v tej smeri so izvedli Crisafulli in sod. [3], ki so eksperimentalno pokazali, da se potresni odziv PZ lahko bistveno izboljša z ustreznim dimenzioniranjem in ojačanjem vezi v vogalih, s čimer se učinkovito prepreči (krhka) strižna porušitev. Nadaljnje raziskave so pokazale, da se prehod iz strižne v upogibno porušitev zidnih vezi lahko doseže tudi z ustrezno izbiro armature. Varela-Rivera in sod. [4] so z zmanjšanjem količine vzdolžne armature dosegli pretežno upogibno obnašanje zidovja, pri čemer pa so uporabili le eno vzdolžno palico.

V literaturi ni enotnega mnenja glede vpliva posameznih parametrov, kot so količina vzdolžne in strižne armature v vezeh, dimenzije vezi, tlačna trdnost zidovja ali oblika stika med zidom in vezjo, na potresni odziv PZ. Več avtorjev [5,6] navaja, da imajo dimenzije vezi pomemben vpliv na potresni odziv, saj lahko premočne oziroma t. i. predimenzionirane vezi pokvarijo sodelovanje med zidom in vezjo, kar je razvidno iz navpičnih razpok na stiku, ki jih v običajnem PZ ni. San Bartolomé in sod. [5] so ta pojav opazili med eksperimenti in ga »oversized tie-columns«, medtem ko so Meli in sod. [6] ugotovili, da v takih primerih odziv PZ postane podoben obnašanju AB okvirjev z zidanim polnilom.

V tej študiji je predstavljen razvoj poenostavljenega 3D mikro-modela v programu Abaqus [7], ki je bil validiran s primerjavo odziva med tlačno-strižnimi preizkusi v naravni velikosti. Na podlagi validiranega modela so bile izvedene parametrične analize, s katerimi je bil ocenjen vpliv bistvenih parametrov na potresni odziv ter mehanizme porušitve. Cilj raziskave je določiti parametre, ki najbolj vplivajo na potresno odpornost PZ, ter pokazati, kako lahko z ustreznimi konstrukcijskimi detajli zmanjšamo tveganje za strižno porušitev in dosežemo bolj duktilen odziv zidovja.

## 2. MATERIALI IN PREIZKUŠANCI

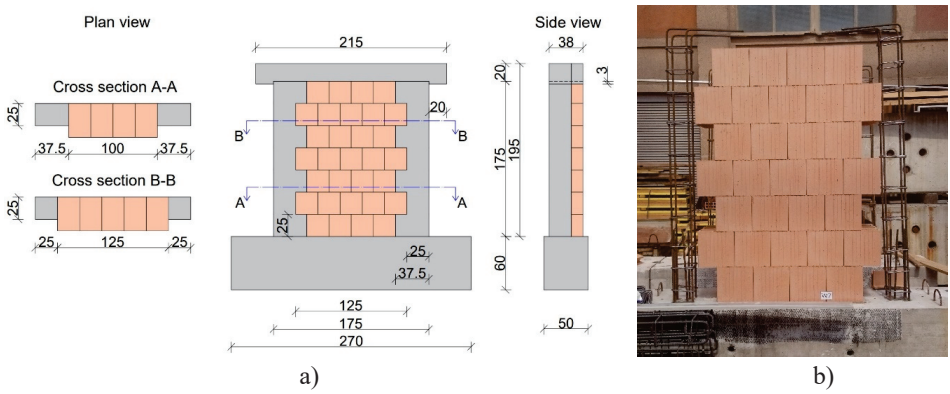
V raziskavi so bili uporabljeni vertikalno perforirani zidaki (dolžina/višina/debelina = 250/249/380 mm), namenjeni gradnji toplotno učinkovitih nosilnih zidov. Mehanske lastnosti teh zidakov so bile predhodno preizkušene in opisane v študiji Gamsa in sod. [1].

V laboratoriju ZAG sta bila v okviru prejšnjih raziskav [1] preizkušena dva enaka preizkušanca, zgrajena v tehnologiji PZ (označena kot W7 in W8), dolžine 175 cm, višine 195 cm in debeline 38 cm (slika 1a). Navpične vezi so imele dimenzije 25 x 25 cm in so bile armirane s štirimi palicami Ø14 mm (delež armiranja ≈ 1 %), kar ustreza zahtevam Evrokoda 8 [8]. Stremena premera Ø8 mm so bila razporejena na razdalji približno 20 cm (slika 1b). Posebnost zidov je, da navpične vezi ne prekrivajo celotne debeline zidu. Poravnane so z namreč le z eno ploskvijo zidu, na drugi strani pa so zamaknjene za 13 cm. Na vrhu zidu je bila skupaj z vezmi izvedena tudi AB horizontalna vez, ki je služila za prenos tlačne obtežbe.

Zidova sta bila preizkušena v cikličnem strižnem testu pri konstantni tlačni napetosti 0,63 MPa glede na celotno površino zidu in s preprečenimi rotacijami na vrhu zidu. Vodoravna obtežba je bila

nanesena v obliki predpisanih cikličnih pomikov v obe smeri (potiskanje in vlečenje), pri čemer je bil vsak pomik ponovljen trikrat, skladno z običajnim postopkom potresnega obremenjevanja [9]. Amplituda pomikov se je postopno povečevala do skorajšnje porušitve.

Odziv med testi je bil pričakovan, saj je v zidu prevladoval strižni mehanizem. Kljub temu pa so bile poškodbe na stiku med zidovjem in navpičnimi vezmi nepričakovane. Plast zidovja, ki ni bila popolnoma ujeta med vezi, je bila močno poškodovana že pri stanju največje odpornosti (pri zasuku 0,5 %), pri zasuku 1,3 % pa se je že v celoti odluščila od preostalega dela zidu. Podroben opis preizkuševališča, ter tudi rezultatov eksperimenta je podan v [1].




*Slika 1: a) Geometrija zidov (vse dimenzije so v cm); b) armatura zidnih vezi [1].*

## 3. NUMERIČNO MODELIRANJE IN SIMULACIJA ODZIVA

Numerične simulacije smo izvedli s poenostavljenim mikro-modelom iz končnih elementov v programu Abaqus/Explicit [7]. Model je bil izdelan tako, da so bile upoštevane dejanske geometrijske in materialne značilnosti preizkušancev, opisane v poglavju 2, in da bi lahko simulirali poškodbe zidovja (ang. *shear-off effect*) na stiku z navpičnimi vezmi. Čeprav so bili zidaki v eksperimentih votli, smo jih modelirali kot polne elementi, pri čemer je bil vpliv lukenj upoštevan z ustrezno prilagoditvijo materialnih lastnosti (vključno z materialnim modelom zidakov) po priporočilih iz literature [10]. Vertikalna obtežba je bila enaka kot v eksperimentih, vodoravna pa je bila nanesena monotono (»pushover«) namesto ciklično. Po uspešni validaciji z eksperimentalnimi rezultati je bil model uporabljen za parametrično analizo, s katero je bil ocenjen vpliv bistvenih parametrov na potresno odpornost zidovja.

### 3.1 Opis numeričnega modela

Zidovje in AB vezi so bili modelirani z osem vozliščnimi 3D heksaedrskimi prostorskimi elementi z reducirano integracijo (C3D8R), ki so najprimernejši za eksplicitno dinamično analizo [7]. Vzdolžna in strižna armatura AB vezi je bila modelirana s 3D paličnimi elementi z dvema vozliščema (T3D2), kot je prikazano na sliki 2a. Interakcija med betonom in armaturo je bila modelirana z uporabo funkcije »*Embedded Constraint*« v programu Abaqus, ki zagotavlja enake pomike armaturnih palic in okoliškega betona. Robni pogoji so ustrezali tistim iz eksperimenta: navpične vezi so bile togo povezane (»*Encastre*«) s temeljno ploščo, ki je predstavljala temelj.

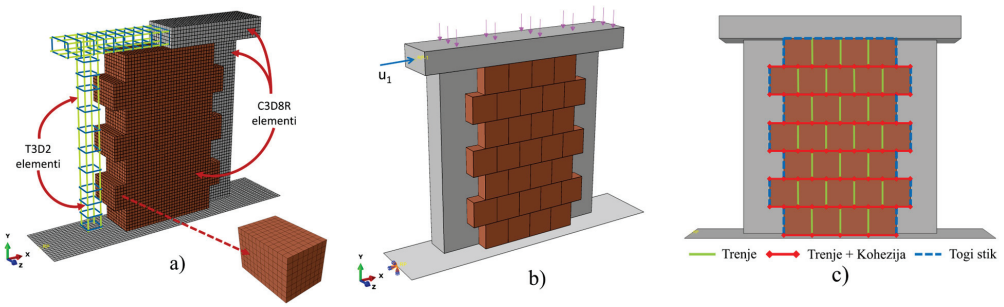
Obtežba je bila na model nanesena v treh zaporednih korakih. Najprej je bila nanešena lastna teža preizkušanca, nato pa je bila na zgornjo površino horizontalne AB vezi dodana konstantna tlačna obremenitev v višini 0,63 MPa. Nazadnje je bil na sredini višini horizontalne vezi vsiljen vodoravni pomik, ki je bil nanesen preko referenčne točke kot robni pogoj (U1 pomik, slika 2b), in je deloval od leve proti desni.

Časovni potek obteževanja je bil določen s poskušanjem tako, da bi bila analiza čim hitrejša, a še

vedno brez dinamičnih učinkov kot v eksperimentu. Ugotovljeno je bilo, da trajanje 1,0 s za nanos vertikalne obtežbe in 12,5 s za glavni korak vodoravnega pomika zagotavljata stabilno in natančno rešitev. Na začetku numeričnih analiz je bila tudi izvedena tudi serija testnih simulacij za določitev optimalne velikosti mreže končnih elementov. Izbrana velikost elementa 32,5 mm je predstavljala ustrezno razmerje med natančnostjo rezultatov in računskim časom ter omogočila zadostno gostoto mreže v območju stika z vezmi, ki nas je najbolj zanimalo (slika 2a).

Kontakti med posameznimi materiali so bili definirani z uporabo funkcije »*General Contact*« v programu Abaqus/Explicit (slika 2c). Stiki med zidaki v nezapolnjenih čelnih regah so bili modelirani kot trenjski kontakti (zelena črta na sliki 2c) brez natezne trdnosti in s koeficientom trenja 0,57, ki je bil določen na podlagi eksperimentalnih testov [1]. Za naležne rege, ki so bile zlepljene s PU lepilom, pa je bila uporabljena površinska kohezijska interakcija (rdeča črta na sliki 2c), ki omogoča kombinacijo kohezije in trenja ter s tem realno simulira mehansko obnašanje stikov. Stiki med zidovjem in AB vezmi so bili definirani kot togi kontakti (ang. »*Tie Constraint*«, modra črtkana črta na sliki 2c), saj se vezi betonirajo naknadno, kar vzpostavi močno mehansko vez z zidom.

Parametri za modeliranje stikov v naležnih in čelnih regah so bili določeni na podlagi kombinacije eksperimentalnih rezultatov, priporočil iz literature in numerične kalibracije. Njihove podrobnejše značilnosti, opis uporabljenih interakcij ter implementacija v programu Abaqus/Explicit so predstavljeni v študiji Krtinića in sod. [11].

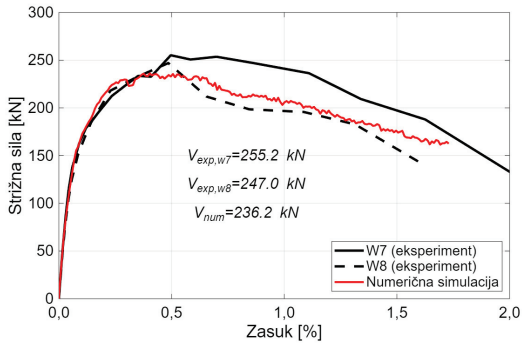



*Slika 2: 3D numerični model v programu Abaqus: a) mreža KE, b) obtežba in c) kontakti.*

Za simulacijo nelinearnega obnašanja betona in zidovja (vsakega posameznega zidaka) je bil uporabljen znani materialni model Concrete Damaged Plasticity – CDP [7] iz programa Abaqus. Model se pogosto uporablja za opis obnašanja betona in drugih krhkih materialov pri monotoni ali ciklični obremenitvi ter upošteva plastičnost in degradacijo togosti (poškodovanost) materiala. Celovit opis enačb in uporabljenih parametrov za beton in zidovje, vključno z definicijo krivulj poškodovanosti ter mehanskimi lastnostmi betona, zidovja in jeklene armature, ki smo jih uporabili v numeričnem modelu, je podan v študiji Krtinić in sod. [11] in presega obseg tega prispevka.

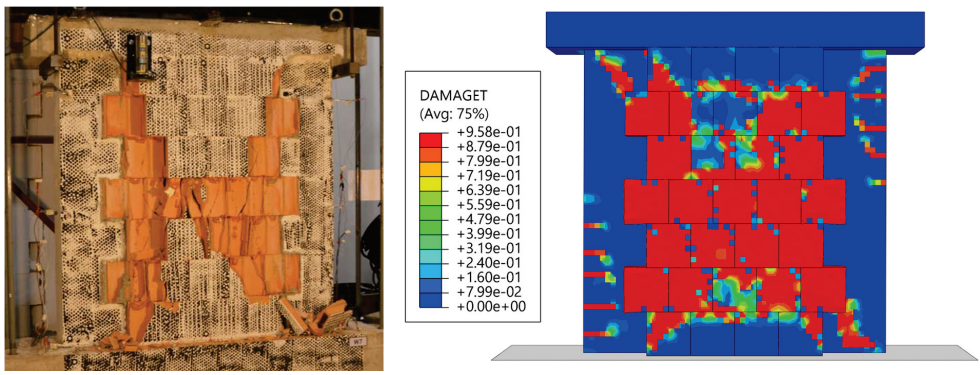
### 3.2 Validacija numeričnega modela

Validacija numeričnega modela je bila izvedena s primerjavo rezultatov numerične simulacije in eksperimentov na dveh zidovih v naravni velikosti (oznaki zidov sta bili W7 in W8). Primerjali smo povprečne ovojnic histereznih zank (v smeri potiskanja in vlečenja) ter numerično dobljene krivulje odziva, kot je prikazano na sliki 3. Rezultati simulacije so se zelo dobro ujemali z eksperimentalnim odzivom. Ujemanje je bilo zelo dobro z vidika začetne togosti in največje nosilnosti. Največje odstopanje nosilnosti je znašalo le 7,4 % za zid W7 in 4,4 % za zid W8. Zasuk, pri katerem je model dosegel največjo odpornost, je bil 0,44 %, kar se dobro ujema z eksperimentalno izmerjenih 0,5 %.




*Slika 3: Primerjava rezultatov numerične simulacije z eksperimentalni krivuljami.*

V post-kritičnem delu odziva je model dobro napovedal razvoj poškodb, vključno z opaženim prestrigom (*shear-off effect*) na stiku z vezmi ter strižnimi razpokami v navpični vezi. Zid in simulacija poškodb pri zasuku 1,3 % je prikazana na sliki 4.




a) b)

*Slika 4: Primerjava eksperimentalno opaženih in numerično napovedanih poškodb pri 1,3 % zasuku zidu: a) pogled na zid med testom in b) numerično napovedane poškodbe (rdeča barva prikazuje poškodbe oz. porušitev).*

Celovita validacija modela, vključno s primerjavo razporeditve napetosti, poškodb in mehanizmov porušitve, je podrobno predstavljena v študiji Krtinić in sod. [12].

## 4. VPLIV BISTVENIH PARAMETROV NA POTRESNI ODZIV

V okviru te študije so bile izvedene parametrične analize s spreminjanjem količine vzdolžne in strižne armature (delež armiranja), dimenzij navpičnih vezi, oblike (zobatega) stika med vezmi in zidovjem (*ang. toothing*) ter tlačna trdnost zidovja. Namen analize je ugotoviti, kako posamezni parametri vplivajo na potresni odziv PZ ter ali je možno s spremembo teh parametrov preprečiti strižno porušitev vezi in izboljšati odziv zidov Strižna porušitev navpičnih vezi je namreč ena izmed najpogostejših oblik poškodb, ki jih opažamo po močnejših potresih v PZ [13].

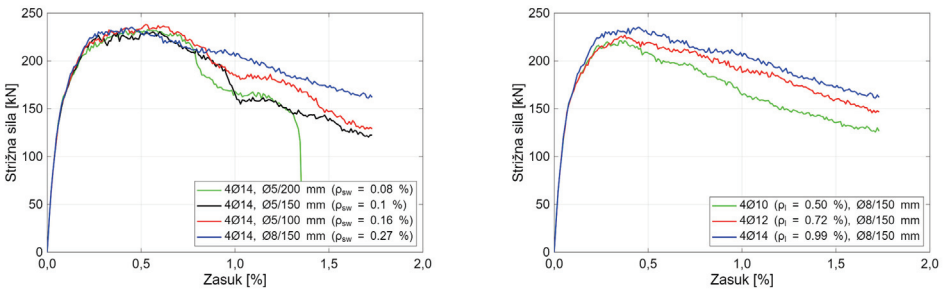
### 4.1 Količina vzdolžne in strižne armature

Za analizo vpliva prečne (strižne) armature smo preučili štiri različne količine armiranja: zid z armaturo Ø5/150 mm (minimalna količina po Evrokodu 8 [8]), zid z manj armiranimi vezmi

(Ø5/200 mm) ter dva dodatna zida z močnejšim armiranjem: Ø5/100 mm in Ø8/150 mm. Deleži prečne armature za posamezne zidove znašajo 0,08 % (Ø5/200 mm), 0,10 % (Ø5/150 mm), 0,16 % (Ø5/100 mm) in 0,27 % (Ø8/150 mm). Pri tem je treba poudariti, da Evrokod 8 [8] minimalno količino strižne armature določa absolutno (Ø5/150 mm) in ne kot delež armiranja.

Potisne krivulje za obravnavane zidove so prikazane na sliki 5a. Rezultati kažejo, da vpliv strižne armature na potresni odziv PZ ni izrazit, razen kadar je razdalja med stremeni večja. Na primer, zid z vezmi, armiranimi s Ø5/200 mm, je pokazal nenadno porušitev pri zasuku 0,8 %, česar pri drugimi modelih nismo opazili. To smo preverili z dodatnim zidom s strižno armaturo v vezeh Ø6/200 mm (krivulja ni prikazana), ki je pokazal podoben odziv.

Zanimivo je, da največja strižna odpornost zidu ostaja skoraj nespremenjena pri različnih količinah strižne armature. Če bi bila strižna odpornost zidu vsota strižnih odpornosti zidovja in navpičnih vezi, kot se pogosto predpostavlja [13], bi se morala največja strižna odpornost zidu opazno razlikovati – za približno 40 kN.




a) b)

*Slika 5: Potisne krivulje za zidove z različno količino (a) strižne in (b) vzdolžne armature v navpičnih AB vezeh.*

Tip poškodb oz. mehanizem porušitve v navpičnih vezeh se med posameznimi modeli zidovja ni bistveno razlikoval. Za vse modele je bila značilna poševna strižna razpoka v navpični vezi, vključno s tistim, ki je imel največjo količino prečne armature (Ø8/150 mm). Ugotovljeno je bilo, da je do tečenja strižne armature prišlo v vseh primerih, razen pri vezi z največjo količino strižne armature, kjer je bila dosežena največja napetost le 477 MPa, kar nakazuje, da tako visoka stopnja armiranja ni potrebna. Poleg tega rezultati kažejo, da razdalja med stremeni ne bi smela presegati 150 mm, medtem ko dodatno povečanje količine prečne armature nad Ø5/150 mm v absolutnem smislu nima bistvenega vpliva na potresno odpornost zidovja.

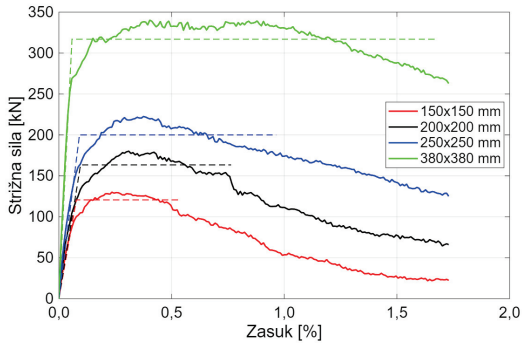
V analizi vpliva količine vzdolžne armature smo obravnavali tri primere: poleg referenčnega (4 Ø14) sta bila analizirana še zidova z vzdolžno armaturo 4 Ø10 in 4 Ø12, kar predstavlja delež vzdolžne armature med 0,5 % in 1,0 %. Količina strižne armature je bila pri vseh modelih enaka (Ø8/150 mm). Ideja zmanjšanja količine vzdolžne armature v vezeh z visoko stopnjo strižne armature je bila povečati verjetnost upogibne porušitve, pri tem pa ohraniti visoko strižno nosilnost.

Kot je prikazano na sliki 5b, je vpliv vzdolžne armature prav tako razmeroma majhen, kar je skladno s preteklimi raziskavami, ki so pokazale, da velike količine vzdolžne armature niso nujno potrebne za doseganje ustreznega učinka objetja in izboljšanja potresnega odziva PZ [14]. Opaženo je bilo še, da se z večjo količino vzdolžne armature poveča zasuk zidu pri doseženi največji nosilnosti. Vzorec poškodb v navpičnih vezeh je bil v vseh treh primerih zelo podoben: pri vseh modelih so se pojavile strižne razpoke v vezeh, vzdolžna armatura pa je dosegla mejo tečenja.

### 4.2 Dimenzije (velikost) navpičnih vezi

Obravnavane so bile štiri dimenzije vezi: 150×150, 200×200, 250×250 in 380×380 mm. Količina

vzdolžne armature je bila konstantna (štiri palice Ø10), čeprav to pri večjih dimenzijah vezi morda ni povsem realno. Ker je bil vpliv strižne armature v prejšnjih analizah ocenjen kot razmeroma majhen, je bila ta ohranjena na minimalni vrednosti, zahtevani po Evrokodu 8 (Ø5/150 mm). Potisne krivulje (slika 6) kažejo, da imajo dimenzije vezi pomemben vpliv na nosilnost in degradacijo po doseženi največji nosilnosti - z večanjem dimenzij vezi se obe značilnosti občutno izboljšata.




*Slika 6: Potisne krivulje za obravnavane zidove z različnimi dimenzijami navpičnih vezi. Bilinearne krivulje so označene s črtkanimi črtami.*

Potisne krivulje odziva so bile idealizirane v bilinearne krivulje, da bi analitično ocenili njihov vpliv na duktilnost. Idealizacija bilinearnih krivulj je bila izvedena z upoštevanjem togosti, ki ustreza 60 % največje nosilnosti, končnega pomika pa pri točki, kjer nosilnost pade na 80 % največje vrednosti, ter z zahtevo po enakih energijah (tj. enakih površinah pod krivuljami). Idealizirane vrednosti so prikazane v preglednici 1.

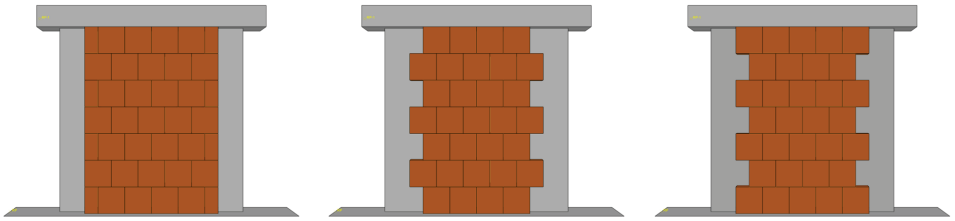
*Preglednica 1: Nosilnost in duktilnost obravnavanih zidov z različnimi dimenzijami navpičnih vezi.*

| **Dimenzije navpičnih vezi [mm x mm]** | **Idealizirana nosilnost [kN]** | **Relativno glede na 150x150 mm [-]** | **Duktilnost [-]** | **Relativno glede na 150x150 mm [-]** |
|---|---|---|---|---|
| 150 × 150 | 120.6 | 1.0 | 7.0 | 1.0 |
| 200 × 200 | 163.4 | 1.35 | 7.9 | 1.14 |
| 250 × 250 | 200.0 | 1.66 | 10.6 | 1.51 |
| 380 × 380 | 316.9 | 2.63 | 28.8 | 4.11 |

Rezultati kažejo, da imajo zidovi z vezmi dimenzij 150×150 mm duktilnost 7,0. Povečanje dimenzije vezi le za 50 mm (na 200×200 mm) povzroči povečanje nosilnosti za 35 % in duktilnosti za 14 %. Največja vez (380×380 mm) doseže 263 % nosilnosti najmanjše vezi in približno štirikrat večjo duktilnost. Tako velika duktilnost je možna zaradi razmeroma majhnih vertikalnih napetosti v zidu in povečanja togosti zaradi večjih dimenzij vezi.

### 4.3 Stik med navpičnimi vezmi in zidovjem

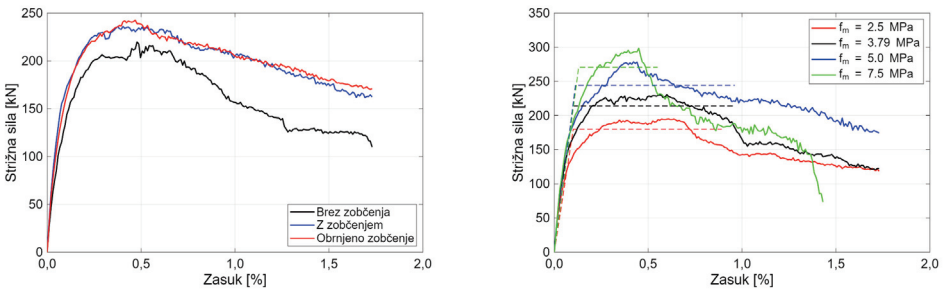
Za analizo vpliva oblike stika med navpičnimi vezmi in zidovjem (t. i. zobčenja) na odziv PZ so bile primerjane tri različne variante, ki so prikazane na sliki 7. Prva varianta predstavlja zid brez zobčenja, (slika 7a), druga varianta je referenčni zid (kot pri eksperimentih), pri katerem so v vogalih izvedeni zobje (slika 7b), tretja varianta pa ima inverzno zobčenje kot druga varianta (slika 7c).



a) b) c)

*Slika 7: Povezano zidovje z različnimi oblikami stika med zidovjem in navpičnimi vezmi: a) raven stik, b) zobčenje z zobmi v vogalih (kot v eksperimentu) in c) zobčenje brez zob v vogalih.*

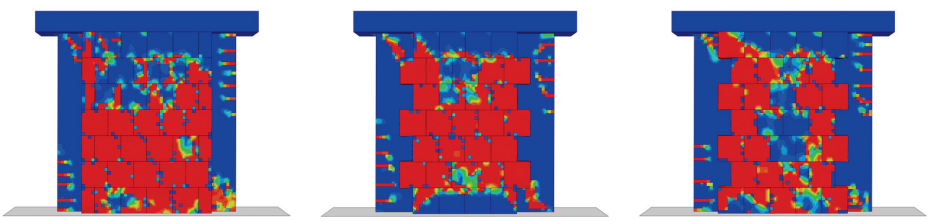
Potisne krivulje, prikazane na sliki 8a, kažejo, da sta bila odziva zidov z izvedenim zobčenjem praktično enaka, medtem ko je zid brez zobčenja (z ravnim stikom) izkazoval manjšo nosilnost in hitrejšo degradacijo po doseženi največji nosilnosti. To kaže, da imajo zidovi z zobčenjem bistveno boljši potresni odziv kot zidovi brez njega.




a) b)

*Slika 8: a) Potisne krivulje obravnavanega zidovja s tremi variantami zobčenja; b) potisne krivulje obravnavanega zidovja z različno tlačno trdnostjo zidovja.*

Analiza poškodb pokaže, da so bile pri zidu brez zobčenja (slika 9a) poškodbe predvsem v spodnji polovici zidu. To nakazuje, da se lahko poškodbe na stiku z vezjo razvijejo drugače, kadar v navpičnih AB vezeh ni zob. Zid z obrnjenim zobčenjem (glej sliko 9c) v primerjavi z referenčnim zidom (slika 9b) v osrednjem delu ostane nepoškodovan in kaže bistveno manj izrazite poševne razpoke v vogalih, kar nakazuje rahlo spremembo v strižnem odzivu zidu, čeprav se njegov celotni odziv pri vodoravni obremenitvi bistveno ne spremeni, kot je razvidno s slike 8a.



a) b) c)

*Slika 9: Vzorci poškodb za tri variante zobčenja pri zasuku 1,3 %.*

### 4.4 Tlačna trdnost zidovja

Vpliv tlačne trdnosti zidovja je bil analiziran na referenčnem zidu, pri katerem je bila količina strižne armature spremenjena na minimalno vrednost, zahtevano po Evrokodu 8 (Ø5/150 mm). Upoštevane

so bile štiri različne tlačne trdnosti zidovja: 2,5 MPa, 3,79 MPa (eksperimentalna), 5,0 MPa in 7,5 MPa.

Potisne krivulje za obravnavane primere so prikazane na sliki 8b in kažejo pozitivno povezavo med tlačno trdnostjo in kapaciteto zidovja. Za oceno vpliva na duktilnost so bile določene idealizirane bilinearne krivulje, ki so povzete v preglednici 2. Rezultati kažejo, da v zidu, kjer ima zidovje tlačno trdnost med 2,5 in 5,0 MPa, dobimo podobno duktilnost, ki pa se pri najmočnejšem zidovju zaradi bolj krhkega odziva zidovja ($f_m$=7,5 MPa) močno zmanjša – približno za 50 %.

*Preglednica 2: Nosilnost in duktilnost zidovja pri različnih tlačnih trdnostih zidovja.*

| **Tlačna trdnost zidovja [MPa]** | **Idealizirana nosilnost [kN]** | **Relativno glede na $f_m$=2,5 MPa [-]** | **Duktilnost [-]** | **Relativno glede na $f_m$=2,5 MPa [-]** |
|---|---|---|---|---|
| 2.5 | 180.1 | 1.0 | 8.8 | 1.0 |
| 3.79 | 214.1 | 1.19 | 9.5 | 1.08 |
| 5.0 | 244.3 | 1.36 | 8.5 | 0.97 |
| 7.5 | 270.6 | 1.50 | 4.2 | 0.48 |

## 5. SKLEP

V študiji je predstavljena raziskava potresnega odziva PZ, zgrajenega iz posebnih votlih opečnih zidakov in zlepljenih s PU lepilom namesto tankoslojne malte. V okviru raziskave so bili najprej povzeti rezultati dveh eksperimentalnih preskusov strižne obremenitve zidov v naravni velikosti, nato je bil razvit in validiran natančen numerični model v programu Abaqus/Explicit, s katerim je bil na koncu narejen niz parametričnih analiz. Primerjava med numeričnim modelom in eksperimentom je pokazala zelo dobro ujemanje potisnih krivulj, zlasti glede začetne togosti, največje nosilnosti in deformacij pri porušitvi. Največja odstopanja so bila manjša od 8 %, kar potrjuje ustreznost uporabljenega poenostavljenega (mikro) pristopa. Model je prav tako realistično napovedal vzorec poškodb v zidovju in vezeh ter pravilno zajel prestrig zidovja na stiku z vezjo iz eksperimenta.

Parametrična analiza je bila namenjena preučevanju vpliva bistvenih parametrov na potresni odziv zidovja ter identifikaciji pogojev, pri katerih pride do strižne porušitve navpičnih vezi. Rezultati so pokazali, da sprememba količine vzdolžne ali strižne armature v vezeh ne vpliva bistveno na potresno odpornost zidu. Tudi kombinacija velike količine strižne armature (Ø8/150 mm) in zmanjšane količine vzdolžne armature (4Ø10, delež armiranja 0,5 %) ni preprečila strižne porušitve. Po drugi strani pa je bila ugotovljena izrazita odvisnost odziva od dimenzij vezi: povečanje velikosti vezi iz 150×150 mm na 380×380 mm je povzročilo povečanje nosilnosti zidu za približno 160 % in duktilnosti za več kot 300 %. Treba je poudariti, da so bile te vrednosti dobljene za zidove z razmerjem višine proti dolžini približno 1,4. Pri zidovih z drugačnimi geometrijskimi razmerji se lahko rezultati bistveno razlikujejo.

Poleg geometrije vezi se je kot učinkovit ukrep za preprečevanje strižne porušitve navpične vezi izkazala izvedba obrnjenega zobčenja, pri kateri v prvi vrsti zidovja ni izveden zob. Takšna konfiguracija povzroči, da se glavna diagonalna razpoka v zidovju razširi skozi večji betonski del vezi in se zato zaustavi, s čimer se prepreči nastanek tipične strižne porušitve AB vezi. Čeprav je bila v tem primeru strižna porušitev uspešno preprečena, je bil vpliv na globalne krivulje sila–pomik razmeroma majhen, kar postavlja pod vprašaj praktično smiselnost takšnega ukrepa.

Ugotovitve, ki so predstavljene v tej študiji, veljajo izključno za obravnavani tip povezanega zidovja iz votlih opečnih zidakov, zlepljenih s PU lepilom, in temeljijo na rezultatih numeričnih simulacij. Za dokončno potrditev dobljenih rezultatov ter boljše razumevanje mehanizmov porušitve bodo potrebni dodatni eksperimentalni preizkusi na zidovih različnih geometrij, vertikalnih obtežb ter dimenzij in armature navpičnih vezi.

## 6. ZAHVALA

Raziskave financira Slovenska agencija za raziskave in inovacije (ARIS) v sklopu raziskovalnega programa Potresno inženirstvo (P2-0185).

## 7. LITERATURA

[1] M. Gams, P. Triller, and A. Jäger, 'In-plane seismic behaviour of urm and confined masonry built from vertically perforated blocks and polyurethane glue', *Structures*, vol. 58, p. 105528, Dec. 2023, doi: 10.1016/j.istruc.2023.105528.

[2] M. Gams, P. Triller, M. Tomaževič, and A. Jäger, 'Test of three-storey confined masonry structure built from clay blocks and PU glue', *J. Build. Eng.*, vol. 91, p. 109696, Aug. 2024, doi: 10.1016/j.jobe.2024.109696.

[3] F. J. Crisafulli, A. J. Carr, and R. Park, 'Experimental response of framed masonry structures designed with new reinforcing details', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 38, pp. 19–32, 2005, doi: 10.5459/bnzsee.38.1.19-32.

[4] J. Varela-Rivera, L. Fernandez-Baqueiro, J. Gamboa-Villegas, A. Prieto-Coyoc, and J. Moreno-Herrera, 'Flexural behavior of confined masonry walls subjected to in-plane lateral loads', *Earthq. Spectra*, vol. 55, pp. 405–422, 2019, doi: 10.1193/112017EQS239M.

[5] A. San Bartolomé, D. Quiun, and D. Torrealva, 'Seismic behaviour of a three-story half-scale confined masonry structure', in *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.

[6] R. Meli, S. Brzev, M. Astroza, T. Boen, F. Crisafulli, *et al.*, *Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings*. A project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE, 2011.

[7] Simulia, Abaqus/CAE. User's Manual. Dassault Systèmes Simulia Corporation, USA, 2023.

[8] EN 1998-1, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.

[9] M. Tomaževič, *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*. Imperial College Press, 1999.

[10] A. Stavridis and P. B. Shing, 'Finite element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames', *J. Struct. Eng.*, vol. 135, no. 6, pp. 685–696, 2009, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000116.

[11] N. Krtinić, M. Marinković, and M. Gams, 'Finite element method analysis of seismic response of confined masonry walls with openings built using polyurethane glue', *Buildings*, vol. 15, no. 3, p. 424, 2025, doi: 10.3390/buildings15030424.

[12] N. Krtinić, M. Marinković, and M. Gams, 'Numerical analysis of the seismic response of an innovative confined masonry system', *Eng. Struct.*, 2025 (submitted for publication), doi: 10.2139/ssrn.5392989.

[13] S. Brzev and K. Mitra, *Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction*. National Information Centre of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, 2018.

[14] H. Kato, T. Goto, H. Mizuno, and M. Iiba, 'Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World', in *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.

Anastasija LAZAREVIĆ[1], Tomaž PAZLAR[2], Boris AZINOVIĆ[3]

# NAČRTOVANJE ODRPTIN IN PREBOJEV V LESENIH LEPLJENIH LAMELIRANIH NOSILCIH – NOVO POGLAVJE V EVROKODU 5

**Povzetek**

V praksi se pogosto zahteva namestitev strojnih in drugih instalacij (npr. prezračevalnih kanalov, cevi za ogrevalne sisteme, itd.) neposredno v ravnini nosilne konstrukcije. Posledično je treba načrtovati odprtine oz. izvesti preboje, kar pa lahko znatno vpliva na nosilnost konstrukcije. Trenutna izdaja Evrokoda 5 (EC 5) eksplicitno ne vsebuje pravil za projektiranje odprtin oz. prebojev v lesenih lepljenih lameliranih nosilcih. Slednja so bila do sedaj vključena v obliki dodatnih informacij v nacionalnih dodatkih (NA) k EC 5, pri čemer pravila za načrtovanje, ki so trenutno vključena v različne nacionalne dodatke, vsebujejo relativno stroge omejitve glede velikosti, položaja in razdalj med odprtinami oz. preboji. V prispevku so povzeta nova oz. razširjena pravila za projektiranje posameznih odprtin oz. prebojev v lesenih nosilcih, ki bodo vključena v prihajajočo drugo generacijo Evrokoda 5 in opredeljujejo načrtovanje in izvedbo odprtin oz. prebojev večjih premerov, njihovo ekscentrično razporeditev, ojačitve in tudi izvedbo skupin odprtin oz. prebojev. Teoretično ozadje izračuna je dopolnjeno s praktičnimi primeri izračuna okroglih odprtin oz. prebojev z in brez ojačitev.

**Ključne besede**: lepljeni lamelirani les, odprtine, preboji, Evrokod 5, ojačitve

## Design of holes in glued laminated beams – New chapter in Eurocode 5

**Summary**

In practise, mechanical and other installations (e.g. ventilation ducts, heating pipes, etc.) are often required directly in the plane of the load-bearing structure. As a result, it is necessary to design holes, which can significantly affect the load-bearing capacity of the structure. The current edition of Eurocode 5 (EC 5) does not contain explicit rules for the design of holes in glulam beams. So far, these rules have been included in the form of additional information in the National Annexes (NA) to EC 5 and contain relatively strict limitations regarding the size, location and spacing of holes. This paper introduces new or extended design rules for holes in beams that will be included in the forthcoming second generation of Eurocode 5. These rules allow the design and execution of holes with larger diameters, their eccentric arrangement, reinforcements and even design of groups of holes or penetrations. The theoretical background of the calculation is complemented by practical examples of calculations of circular holes, with and without reinforcement.

**Key words:** glues laminated timber, holes, Eurocode 5, reinforcement

## 1. UVOD

Odprtine oz. preboji v lesenih lepljenih lameliranih nosilcih se v praksi pogosto pojavljajo, običajno kot posledica strojnih in drugih instalacij. Z izdelavo odprtin se zmanjša prečni prerez nosilca, kar vpliva na samo nosilnost konstrukcije. Dodatno se lahko v območju strojnih instalacij (npr. odprtine za izstop toplega oz. vročega zraka, cevi za ogrevalne sisteme in drugo) pojavijo lokalne spremembe vlažnosti lesa. Okolica odprtin, ob superpoziciji napetosti zaradi zunanjih obtežb in zaradi sprememb vlažnosti, lahko predstavlja potencialno nevarno mesto za pojav razpok oz. poškodbe nosilca.

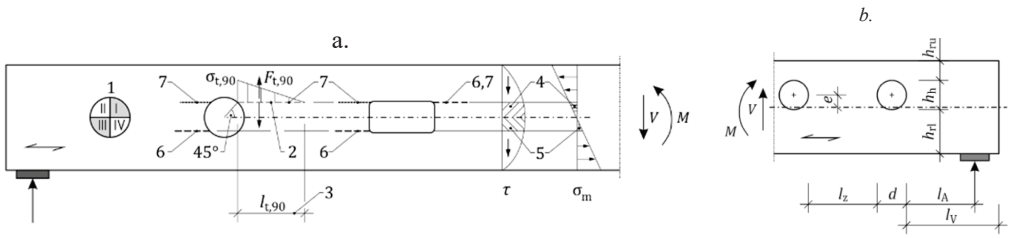
[1] dipl. inž., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana, anastasija.lazarevic@zag.si
[2] dr., univ. dipl. inž., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana, tomaz.pazlar@zag.si
[3] dr., univ. dipl. inž., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana, boris.azinovic@zag.si

Odprtine oz. preboji v lepljenih lameliranih nosilcih oz. elementih vplivajo na napetostno stanje in zmanjšujejo odpornost prečnega prereza. V lepljenih lameliranih elementih namreč povzročajo koncentracije strižnih napetosti in nateznih napetosti pravokotno na vlakna. V prvem delu prispevka so predstavljena določila nove izdaje standarda za načrtovanje lesenih konstrukcij, Evrokod 5 [1], [2], v drugem delu pa je podrobneje prikazan postopek načrtovanja odprtin oz. prebojev v lesenih lepljenih lameliranih nosilcih ter konkretni računski primeri za primer okroglih odprtin. V nadaljevanju prispevka se zaradi poenostavitve uporablja izraz odprtine, s čimer se v splošnem obravnava vse v standardu obravnavane odprtine in preboje v upogibno obremenjenih elementih.

Prihajajoča druga izdaja Evrokoda 5 obravnava izvedbo okroglih (oz. krožnih) in pravokotnih odprtin. Predlog standarda določa, da je učinke koncentracij napetosti treba upoštevati pri odprtinah z dimenzijami večjimi ali enakimi od min{50 mm; 0,1h}, h predstavlja višino nosilca. Odprtine v splošnem ne smejo biti umeščene v predele nosilcev, ki so zaradi obtežbe in geometrije izpostavljeni nateznim napetostim pravokotno na vlakna ter niso dodatno ojačani. Nosilnost lepljenih lameliranih nosilcev je potrebno dodatno preveriti neposredno na mestu odprtine, na lastnostih neto prereza. Pri tem na napetostno stanje v splošnem vplivajo oblika odprtin, lega glede na nevtralno os nosilca oz. ekscentričnost ter vrsta obremenitve.

V primeru pravokotnih odprtin se v vogalih le-teh pojavijo izrazite koncentracije napetosti, zato se pri priporoča načrtovanje okroglih odprtin, ki zagotavljajo enakomernejšo porazdelitev napetosti v svoji okolici. Poleg tega pravokotne odprtine povzročajo dodatne upogibne napetosti zaradi okvirnega učinka, ki jih je potrebno upoštevati pri računu nosilnosti. Za zmanjšanje koncentracij napetosti morajo biti vogali ob robovih pravokotnih odprtin zaobljeni (slika 1a). Priporočen radij zaokrožitve znaša $r \geq 20$ mm za odprtine višine $h_{hole} \leq 200$ mm oz. $r \geq 40$ mm za $h_{hole} > 200$ mm.

Pri umeščanju odprtin v konstrukcijske elemente je priporočljivo, da se središča odprtin nahajajo v osi elementa, v primeru ekscentričnosti pa se priporoča načrtovanje odprtin okrogle oblike (slika 1b). Z večjo ekscentričnostjo se povečuje tudi vpliv upogibnih napetosti, medtem ko se vpliv striga zmanjšuje. Načrtovanje ekscentričnih odprtin je zato smiselno v območjih z manjšim učinkom upogibnih napetosti in v tlačni coni.




1 Odprtina v elementu, ki je razdeljena na kvadrante I-IV; kvadrant z morebitnim razvojem razpok je odvisen od vrste obremenitve in lokacije odprtine v nosilcu.
Opomba: Kvadranti so vpeljani z namenom enostavnejše opredelitve območij koncentracij napetosti pravokotno na vlakna.

2 Možni potek razpoke, (poenostavljena) razporeditev nateznih napetosti pravokotno na vlakna $\sigma_{t,90}$ in natezna sila pravokotno na vlakna $F_{t,90}$.

3 Dolžina, na kateri pride od porazdelitve napetosti.

4 Del strižnih in upogibnih napetosti, ki se prenaša okoli zgornjega roba odprtine.

5 Del strižnih in upogibnih napetosti, ki se prenaša okoli spodnjega roba odprtine.

6 Možni potek oz. linija razpok na mestih z visokimi strižnimi napetostmi ($F_{t,90,V,Ed} \geq F_{t,90,M,Ed}$).

7 Možna potek oz. linija razpok na mestih prevladujočih upogibnih napetosti ($F_{t,90,M,Ed} >> F_{t,90,V,Ed}$).

*Slika 1: Odprtine v nosilcih: a. opredelitev pomembnih količin in b. medsebojna oddaljenost odprtine od podpore in od nevtralne osi [1].*

V primeru okroglih odprtin na položaj največjih nateznih napetosti pravokotno na vlakna vplivajo predvsem: (i) razmerje med upogibnim momentom in strižno silo ($V/M$), (ii) razmerje med premerom odprtine in višino nosilca ($d/h$), (iii) položaj odprtine glede na os nosilca in (iv) napetostno stanje. Razpoke lahko nastanejo na mestih 6 in 7 (kvadranti I, II in III), kot je prikazano na sliki 1a, pri čemer ima največji vpliv vrsta obremenitve. V območjih interakcije upogibnih in strižnih napetosti se natezne napetosti pravokotno na vlakna pojavijo na dveh robovih odprtine, ki ležita nasproti po diagonali (kvadranta I in III). Maksimalne natezne napetosti pravokotno na vlakna se pojavijo pod kotom 60° glede na os nosilca. Pri čistem upogibu se koncentracije napetosti pojavijo na zgornjih robovih odprtine (kvadranta I in II), pri čemer so maksimalne napetosti v smeri 45° glede na os nosilca, medtem ko se pri čistem strigu napetosti razvijejo pod kotom 40°. Napetosti se zmanjšujejo z oddaljevanjem od roba odprtine [4].

Prihajajoča izdaja Evrokoda 5 določa minimalne razdalje in največje dovoljene dimenzije neojačanih in ojačanih odprtin (preglednica 1).

*Preglednica 1: Minimalne razdalje in maksimalne dimenzije odprtin za neojačane in ojačane odprtine v nosilcih s pravokotnim prečnim prerezom [1].*

| | Minimum razdalje [a] | | | | Maksimalne razdalje [a] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Čelo | Medsebojni razmik | Podpora | Robovi | Pravokotne odprtine | | Krožne odprtine |
| Neojačane odprtine | $l_v \geq 1{,}5h$ [b] | Posamezna odprtina: $l_z \geq 1{,}5h$, vsaj 300 mm<br>Skupina krožnih odprtin: $l_z \geq d$ [c] | $l_A \geq h/2$ | $h_{ru} \geq 0{,}15h$ [d] vsaj ena lamela [e]<br>$h_{rl} \geq 0{,}2h$ [d] vsaj 1,5 kratnik lamel [e] | $l_{hole}/h_{hole} \leq 2{,}5$<br>$l_{hole} \leq 0{,}5h$ | $h_{hole} \leq 0{,}2h$ | Za $e \leq \pm 0{,}1h$: $d \leq 0{,}3h$<br>Za $e > \pm 0{,}1h$: $d \leq 0{,}2h$ |
| Ojačane odprtine | $l_v \geq h$ [b] | Posamezna odprtina: $l_z \geq 1{,}0h$, vsaj 300 mm<br>Skupina krožnih odprtin: $l_z \geq d$ [c] | $l_A \geq h/2$ | $h_{ru} \geq 0{,}15h$ [d] vsaj ena lamela [e]<br>$h_{rl} \geq 0{,}2h$ [d] vsaj 1,5 kratnik lamel [e] | $l_{hole}/h_{hole} \leq 2{,}5$<br>$l_{hole} \leq h$ | $h_{hole} \leq 0{,}3h$ [f]<br>$h_{hole} \leq 0{,}4h$ [g] | $d \leq 0{,}3h$ [f]<br>$d \leq 0{,}4h$ [g] |

[a] Geometrijski parametri ($l_A$, $l_V$, $l_Z$, $h_{ru}$, $h_{rl}$, $h_{hole}$, $e$) - sliki 1in 3 oz. slika 8.16 v [1].
[b] Pri uporabi v stalno suhem okolju ali v pogosto spreminjajočih se klimatskih pogojih je treba dolžino $l_V$ povečati ($l_V \geq 1{,}5h$).
[c] Za skupine krožnih odprtin se upošteva redukcijski faktor [1].
Omejitve posameznih razdalj izvirajo iz različnih učinkov nateznih in tlačnih napetosti, ki izvirajo iz upogibnih obremenitev.
[d] Upoštevati je treba vpliv ekscentrično razporejenih okroglih odprtin. Vrednosti v tej tabeli predpostavljajo, da je zgornji del nosilca tlačno obremenjen.
[e] Za vzporedno lepljen furnirni les (LVL-P): $h_{ru} \geq 40$ mm, $h_{rl} \geq 60$ mm.
[f] Ojačitev znotraj prereza, s paličastimi veznimi sredstvi (samovrezni vijaki ali navojne palice).
[g] Za odprtine z ojačitvami v zunanji ravnini nosilca, npr. plošče, lamele, križno lepljeni lamelirani furnirni les (LVL-C) in vzporedno lepljene večslojne plošče (PMP) ter za odprtine v LVL-C in večslojni križno lepljeni lamelirani furnirni les (GLVL-C) pri upogibu po višini nosilca (robu).

Če pogoji iz preglednice 1 niso izpolnjeni, potem je možno ustreznost odprtin zagotoviti z ojačitvijo nosilcev. Ojačitve odprtin v splošnem vodijo k robustnejšemu dolgoročnemu obnašanju elementov, zlasti pri večjih dimenzijah nosilcev in / ali v primerih, ko so pričakovane relativno velike spremembe vlažnosti lesa v življenjski dobi konstrukcije. Ojačitve so lahko izvedene znotraj prereza, kamor sodijo paličasta vezna sredstva (samovrezni vijaki z ali brez predvrtanja in navojne palice), ali izven prereza, kot npr. furnirne plošče, krempljaste plošče ter dodatne lamele.

## 2. ENAČBE ZA ZASNOVO ODPRTIN V NOSILCIH

### 2.1 Zasnova simetrično razporejenih okroglih odprtin

Pri načrtovanju odprtin v lepljenih lameliranih nosilcih je treba preveriti ali koncentracije napetosti presegajo dopustne meje. Za odprtine s središčem v osi elementa mora biti izpolnjen pogoj:

$$\frac{\frac{F_{t,90,V,Ed}}{l_{t,90,V}}+\frac{F_{t,90,M,Ed}}{l_{t,90,M}}}{0{,}5bk_{vol}k_{space}f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (1)$$

Projektna natezna sila pravokotno na vlakna $F_{t,90,V,Ed}$, ki nastane zaradi prenosa strižnih napetosti ob robu odprtine, je odvisna od razmerja med premerom odprtine $d_{hole}$ in višino nosilca $h$ ter dodatnega faktorja $k_{diam}$, ki upošteva vpliv neenakomerne porazdelitve napetosti na mestu nastanka razpoke.

$$F_{\mathrm{t,90,V,Ed}} = \frac{V_d 0{,}7 d_{hole}}{4h}\left[3 - \left(\frac{0{,}7 d_{hole}}{h}\right)^2\right] k_{diam} \quad (2)$$

$$k_{\mathrm{diam}} = 1{,}1 + 1{,}3\left[\frac{d_{hole}}{h} - \left(\frac{d_{hole}}{h}\right)^2\right] \quad (3)$$

Na podoben način se določi tudi natezna sila pravokotno na vlakna zaradi prenosa upogibnih napetosti ob robu odprtine, $F_{t,90,M,Ed}$.

$$F_{\mathrm{t,90,M,Ed}} = 0{,}09\frac{M_{\mathrm{d}}}{h}\left(\frac{d_{\mathrm{hole}}}{h}\right)^2 \quad (4)$$

Dolžini $l_{t,90,V}$ in $l_{t,90,M}$, na kateri se natezni sili porazdelita, sta odvisni od premera odprtine. Dolžina na kateri pride do prenosa nateznih napetosti zaradi upogiba je manjša kot pri prenosu striga. Predpostavljen je trikoten potek napetosti (slika 1).

$$l_{\mathrm{t,90,V}} = 1{,}3 d_{\mathrm{hole}} \quad (5)$$

$$l_{\mathrm{t,90,M}} = 0{,}8 d_{\mathrm{hole}} \quad (6)$$

Upoštevata se še faktor prostornine $k_{vol}$ in faktor $k_{space}$, ki omogoča izvedbo do treh krožnih odprtin z manjšim medsebojnim razmikom. Za nosilce z individualnimi odprtinami velja $k_{space} = 1$, za ostale primere so vrednosti podane v [1], podobno kot vrednosti referenčne prostornine (za lepljeni lamelirani les iz lesa iglavcev velja $v_{ref} = 0{,}01$ m$^3$).

$$k_{\mathrm{vol}} = \left(\frac{\mathrm{V_{ref}}}{0{,}25\ b\ {d_{hole}}^2}\right)^{0{,}2} \quad (7)$$

Enačbe od (1) do (7) je mogoče uporabiti tudi za pravokotne odprtine, če se v računu upošteva ekvivalentni premer. Ta se izračuna s pomočjo faktorja oblike ploskve prečnega prereza $k_{shape}$. Če je radij zaokrožitve vogalov pravokotnih odprtin vsaj 10 % višine odprtine ($r$ / $h_{hole} \geq 0{,}1$ ) in je razmerje notranjih sil na mestu odprtine $0 \leq \frac{|V_d|\,h}{|M_d|} \leq 1$ se za račun $k_{\mathrm{shape}}$ uporabi enačba (8).

$$k_{shape} = 1{,}25 + 0{,}3\frac{l_{hole}}{h_{hole}}\left[4\frac{|V_d|h}{M_d} - 3\left(\frac{|V_d|h}{|M_d|}\right)^2\right] \quad (8)$$

$$d_h = k_{shape} \cdot h_h \quad (9)$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} + \frac{M_{res,d}}{W_{res}} \quad (10)$$

$$M_{res,d} = \frac{V_d}{2}\frac{l_{hole}}{2} \quad (11)$$

$$W_{res} = \frac{b h_{res}^2}{6} \quad (12)$$

$$\tau_{max,d} = k_\tau \frac{1.5 V_d}{b(h - h_{hole})} \quad (13)$$

$$k_\tau = max\left\{k_{rad}\left(1 + \frac{l_{hole}}{h}\right)\left(\frac{h_{hole}}{h}\right)^{0{,}2}; 1\right\} \quad (14)$$

Zaradi okvirnega učinka se v okolici pravokotnih odprtin pojavijo dodatne upogibne napetosti ($M_{res,d} / W_{res}$), ki jih je potrebno upoštevati v računu projektne upogibne napetosti $\sigma_{m,d}$.

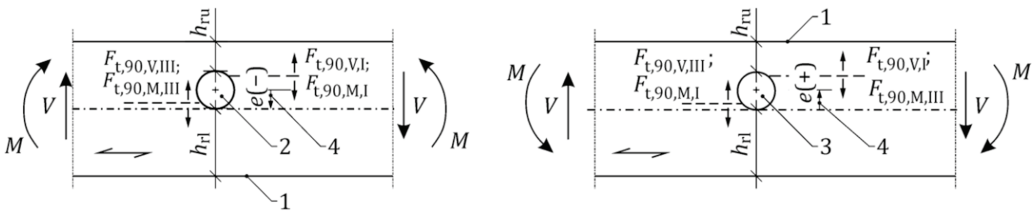
Odprtine v nosilcu povzročajo tudi povečanje strižnih napetosti v območjih nad in pod odprtino. Ker so največje strižne napetosti na robovih odprtin bistveno večje od tistih, ki so določene z upoštevanjem neto prečnega prereza, se v enačbi (13) pojavi faktor povečanja strižnih napetosti $k_\tau$, ki zajema tudi vpliv zaokrožitve vogalov pravokotnih odprtin na potek strižnih napetosti preko faktorja $k_{rad}$ (pri upogibu po robu nosilca, za večino materialov na osnovi lesa, znaša vrednost faktorja $k_{rad}$ = 1,8).

## 2.2 Zasnova ekscentrično razporejenih odprtin

V primeru ekscentričnih odprtin se največje natezne napetosti pravokotno na vlakna pojavijo glede na kvadrant I in III (slika 1). Nabor komponent nateznih sil se razlikuje glede na smer upogibnega momenta. Za okrogle ekscentrične odprtine v lepljenih lameliranih nosilcih mora biti preverba koncentracije napetosti (enačba 1) izvedena za naslednje nabore sil (slika 2):

a) za pozitivni upogibni moment:
   1) $F_{t,90,V,I}$ in $F_{t,90,M,I}$ (nabor sil a.I),
   2) $F_{t,90,V,III}$ in $F_{t,90,M,III}$ (nabor sil a.III).

b) za negativni upogibni moment:
   1) $F_{t,90,V,I}$ in $F_{t,90,M,III}$ (nabor sil b.I),
   2) $F_{t,90,V,III}$ in $F_{t,90,,I}$ (nabor sil b.III).




1 Rob elementa, ki je izpostavljen (upogibnim) napetostim.
2 Odprtina z ekscentričnostjo v smeri roba elementa, ki je izpostavljen tlaku (zaželeno).
3 Odprtina z ekscentričnostjo v smeri roba elementa, ki je izpostavljen nategu.
4 Ekscentričnost središča odprtine glede na os elementa:
- e je negativen v smeri roba elementa, ki je izpostavljen nategu (pri upogibni obremenitvi),
- e je pozitiven v smeri roba elementa, ki je izpostavljen tlaku (pri upogibni obremenitvi).

*Slika 2: Ekscentrično razporejene odprtine v nosilcih [1].*

Pri zasnovi nosilcev z ekscentrično razporejenimi odprtinami se uporabljajo enačbe, ki so bile prvotno namenjene krožnim odprtinam s središčem v osi elementa. Te so bile razširjene s faktorjem $k_{ecc}$, ki upošteva vpliv ekscentričnosti na prenos strižnih napetosti.

V preverbah se upošteva absolutna vrednost upogibnega momenta $M_d$. Ekscentričnost odprtine $e$ se obravnava kot negativna, kadar je odprtina premaknjena proti tlačni coni prereza, in pozitivna, kadar je premaknjena proti natezni coni.

$$F_{\mathrm{t,90,V,Ed}} = F_{\mathrm{t,90,V,I/III\,,Ed}} = \frac{V_d\,0{,}7d}{4h}\left[3 - \left(\frac{0{,}7d}{h}\right)^2\right] k_{ecc,I/III} \tag{15}$$

$$k_{\mathrm{ecc,I}} = 0{,}1 + \frac{d}{h} + 4{,}5\frac{h_{ru}}{h} - 5{,}0\left(\frac{h_{ru}}{h}\right)^2 \tag{16}$$

$$k_{\mathrm{ecc,III}} = 0{,}1 + \frac{d}{h} + 4{,}5\frac{h_{rl}}{h} - 5{,}0\left(\frac{h_{rl}}{h}\right)^2 \tag{17}$$

$$l_{\mathrm{t,90,V}} = l_{\mathrm{t,90,V,I/III}} \tag{18}$$

$$F_{\mathrm{t,90,M,Ed}} = F_{\mathrm{t,90,M,I\,,Ed}} = M_d\frac{d}{h^3} max\begin{Bmatrix} -0{,}62(e - 0{,}13d) \\ -0{,}2(e - 0{,}45d) \\ 0{,}3(e - 0{,}08d) \end{Bmatrix} \tag{19}$$

$$l_{\mathrm{t,90,M}} = l_{\mathrm{t,90,M,I}} = 0{,}8\mathrm{d}\left(1 - \frac{e}{d}\right) za\ 0{,}6d \le l_{t,90,M,I} \le 1{,}0d \tag{20}$$

$$F_{\mathrm{t,90,M,Ed}} = F_{\mathrm{t,90,M,III,Ed}} = M_d\frac{d}{h^3}\,0{,}22\,(e + 0{,}19d)\,,\ F_{\mathrm{t,90,m,III,Ed}} \ge 0 \tag{21}$$

$$l_{\mathrm{t,90,m}} = l_{\mathrm{t,90,m,III}} = 0{,}4d \tag{22}$$

### 2.3 Ojačitve odprtin

Ojačitve znotraj prereza (npr. navojne palice, vlepljene palice ali samovrezni vijaki) in ojačitve izven prereza (npr. dodatno bočno pritrjene plošče) se dimenzionirajo glede na natezno silo pravokotno na vlakna $F_{t,90,rf,Ed}$. Slednjo sestavljata sili $F_{t,v,d}$ in $F_{t,m,d}$. Za pravokotne odprtine se $F_{t,90,rf,Ed}$ predpostavi na zgornji in spodnji površini odprtine ter v vogalih, ki so podvrženi nateznim napetostim pravokotno na vlakna. V primeru okroglih odprtin pa se projektna natezna sila predvidi na vodoravnih ravninah, ki potekajo pod kotom 45° glede na os nosilca, v smeri središča odprtine. Kontrola se mora izvesti za vse robove odprtin, ob katerih se pojavi tveganje za nastanek razpok.

$$F_{\mathrm{t,90,Ed}} = \frac{F_{\mathrm{t,90,V,Ed}} + F_{\mathrm{t,90,M,Ed}}}{k_{\mathrm{space}}} \tag{25}$$

Dolžina ojačitve $l_r$ se v primeru ojačitev znotraj prereza določi kot:

$l_r = h_{rl}$ ali $h_{ru}$ za pravokotne odprtine, (26)

$l_r = h_{rl} + 0{,}15h_{hole}$ ali $h_{ru} + 0{,}15h_{hole}$ za okrogle odprtine. (27)

Kadar projektno natezno silo prevzemajo ojačitve znotraj prereza, se upošteva le ena vrsta ojačitev. Te morajo biti nameščene vzporedno z vlakni na razdalji $a_{3,c}$ od roba odprtine (slika 3a). Razdalja med ojačitvijo in mestom največjih nateznih napetosti mora biti čim manjša, kar se lahko doseže z vgradnjo navojnih palic ali vijakov pod določenim kotom. Ojačitve pravokotno na vlakna so dovoljene le na mestih, kjer so strižne napetosti v elementu nizke. V območjih večjih strižnih napetosti je treba uporabljati ojačitve izven prereza.

V primeru ojačitev izven prereza pa se pri računu $l_r$ upošteva:

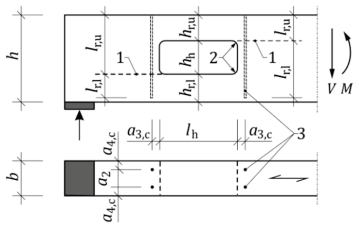
$l_{\mathrm{r}} = h_{\mathrm{rp}}$ za pravokotne odprtine, (28)

$l_{\mathrm{r}} = h_{\mathrm{rp}} + 0{,}15h_{\mathrm{hole}}$ za okrogle odprtine. (29)

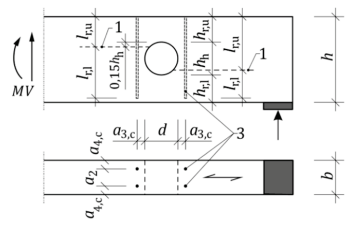
Ojačitve izven prereza morajo biti nameščene na obeh straneh elementa in izpolnjevati sledeče:

$$0{,}25l_{hole} \le b_r \le 0{,}6l_{t,90},\ l_{t,90} = 0{,}5(h_{hole} + h) \tag{30}$$

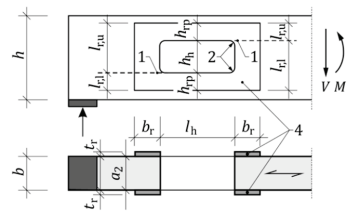
$$h_{rp} \ge max\{80\ mm; 0{,}25l_{hole}\} \tag{31}$$



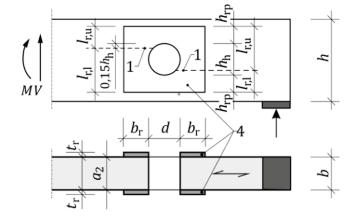
a) Pravokotne odprtine z ojačitvami znotraj prereza.



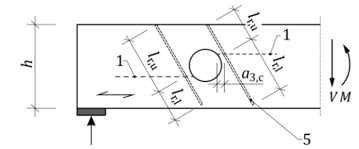
b) Krožne odprtine z ojačitvami znotraj prereza.



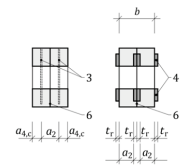
c) Pravokotne odprtine z ojačitvijo izven prereza.



d) Okrogle odprtine z ojačitvijo izven prereza.



e) Okrogle odprtine z ojačitvijo znotraj prereza, pod kotom.



f) Prečni prerez lepljenega lameliranega elementa z ojačitvijo znotraj in izven prereza.

1 možna linija oz. potek razpoke
2 zaokrožen vogal
3 ojačitve znotraj prereza
4 ojačitve izven prereza
5 ojačitve pod kotom - npr večje strižne napetosti
6 blokovni lepljeni spoj

OP: Za pravokotne odprtine je radij zaokrožitve $r \geq 20$ mm za odprtine višine $h_{hole} \leq 200$ mm ali $r \geq 40$ mm za $h_{hole} > 200$ mm.

*Slika 3: Ojačitve nosilcev z odprtinami [1].*

## 3. PRIMERI IZRAČUNOV ODPORNOSTI PREREZA OB ODPRTINAH

Račun je bil izveden za odprtine v prostoležečem nosilcu iz lepljenega lameliranega lesa, trdnostnega razreda GL24h. Upoštevana je bila dolžina nosilca 25 m, širina prečnega prereza 24 cm in višina 200 cm. Upoštevane so bile naslednje obtežbe: lastna teža nosilca ($g_{l.t.}$ = 2,4 kN/m), stalna obtežba ($g$ = 4 kN/m) in obtežba snega ($q$ = 5 kN/m). Na podlagi navedenih vrednosti je bila določena projektna obtežba, ki je znašala 16,14 kN/m. Upoštevan je bil faktor $k_{mod}$ = 0,8 za srednjetrajno obtežbo in materialni varnostni faktor $\gamma_M$ = 1,25 za lepljeni lamelirani les.

Notranje sile so bile določene namestih odprtin, ki so bile od roba nosilca oddaljena za $x$ = 1, 3, 5, 7 in 9 m. Poleg odmika odprtine od roba so se nosilci razlikovali tudi po premeru odprtin ($d$ = 20, 30, 40, 50, 60 ali 70 cm) in ekscentričnosti glede na os nosilca ($e$ = 0, 10 ali 20 cm).

Obravnavane so bile le posamezne odprtine krožne oblike. Preverjanje nosilnosti lepljenih lameliranih elementov z odprtinami je potekalo na podlagi enačb predstavljenih v poglavju 2.

### 3.1 Geometrijske omejitve

Na podlagi določil prihajajoče druge izdaje Evrokoda 5 (preglednica 1) so bile za neojačane in ojačane odprtine preverjene geometrijske omejitve, ki določajo dopustno velikost odprtin, njihov

odmik od podpor, oddaljenosti od zgornjega in spodnjega roba nosilca oz. ekscentričnosti. Ugotovljeno je bilo, da največji dopustni premer za neojačane odprtine in odprtine z ojačitvijo znotraj prereza znaša 60 cm. Odprtina s premerom 70 cm ne izpolnjuje zahtev in je neprimerna za izvedbo v neojačani obliki. Njena zasnova je možna le v primeru ojačitev izven prereza, s ploščami, ki glede na obravnavan primer dopušča premer odprtin do 80 cm. Prav tako odmik odprtine od roba nosilca v dolžini 100 cm ne zadošča zahtevam, ne glede na premer odprtine.

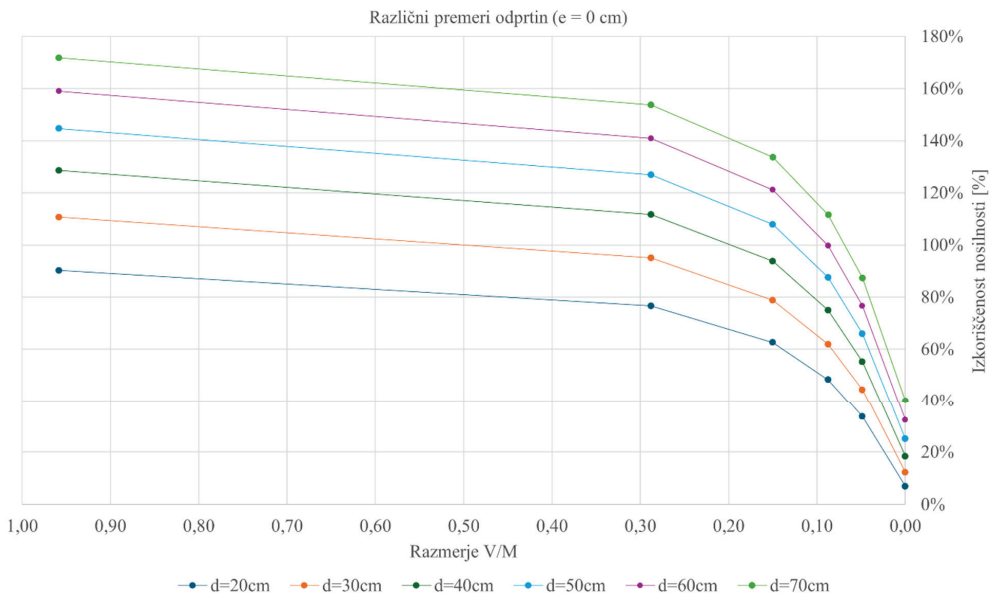
## 3.2 Rezultati

Na podlagi projektne obtežbe je bila sprva izvedena globalna kontrola nosilca, ki je vključevala preverjanje upogibnih in strižnih napetosti. V območjih odprtin se je preverjala odpornost na natezne napetosti pravokotno na vlakna in strižnih napetosti ob odprtini. Globalna analiza je pokazala, da nosilec brez upoštevanja odprtin izpolnjuje kriterije mejnega stanja nosilnosti, zato se rezultati v nadaljevanju osredotočajo na kontrole napetostnega stanja v okolici odprtine. V preglednici 2 so prikazane notranje sile na obravnavanih mestih.

*Preglednica 2: Notranje sile v obravnavanem nosilcu.*

| x [m] | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 |
|---|---|---|---|---|---|
| $V_{Ed}$ [kN] | 185,6 | 153,3 | 121,1 | 88,77 | 56,49 |
| $M_{Ed}$ [kNm] | 193,7 | 532,6 | 807,0 | 1016,8 | 1162,1 |

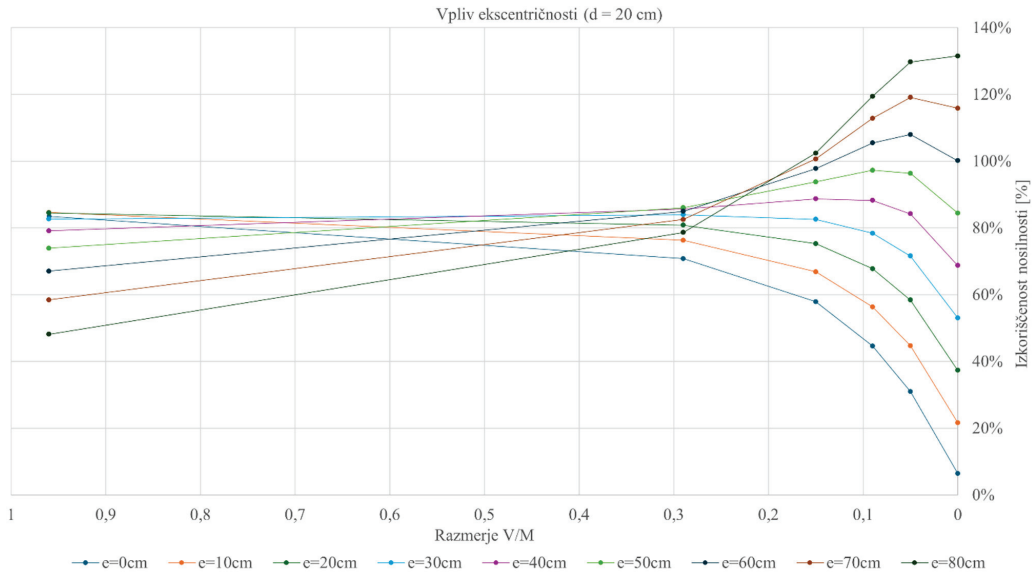
Slika 4 prikazuje izkoriščenost nosilnosti v odvisnosti od razmerja *V/M*. Razvidno je, da se z oddaljevanjem od roba nosilca izkoriščenost nosilnosti prečnega prereza zmanjšuje. Razlog za to je predvsem v porazdelitvi notranjih sil vzdolž razpona. Standard pri določitvi vpliva obtežbe na območju odprtin pripisuje večjo težo vplivu prečnih sil kot upogibnih momentov. Bližje podporam prevladujejo visoke strižne sile, ki povzročajo večje obremenitve prereza in posledično tudi večjo izkoriščenost prereza. S približevanjem sredini nosilca se tudi vpliv prečnih sil na izkoriščenost manjša. Opaziti je tudi, da so razlike med posameznimi premeri odprtin izrazitejše na območjih z večjimi prečnimi silami. Na območjih z večjim upogibnim momentom te razlike niso več tako izrazite.




*Slika 4: Izkoriščenost nosilnosti prereza v odvisnosti od razmerja V/M za različne odprtine.*

Velikost odprtine je v računu odpornosti prečnega prereza upoštevana preko faktorja $k_{vol}$. Z večanjem premera odprtine se pričakovano odpornost prereza zmanjšuje.

Iz slike 5 je razvidno, da se pri višjih prečnih silah ekscentričnost izkaže kot ugodna, saj se z oddaljevanjem odprtine od osi nosilca izkoriščenost nosilnosti zmanjšuje. Nasprotno pa se pokaže, da večja ekscentričnost v območjih povečanih upogibnih momentov deluje negativno, saj se izkoriščenost nosilnosti povečuje. Pri načrtovanju ekscentričnih odprtin na mestu večjih upogibnih momentov je potrebno biti bolj pazljiv, hkrati pa je potrebno upoštevati geometrijske omejitve glede odmika od osi elementa, ki so podane v preglednici 1.




*Slika 5: Izkoriščenost nosilnosti v odvisnosti od razmerja V/M za različne ekscentričnosti.*

### 3.3 Ojačitve

V nadaljevanju je prikazan postopek računa za primere ojačitev odprtin premerov $d$ = 40, 50, 60 in 70 cm, umeščenih v os nosilca na razdaljah $x$ = 3, 5 in 7 m od podpore. V teh primerih je bila namreč odpornost prereza v neojačani izvedbi prekoračena. Za odprtine, ki se nahajajo 1 m od podpore, izračun ni bil izveden, ker razdalja ne ustreza podanim geometrijskim zahtevam.

Možna je izvedba dveh sistemov ojačitev (znotraj prereza in izven prereza). Ojačitve izven prereza sicer zagotavljajo zadostno nosilnost, vendar niso estetsko najbolj zaželene pri vidnih nosilcih. V nadaljevanju je izveden primer izračuna ojačitev prereza z uporabo navojnih palic.

Predpostavljeno je, da celotno natezno silo pravokotno na vlakna, ki je rezultanta cepilnih napetosti ob odprtini, prevzame ojačitev. Račun projektnega vpliva $F_{t,90,Ed}$ je podan v enačbi (25). V primeru, da maksimalna strižna napetost iz enačbe (13) presega strižno nosilnost prereza, izvedba z ojačitvami znotraj prereza ni mogoča. Pri projektiranju ojačitev znotraj prereza je potrebno upoštevati geometrijske pogoje navedene v prejšnjih poglavjih. Potrebno je izračunati vrednost izvlečne nosilnosti izbranega veznega sredstva za izbrano ojačitev.

Uporabljene so bile navojne palice premerov 20, 22 in 24 mm, trdnosti 4.6. Zaradi majhne efektivne izvlečne dolžine $l_{w,ef}$, je karakteristična izvlečna trdnost $f_{w,k}$ enaka 4 N/mm$^2$. Upoštevani so bili varnostni faktorji $\gamma_{M0}$ = 0 in $\gamma_{M2}$ = 1,3. Projektne osne izvlečne nosilnosti navojnih palic so podane v preglednici 3.

*Preglednica 3: Osne nosilnosti izbranih navojnih palic.*

| Navojna palica | $d_{palica}$ [mm] | $l_{w,ef}$ [mm] | $f_{y,k}$ [mm] | $f_{u,k}$ [N/mm$^2$] | $f_{w,k}$ [N/mm$^2$] | $F_{t,d}$ [kN] | $F_{w,d}$ [kN] | $F_{ax,d}$ [kN] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.6 | 20 | 160 | 240 | 400 | 4 | 55,8 | 25,7 | 25,7 |
| 4.6 | 22 | 194 | 240 | 400 | 4 | 67,5 | 34,3 | 34,3 |
| 4.6 | 24 | 230 | 240 | 400 | 4 | 80,3 | 44,5 | 44,5 |

*Preglednica 4: Izbor navojnih palic za ojačitev prerezov pri katerih je prekoračena nosilnost.*

| $d$ [cm] | $x$ [m] | $F_{t,90,Ed}$ [kN] | $F_{t,90,Rd}$ [kN] | navojna palica |
|---|---|---|---|---|
| 40 | 3 | 21,9 | 25,7 | Φ20 |
| 50 | | 28,3 | 34,3 | Φ22 |
| 60 | | 34,8 | 44,5 | Φ24 |
| 70 | | 41,5 | 44,5 | Φ24 |
| 50 | 5 | 23,4 | 25,7 | Φ20 |
| 60 | | 29,1 | 34,3 | Φ22 |
| 70 | | 34,9 | 44,5 | Φ24 |
| 70 | 7 | 27,9 | 34,3 | Φ22 |

## 4. ZAKLJUČEK

Odprtine v lepljenih lameliranih nosilcih vplivajo na napetostno stanje prereza, saj povzročajo koncentracije strižnih in nateznih napetosti pravokotno na vlakna. Pri načrtovanju odprtin je zato potrebno upoštevati geometrijske omejitve, oblike in položaj odprtin v nosilcu. Kot primernejše se izkažejo odprtine krožne oblike.

Izkoriščenost nosilnosti prereza je v veliki meri odvisna od razmerja upogibni moment / prečna sila ($M/V$). V primeru prostoležečih nosilcev v bližini podpor, kjer prevladujejo visoke strižne sile, je izkoriščenost strižne nosilnosti prereza največja, z oddaljevanjem od podpor pa se vpliv strižnih sil zmanjšuje. Ekscentričnost odprtin, glede na nevtralno os nosilca, ima manjši vpliv na izkoriščenost nosilnosti prečnega prereza na mestih, kjer se pojavljajo večje prečne sile. Obratno pa se v območjih prevladujočih upogibnih momentov zaradi ekscentričnosti odprtin povečuje izkoriščenost nosilnosti prečnega prereza.

Pri odprtinah, kjer je nosilnost prečnega prereza prekoračena, se lahko nosilce učinkovito ojača z ojačitvami izven prereza (npr. dodatno bočno pritrjene plošče) ali z ojačitvami v prerezu (npr. paličasta vezna sredstva), kot je prikazano v prispevku.

## 5. LITERATURA


[1] prEN 1995-1-1:2024, *Eurocode 5: design of timber structures. Part1-1: general rules and rules for buildings*. European Standard, Comité Européen de Normalisation Brussels, 2024.

[2] P. Dietsch, M. Danzer. *Design of holes in beams – A new section for Eurocode 5*. World Conference on Timber Engineering, 2025, Brisbane, Avstralija.

[3] M. Danzer, P. Dietsch, S. Winter. *Round holes in glulam beams arranged eccentrically or in groups*. International Network of Timber Engineering Research INTER, 2017, Kyoto, Japonska.

[4] M. Jeleč, D. Varevac, J. Zovkić. *Glulam beams with holes.* Elekronički časopis građevinskog fakulteta Osijek, 2014, Osijek, Hrvaška.

[5] H. Danielsson. *The strength of glulam beams with holes.* Lund University, Division of Structural Mechanics, 2009, Lund, Švedska.

Peter KOČMAN[1], Jerneja ČEŠAREK KOLŠEK[2], Sebastjan BRATINA[3]

# ANALIZA MEHANSKEGA ODZIVA NAKNADNO PREDNAPETIH BETONSKIH NOSILCEV Z RAZLIČNO POVEZAVO MED KABLOM IN BETONOM

**Povzetek**

Kljub pogosti uporabi različnih tehnologij naknadnega prednapenjanja v inženirski praksi je v dostopni literaturi razmeroma malo raziskav, ki celovito obravnavajo vpliv povezave med kablom in betonom na globalno obnašanje konstrukcije, kot so njena togost, duktilnost in nosilnost. V prispevku je predstavljena primerjalna analiza mehanskega odziva naknadno prednapetih betonskih nosilcev z različnima načinoma povezave med kablom in betonom. Analiza je izvedena s sodobnim numeričnim modelom, ki je osnovan na metodi končnih elementov in omogoča ločeno obravnavo kablov in betonskega dela nosilca, modeliranje stika ter upoštevanje materialnih nelinearnosti. Rezultati parametričnih študij pokažejo, da se mehansko obnašanje nosilcev s povezanimi in nepovezanimi bistveno razlikuje, zlasti v območju kritične in postkritične nosilnosti, kar potrjuje tudi nekaj redkih eksperimentalnih raziskav s tega področja. Hkrati nakazujejo tudi pomen izbire ustreznega zakona stika pri napovedovanju nosilnosti in uporabnosti naknadno prednapetih betonskih konstrukcij v okviru numeričnega modeliranja in projektiranja.

**Ključne besede**: prednapeti nosilci, naknadno prednapetje, povezani kabli, nepovezani kabli

# Analysis of the mechanical response of post-tensioned concrete beams with various tendon-concrete connections

**Summary**

Despite the frequent use of different post-tensioning technologies in engineering practice, relatively few studies in the available literature comprehensively address the influence of the bond between tendon and concrete on the global structural response, such as stiffness, ductility, and load-bearing capacity. This paper presents a comparative analysis of the mechanical response of post-tensioned concrete beams with different types of tendon–concrete interaction. The analysis is performed using an advanced finite element model that allows for separate representation of tendons and the concrete part of the beam, explicit modelling of the interface, and consideration of material nonlinearities. Results of parametric studies show that the mechanical behaviour of the systems differs significantly, particularly in the critical and post-critical load-bearing range, which is consistent with the findings of the few experimental studies available in this field. The results highlight the importance of proper consideration of the tendon–concrete interaction in numerical modelling and confirm its key influence on the accuracy of predicting the load-bearing capacity and serviceability of post-tensioned concrete structures.

**Key words:** post-tensioned concrete beams, bonded tendons, unbonded tendons

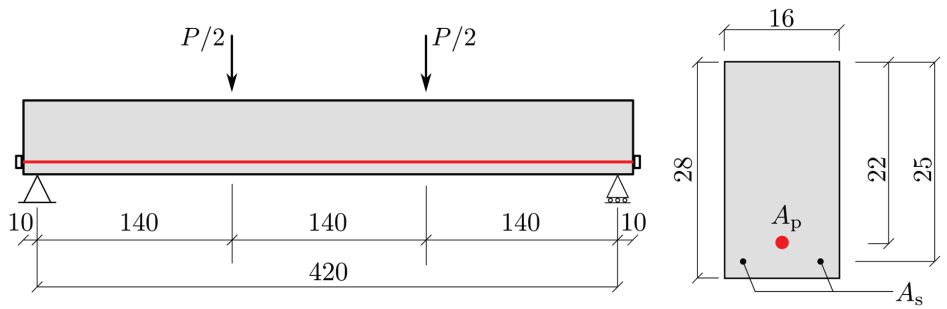
[1] asist., mag. inž. teh. var., UL FGG, peter.kocman@fgg.uni-lj.si
[2] doc. dr., univ. dipl. inž. grad., UL FGG, jerneja.cesarek-kolsek@fgg.uni-lj.si
[3] izr. prof. dr., univ. dipl. inž. grad., UL FGG, sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si

## 1. UVOD

Prednapeti beton je kompozit, kjer nizko natezno nosilnost betona kompenziramo z visoko natezno nosilnostjo prednapetih kablov in s tem bistveno izboljšamo njegove mehanske lastnosti. Prednapeti betonski elementi imajo številne prednosti v primerjavi z običajno armiranobetonskimi elementi, kot so večja togost konstrukcije, boljša trajnost ter možnost uporabe nosilcev z vitkejšimi prečnimi prerezi pri daljših razponih. Zaradi izboljšanih mehanskih lastnosti so prednapeti betonski elementi pogosto uporabljeni v inženirski praksi, zlasti pri projektiranju premostitvenih konstukcij in več etažnih zgradb [1].

V tehnologiji naknadnega prednapenjanja nosilcev ločimo dva pristopa: (i) prednapenjanje, pri katerem kabli ostanejo nepovezani z betonom, in (ii) prednapenjanje, kjer kable z adhezijsko vezjo povežemo z betonskim delom nosilca.

Kljub temu, da sta obe tehnologiji v stroki poznani že dlje časa in pogosto obravnavani v znanstveni literaturi, so primerjalne študije – tako eksperimentalne kot teoretične – razmeroma redke. Kot navaja eksperimentalna študija Husseina in sodelavcev [2], nosilci s povezanimi kabli v primerjavi z nosilci z nepovezanimi izkazujejo višjo nosilnost, duktilnost in tudi deformabilnost, medtem ko sta začetni togosti primerljivi. Podobno študijo sta predstavila tudi Du in Tao [3], v kateri najdemo primerjavo med dvema nosilcema z oznakama A-3 in D-3, ki imata enake dimenzije (slika 1) in primerljive vrednosti materialnih parametrov (preglednica 1).




*Slika 1: Geometrijske značilnosti nosilcev A-3 in D-3, ki sta jih analizirala Du in Tao [3] (dimenzije so v cm).*

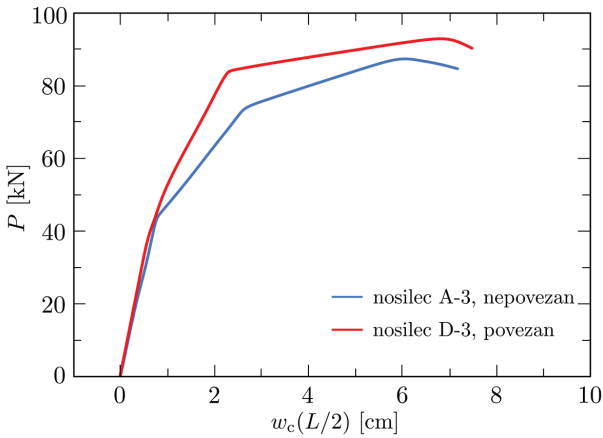
*Preglednica 1: Vrednosti materialnih parametrov za nosilca A-3 in D-3.*

| Oznaka nosilca | Način povezave | Kabel | | | | | Armatura | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $A_p$ [cm²] | $f_{py}$ [kN/cm²] | $f_{pu}$ [kN/cm²] | $E_p$ [kN/cm²] | $\sigma_{p0}$ [kN/cm²] | $A_s$ [cm²] | $f_y$ [kN/cm²] | $E_s$ [kN/cm²] |
| A-3 | nepovezan | 1,57 | 146,5 | 179 | 20500 | 82,0 | 2,36 | 43 | 20000 |
| D-3 | povezan | 1,57 | 136,0 | 166 | 20000 | 87,9 | 2,36 | 43 | 20000 |

| Oznaka nosilca | Način povezave | Beton | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $f_{ck}$ [kN/cm²] | $f_t$ [kN/cm²] | $E_c$ [kN/cm²] | $\varepsilon_{cu}$ [%] |
| A-3 | nepovezan | 3,06 | 0,30 | 3300 | 0,35 |
| D-3 | povezan | 3,56 | 0,33 | 3400 | 0,35 |

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov, prikazanih na sliki 2, je razvidno, da nosilec D-3 (povezani kabli) izkazuje višjo nosilnost ter večjo duktilnost v primerjavi z nosilcem A-3 (nepovezani kabli).

Glede na to, da imata oba nosilca primerljivo geometrijo in podobne materialne lastnosti, je mogoče sklepati, da razlike v mehanskem odzivu izhajajo predvsem iz načina povezave med prednapetim kablom in betonom. V nadaljevanju bomo z namenom podrobnejše analize vpliva te povezave izvedli parametrično študijo, pri kateri bomo obravnavali nosilec enakih geometrijskih in materialnih lastnosti. Študija bo omogočila sistematično primerjavo mehanskega odziva konstrukcij za obe tehnologiji prednapenjanja ter identifikacijo ključnih dejavnikov, ki vplivajo na razliko v nosilnosti, togosti in duktilnosti.




*Slika 2: Sovisnost med obtežbo in navpičnim pomikom na sredini razpetine za nosilca A-3 in D-3*

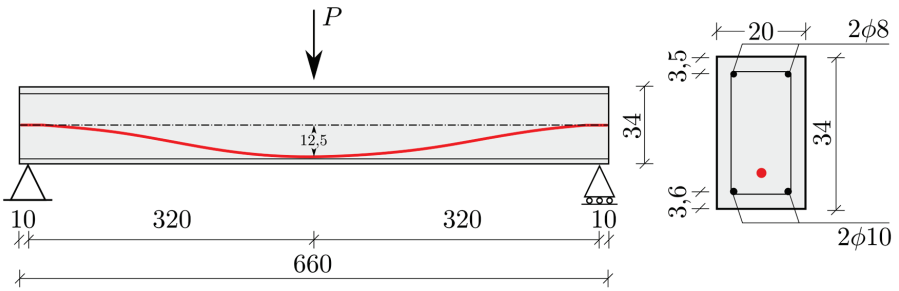
## 2. PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

Parametrična študija je izvedena z uporabo lastnega numeričnega modela za analizo naknadno prednapetih betonskih nosilcev [4], ki omogoča ločeno obravnavo armiranobetonskega dela nosilca in kablov za prednapenjanje. V predstavljenem modelu je povezava med posameznim kablom in betonskim nosilcem modelirana s kontaktnimi obremenitvami na sidriščih ter z normalno in strižno komponento kontaktne napetosti vzdolž stika med kablom in betonskim nosilcem. Pri nosilcu z nepovezanimi kabli je strižna komponenta povezana z normalno preko koeficienta trenja, pri nosilcu s povezanimi kabli pa je strižna komponenta odvisna od zamika na stiku med kablom in betonom. V prvem primeru izberemo konstantno vrednost koeficienta trenja in sicer $k_t = 0{,}05$, v drugem primeru pa sovisnost med zamikom in strižno napetostjo opišemo z nelinearnim modelom, ki ga je podal Orr s sodelavci [5]. Dodatno poudarimo, da so materialni modeli za beton, armaturo in jeklo za prednapenjanje, ki jih uporabimo v numeričnemu modelu, nelinearni in povzeti iz literature [6, 7, 8].

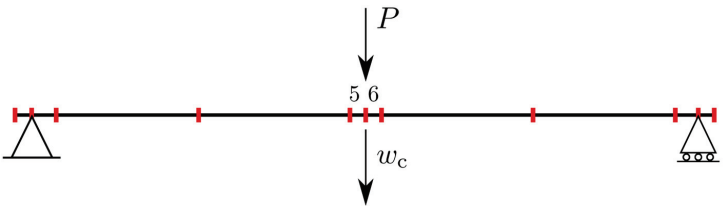
V okviru analize mehanskega odziva prednapetih nosilcev, katerih geometrija je prikazana na sliki 3, smo za oba načina naknadnega prednapenjanja izvedli simulacijo kratkotrajne statične obremenitve, ki smo jo postopno povečevali vse do porušitve nosilca. Namen analize je bil oceniti togost, duktilnost, deformabilnost, mejno in postkritično nosilnost ter način porušitve posameznega nosilca. Materialne parametre, ki jih uporabimo v numerični analizi, podajamo v preglednici 2 pri čemer predpostavimo uporabo betona trdnostnega razreda C30/37 in jekla za armiranje B500B [6]. V analizi upoštevamo, da je nosilec prednapet z enim kablom tipa 1F15, ki je iz ene vrvi, spletene iz 7 žic, z nazivnim premerom 1,57 cm in površino prečnega prereza $A_p = 1{,}5$ cm$^2$. Potek kabla sledi kvadratni paraboli, pri čemer je največja ekscentričnost kabla pod prijemališčem sile in znaša 12,5 cm. V modelu je upoštevana tudi vzdolžna armatura, in sicer dve palici premera Ø10 v spodnji coni ter dve palici premera Ø8 v zgornji coni prereza.

Nosilec modeliramo z 10 linijskimi končnimi elementi. Izmed teh sta dva končna elementa različna od ostalih $FE_{0\text{-}1}$ (elementa 5 in 6 na sliki 4), tako imenovana kratka elementa tipa $FE_{0\text{-}1}$. Z njima

lahko učinkovito izoliramo lokalizacijo tlačnih deformacij v betonu (in mehčanje, ki sledi) od poteka ostalih deformacij in zato uspešno obravnavamo odziv nosilca tudi v območju kritične in postkritične nosilnosti. Dolžina teh kratkih elementov pa ni poljubna, pač pa je odvisna od energije drobljenje betona ter od mejne tlačne deformacije betona v območju mehčanja [4]. Izbrane vrednosti so: $l_{\mathrm{cr}} = 10$ cm, $G_{\mathrm{f}}^{c} = 22{,}9$ N/mm in $\varepsilon_{\mathrm{cu}} = -10{,}45$ ‰. Podrobnejša pojasnila so zainteresiranemu bralcu na voljo v delu [4].




*Slika 3. Geometrijske značilnosti obravnavanih nosilcev (dimenzije so v cm).*




*Slika 4: Uporabljena mreža 10 končnih elementov pri numerični analizi s dvema končnima FE0-1.*

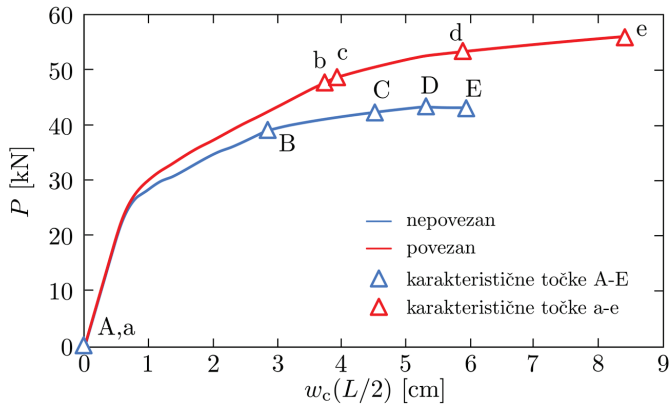
*Preglednica 2: Vrednosti materialnih parametrov, upoštevanih v numerični analizi.*

| **Beton** | | **Armatura** | **Ø8, Ø10** | **Kabel** | |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{\mathrm{cm}}$ [kN/cm²] | 3,8 | $f_{\mathrm{yk}}$ [kN/cm²] | 50 | $f_{\mathrm{p0,1k}}$ [kN/cm²] | 160 |
| $E_{\mathrm{c}}$ [kN/cm²] | 3300 | $f_{\mathrm{tk}}$ [kN/cm²] | 50 | $f_{\mathrm{pk}}$ [kN/cm²] | 186 |
| $\varepsilon_{\mathrm{c1}}$ | -0,0025 | $E_{\mathrm{s}}$ [kN/cm²] | 20000 | $E_{\mathrm{p}}$ [kN/cm²] | 19500 |
| $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$ | -0,01045 | $\varepsilon_{\mathrm{s2}}$ | 0,15 | $\varepsilon_{\mathrm{p2}}$ | 0,05 |
| $\varepsilon_{\mathrm{ct1}}$ | 0,0001 | $\varepsilon_{\mathrm{su}}$ | 0,2 | $\varepsilon_{\mathrm{pu}}$ | 0,1 |
| $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$ | 0,0007 | | | | |

Privzamemo, da je začetna napetost v kablu pred nastopom obtežbe konstantna in je $\sigma_{\mathrm{p0}} = 110$ kN/cm², kar vključuje začetne in del časovno odvisnih izgub. Obtežno-deformacijsko krivuljo določimo z metodo ločne dolžine. Po tej metodi inkrementno povečujemo vozliščne pomike od začetnega stanja, ko na nosilec deluje le sila prednapetja in je obtežba enaka nič ($P = 0$), do računske porušitve nosilca. Pri nosilcu z nepovezanimi kabli za to potrebujemo 80, pri nosilcu s povezanimi kabli pa 95 računskih inkrementov.

Na sliki 5 najprej prikažemo razvoj navpičnega pomika $w_{\mathrm{c}}$ na sredini razpetine nosilca v odvisnosti od velikosti obtežbe $P$ v odvisnosti od tipa povezave. Krivulji dodatno opremimo s petimi karakterističnimi točkami (od A do E oziroma od a do e), ki označujejo obtežne inkremente, pri katerih med numerično simulacijo zaznamo spremembe v stanju nosilca. Ta stanja so podrobno opisana v preglednici 3, kjer so navedene tudi pripadajoče vrednosti računskih obtežb in pomikov. Ugotovimo, da je zaporedje pojavljanja sprememb v nosilcu zelo podobno za oba analizirana primera.

Pri tem pa je mejna računska nosilnost in duktilnost nosilca s povezanimi kabliprecej večja od nosilca z nepovezanimi kabli. Tudi vzrok za računsko porušitev je različen. Nosilec z nepovezanimi kabli se računsko poruši zaradi porušitve spodnje armature v polju, dočim je računska porušitev pri nosilcu s povezanimi kabli posledica porušitve kabla v polju. Razlike v rezultatih med obravnavanima tehnologijama so podobne tistim, ki so jih predstavili Pang in sodelavci [9].

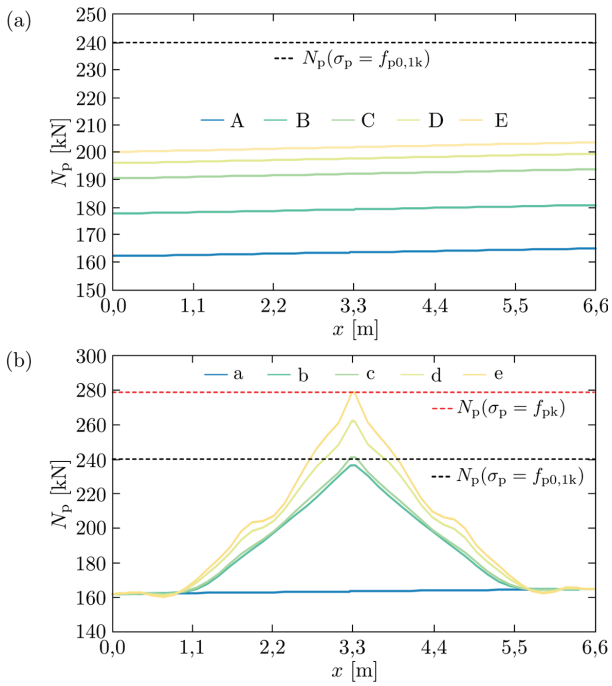



*Slika 5: Razvoj navpičnega pomika $w_c$ na sredini razpetine prednapetega nosilca v odvisnosti od obtežbe P za dva različna tipa povezave.*

*Preglednica 3: Značilna stanja v prostoležečem nosilcu pri obtežnih inkrementih, ki pripadajo karakterističnim točkam od A do E oziroma od a do e.*

| **karakteristična točka:** | **A/a** | **B/b** | **C/c** | **C/d** | **D/e** | **e** | **E** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| opis stanja: | neobtežen nosilec (samo lastna teža in prednapetje) | plastifikacija spodnje armature | plastifikacija kabla v polju | mehčanje betona v tlaku | mejna obtežba $P_{max}$ | porušitev kabla v polju | porušitev spodnje armature v polju |
| **Nosilec z nepovezanimi kabli** | | | | | | | |
| $P$ [kN] | 0 | 39,2 | - | 42,4 | 43,4 | - | 43,2 |
| $w_c$ [cm] | 0 | 2,87 | - | 4,52 | 5,32 | - | 5,95 |
| **Nosilec s povezanimi kabli** | | | | | | | |
| $P$ [kN] | 0 | 47,6 | 48,5 | 53,1 | 55,9 | 55,9 | - |
| $w_c$ [cm] | 0 | 3,75 | 3,94 | 5,89 | 8,41 | 8,41 | - |

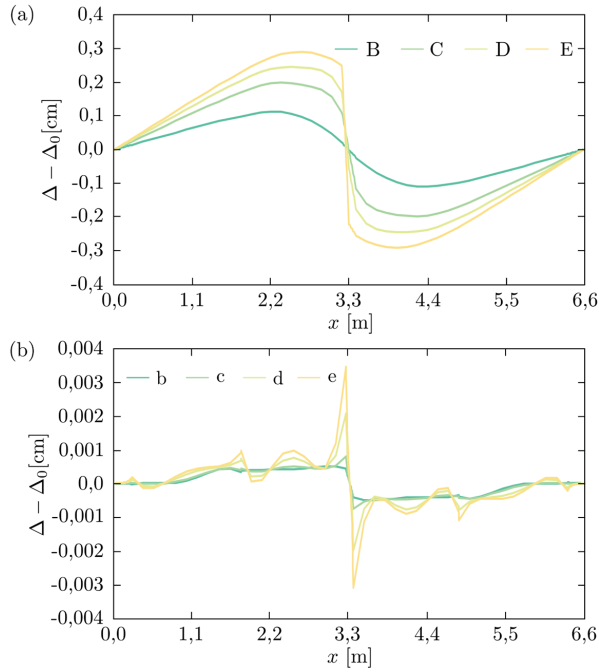
Na sliki 6 za izbrane obtežne inkremente prikažemo še potek izračunanih osnih sil v kablu, ločeno za nosilec z nepovezanimi (slika 6(a)) ter povezanimi kabli (slika 6(b)). Z naraščanjem obtežbe nosilca naraščajo tudi osne sile v kablih, pri nosilcu z nepovezanim kablom vzdolž celotne dolžine, pri nosilcu s povezanim kablom pa le v polju nosilca, kjer kabel učinkuje kot dodatna vzdolžna armatura, ki je togo povezana z betonskim prerezom. Posledica tega je seveda že predhodno omenjena večja nosilnost in drugačen način porušitve, tj. porušitev kabla v območju pod prijemališčem točkovne sile (glej preglednico 3).



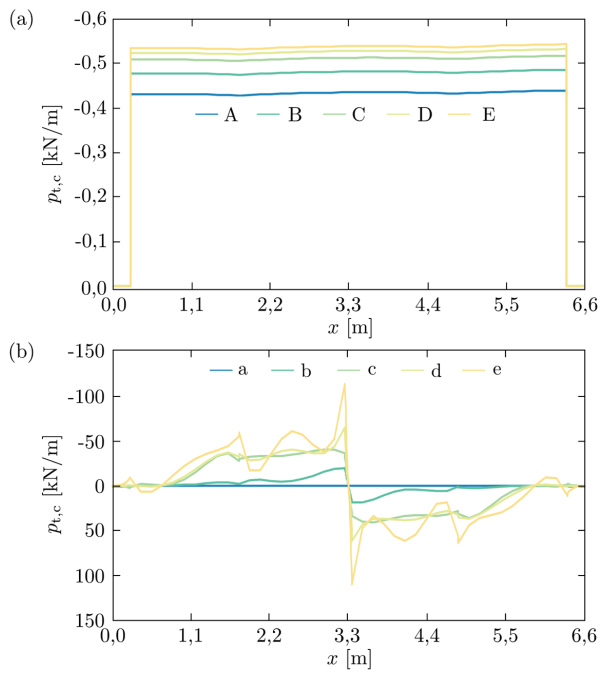

*Slika 6: Potek osne sile $N_p$ v kablu vzdolž nosilca pri izbranih karakterističnih točkah (a) za nosilec z nepovezanimi in (b) nosilec s povezanimi kabli.*

Slika 7 prikazuje potek spremembe zamika (glede na začetno stanje v nosilcu, ko nanj učinkuje le prednapetje in lastna teža) vzdolž dolžine nosilca pri prej izbranih obtežnih inkrementih (glej preglednico 3). Ponovno so na sliki 7(a) prikazani rezultati za nosilec z nepovezanim kablom, na sliki 7(b) pa rezultati za nosilec s povezanim kablom. Iz primerjave obeh diagramov je razvidna bistvena razlika v velikosti spremembe zamikov. Pri nosilcu z nepovezanimi kabli (a) se sprememba zamikov na stiku z naraščajočo obtežbo zelo povečuje in dosega vrednosti do ±0,3 cm, pri čemer se je največji zamik zgodi na sredini razpetine, tj. pod prijemališčem sile. Nasprotno pa je pri nosilcu s povezanimi kabli velikostni razred sprememb zamikov bistveno manjši in sicer do velikostnega razreda ±0,003 cm pri največji obtežbi. Tako majhne vrednosti zamikov so seveda posledica adhezijske vezi med kablom in betonom, ki onemogoča neoviran zdrs na njunem medsebojnem stiku in posledično zagotavlja učinkovitejši prenos kontaktnih napetosti preko adhezijske vezi, kot je to razvidno na sliki 8.

Slika 8 tako prikazuje potek strižne komponente kontaktne napetosti (sprijemnih napetosti) vzdolž dolžine nosilca, prav tako pri izbranih obtežnih inkrementih (glej preglednico 3). Na sliki 8(a) prikazujemo rezultate za nosilec z nepovezanim kablom na sliki 8(b) pa za nosilec s povezanim kablom. Ugotovimo, da so pri nosilcu z nepovezanimi kabli kontaktne strižne napetosti skoraj konstantne vzdolž celotnega stika in se z naraščanjem obtežbe nosilca le rahlo povečujejo (od točke A do E). Prenos strižnih obremenitev med kablom in betonom je tako enakomerno razporejen, brez lokalnih koncentracij. Nasprotno pa so pri nosilcu s povezanimi kabli kontaktne strižne napetosti bistveno večje in neenakomerno razporejene vzdolž dolžine nosilca. Z naraščanjem obtežbe (od točke a do e) se pojavijo izrazite lokalne koncentracije kontaktnih strižnih napetosti, pri čemer največje vrednostmi presežejo vrednost ±100 kN/m. Koncentracije strižnih napetosti so zopet največje v območju sredine razpetine, tj. pod prijemališčem sile.




*Slika 7: Sprememba zamika $\Delta - \Delta_0$ vzdolž stika med kablom in betonom: (a) za nosilec z nepovezanimi in (b) za nosilec s povezanimi kabli.*




*Slika 8: Potek strižne komponente kontaktne napetosti $p_{t,c}$ vzdolž stika med kablom in : (a) pri nosilcu z nepovezanimi in (b) pri nosilcu s povezanimi kabli.*

## 3. ZAKLJUČEK

Izvedena primerjalna analiza je pokazala, da ima način povezave med kablom in betonom bistven vpliv na mehanski odziv naknadno prednapetih betonskih nosilcev. Razlike so posebej izrazite v območju kritične in postkritične nosilnosti, kjer opazimo razliko v duktilnosti in nosilnosti nosilev s povezanimi in nepovezanimi kabli. Rezultati analize nakazujejo, da je ustrezno modeliranje interakcije med kablom in betonom ključno za zanesljivo numerično napoved mehanskega obnašanja takšnih nosilcev ter izpostavljajo visok potencial uporabljenega numeričnega modela pri načrtovanju in dimenzioniranju naknadno prednapetih betonskih elementov.

Uporabljeni numerični model se je izkazal kot računsko hiter in učinkovit, saj omogoča izvedbo večjega števila parametričnih študij, kar omogoča raziskovanje vpliva posameznih parametrov na globalni odziv konstrukcije in s tem učinkovito projektiranje. Ugotovitve, ki izhajajo iz rezultatov izvedene analize prispevajo k boljšemu razumevanju mehanizmov delovanja naknadno prednapetih konstrukcij ter odpirajo možnosti za nadaljnje raziskave. V nadaljevanju želimo obravnavani vpliv analizirati tudi pri sočasni mehanski in požarni obtežbi, kjer bi se lahko pojavile drugačne razlike v globalnem in lokalnem mehanskem odzivu naknadno prednapetega nosilca.

## 4. LITERATURA

[1] Z. Pan, F. You, *Quantitative design of backup prestressing tendons for long-span prestressed concrete box girder bridges*, ASCE Journal of Bridge Engineering, letnik 20, 04014066, 2015.

[2] O.F. Hussien, T.H.K. Elafandy, A.A. Abdelrahman, S.A. Abdel Baky, E.A. Nasr, *Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams*, HBRC Journal, letnik 8, str. 239–251, 2012.

[3] G. Du, X. Tao, *Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams*, PCI Journal, letnik 30, str. 72–91, 1985.

[4] P. Kočman, J.K. Češarek, S. Bratina, *A simple beam-like finite element model for the analysis of concrete beams prestressed with unbonded tendons*, Computers & Structures, letnik 316, str. 107894, 2025.

[5] J.J. Orr, A. Darby, T. Ibell, N. Thoday, P. Valerio, *Anchorage and residual bond characteristics of 7-wire strand*, Engineering Structures, letnik 138, str. 1–16, 2017.

[6] Slovenski standard Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Referenčna oznaka SIST EN 1992-1-1:2005 (sl), 2005.

[7] P. Desayi, S. Krishnan, *Equation for the stress–strain curve of concrete*, ACI Journal, letnik 61, str. 345–350, 1964.

[8] P.G. Bergan, I. Holand. *Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 17-18, no. 2, str. 443–467, 1979.

[9] M. Pang, X. Liu, Y. Dong, T. Lou, *Numerical assessment on bonded and unbonded prestressed concrete beams*, Buildings, no. 10, 1658 2022.

Barbara Mihaela SAJE[1], Blaž DOLINŠEK[2], Drago SAJE[3]

# OJAČITEV TEMELJNE PLOŠČE NA MESTU SIDRANJA STOLPNEGA ŽERJAVA

**Povzetek**

Prispevek obravnava ojačitev temeljne plošče pod stolpnim žerjavom, pri čemer so upoštevane lastna teža, stalna, vetrna in potresna obtežba. Statični izračun je bil izveden z računalniškim programom SOFiSTiK 2025. Zaradi velikih koncentriranih sil, ki se preko pritrdilnih sider žerjava prenašajo v betonsko ploščo, je bila potrebna bistvena dodatna armatura, ki izhaja predvsem iz strižne obremenitve. Ključna sta bila preverjanje preboja in izvleka sider. Zahtevam glede upogibne nosilnosti je bilo zaradi velike debeline plošče zlahka zadoščeno, prav tako tudi nosilnosti temeljnih tal – ob pogoju, da je plošča ob postavitvi žerjava dovolj velika.

**Ključne besede**: žerjav, vnos koncentrirane obtežbe v konstrukcijo, ojačitev temeljne plošče, potresna obtežba, izvlečna sila, upogibna armatura, stremenska armatura

## Foundation slab reinforcement at the tower crane anchorage location

**Summary**

This paper examines the reinforcement of a foundation slab beneath a tower crane, taking into account self-weight, permanent, wind, and seismic loads. The structural analysis was performed using SOFiSTiK 2025 software. Due to the large concentrated forces transmitted into the concrete slab via the crane's anchoring system, significant additional reinforcement was required, primarily due to shear loading. Punching shear and anchor pull-out were identified as the critical checks. The flexural capacity was easily satisfied thanks to the substantial slab thickness, as was the bearing capacity of the subsoil—provided that the slab is sufficiently large at the time of crane installation.

**Key words:** crane, transfer of concentrated load into the structure, foundation slab reinforcement, seismic loading, pull-out force, flexural reinforcement, shear reinforcement

## 1. UVOD

Stolpni žerjavi predstavljajo nepogrešljiv element sodobne gradbene industrije, zlasti pri gradnji visokih stavb, mostov, industrijskih objektov in drugih infrastrukturnih projektov. Njihova sposobnost dvigovanja težkih bremen na velike višine zahteva natančno načrtovanje ne le same konstrukcije žerjava, temveč tudi njegovega temelja, ki mora zagotavljati stabilnost, varnost in trajnost v vseh fazah delovanja.

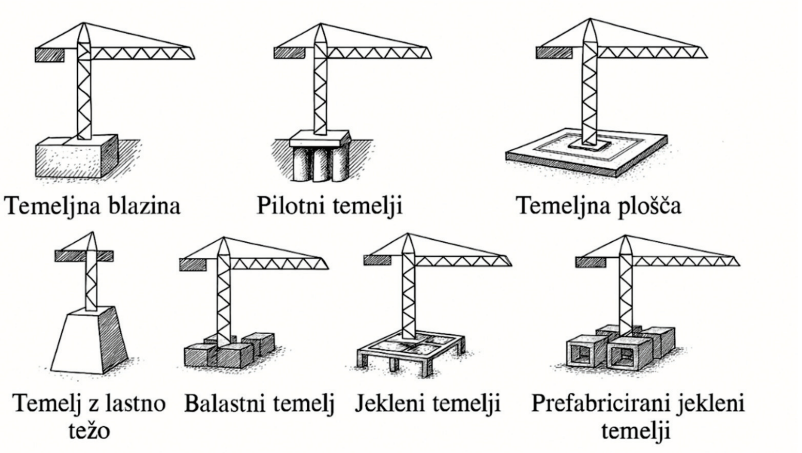
Temelj stolpnega žerjava mora prenesti vertikalne obremenitve, horizontalne sile, momentne učinke zaradi delovanja žerjava in zaradi vetra, vključno z dinamični vplivi. Poleg tega mora biti zasnovan tako, da ustreza geotehničnim pogojem na gradbišču, upoštevajoč nosilnost tal, prisotnost podtalnice in morebitne neenakomernosti v sestavi tal. V nadaljevanju predstavljamo pregled zasnov temeljev stolpnih žerjavov, vključno z vrstami in kriteriji načrtovanja.

### 1.1 Vrste temeljev za stolpne žerjave

Temelji stolpnih žerjavov predstavljajo ključen element za njihovo stabilnost in varno delovanje na

[1] mag., univ. dipl. inž. grad./vodja projekta, Gradbeni inštitut ZRMK, d.o.o., Dimičeva ulica 12, Ljubljana, barbara.mihaela.saje@gi-zrmk.si
[2] dr., univ. dipl. inž. grad./vodja Centra za materiale in konstrukcije, Gradbeni inštitut ZRMK, d.o.o., Dimičeva ulica 12, Ljubljana, blaz.dolinsek@gi-zrmk.si
[3] doc. dr., univ. dipl. inž. grad., UL FGG, Jamova cesta 2, Ljubljana, drago.saje@fgg.uni-lj.si

gradbišču. Izbira ustreznega temelja je odvisna od geomehanskih lastnosti tal, obremenitev žerjava, trajanja postavitve ter logističnih zahtev okolja. Med najpogosteje uporabljanimi vrstami temeljev, kot jih navajajo [1], so temeljne blazine, pilotni temelji, temeljne plošče, temelji z lastno težo, balastni temelji, jekleni temelji in inovativni prefabricirani jekleni temelji. Shematično so navedeni temelji žerjavov prikazani na sliki 1.




*Slika 1: Shematski prikaz vrst temeljev za stolpne žerjave.*

*Temeljna blazina* je armiranobetonski blok, ki razporedi obremenitve na večjo površino in je primerna za stabilna tla ter zmerne višine žerjavov. *Pilotni temelji* se uporabljajo pri slabših tleh ali večjih obremenitvah, saj piloti prenesejo sile na globlje, stabilne plasti tal. *Temeljna plošča* je večja armiranobetonska konstrukcija, ki podpira več stebrov in omogoča enakomerno razporeditev obremenitev, kar je primerno za spremenljive talne pogoje. *Temelji z lastno težo* uporabljajo masivne betonske bloke, ki s svojo maso preprečujejo prevrnitev žerjava, zlasti na plitvih tleh. *Balastni temelji* so zasnovani za začasne postavitve in vključujejo težke betonske ali jeklene uteži, ki omogočajo hitro montažo in demontažo. *Jekleni temelji* ali grillage konstrukcije se uporabljajo pri začasnih delih, saj nudijo prilagodljivost, enostavno montažo in možnost reciklaže. *Inovativni prefabricirani jekleni temelji* omogočajo modularno zasnovo, hitro postavitev ter prilagodljivost glede na obremenitve žerjava, kar je še posebej uporabno v sodobnih, časovno občutljivih gradbenih projektih. Raziskava [2] poudarja, da prefabricirani temelji v gradbeništvu pridobivajo na pomenu zaradi hitre montaže, manjšega vpliva na okolje, nižjih stroškov vzdrževanja in večje prilagodljivosti.

V nadaljevanju se osredotočimo na projektiranje temeljne plošče.

### 1.2 Obremenitev temeljne plošče

Pri vnosu velikih koncentriranih sil v konstrukcijo se v betonu, zlasti v območjih vnosa, pojavijo lokalne koncentracije napetosti, ki jih beton sam ne more prenesti. Zato je nujno, da ta območja ustrezno ojačamo z zadostno količino primerno razporejene armature. S takšnimi primeri se v praksi pogosto srečujemo, še posebej pri projektiranju temeljnih konstrukcij za podporo težke gradbene opreme. Eden izmed zanimivih izzivov se pojavi pri načrtovanju ojačitve temeljne plošče, na katero je predvidena postavitev stolpnega žerjava.

Obravnavani stolpni žerjavi so podprti s štirimi sidri, ki vnašajo velike izvlečne ali potisne sile v temeljno konstrukcijo. Dimenzije sider se določijo glede na velikost izvlečnih/potisnih sil, ki se pojavijo med obratovanjem žerjava, pri čemer je ključna natančna analiza obremenitev in ustrezna zasnova armature v območju prenosa teh sil.

Ker je v Sloveniji obvezna seizmična analiza konstrukcij [3], smo pri zasnovi temeljne plošče

upoštevali tudi vpliv potresnih sil, ki lahko bistveno vplivajo na porazdelitev napetosti in potrebne ojačitve.

## 2. PROJEKTIRANJE OJAČITVE TEMELJNE PLOŠČE POD ŽERJAVOM

Obtežba konstrukcije stolpnega žerjava z bremenom se preko temeljne armiranobetonske konstrukcije razporedi na temeljna tla. Zaradi velikih obremenitev na majhni površini izvedemo ojačitev temeljne plošče pod žerjavom.

V sodelujočem območju temeljna plošča okrog žerjava pogosto spreminja debelino – imamo opravka z višinskimi preskoki v debelini plošče. Sidranje jeklenih sider žerjava pogojuje najmanjšo debelino temeljne plošče. Določimo območje, na katerem mora biti položena projektirana armatura osnovne plošče in ga je treba pred postavitvijo žerjava zabetonirati. Vgrajeni beton mora doseči ustrezno trdnost.

Pred betoniranjem obravnavanega dela temeljne plošče in poglobitve temeljne plošče mora odgovorni projektant objekta potrditi, da armatura poglobitve temeljne plošče zadošča za objekt po odstranitvi žerjava.

Statični izračun in preveritev dimenzij temeljne konstrukcije za postavitev in obratovanje stolpnega žerjava izvedemo v skladu z veljavnimi standardi Evrokod [3 – 8].
Upoštevamo pet vplivov na temeljno ploščo:

- **I.** lastna teža betona,
- **II.** žerjav pri montaži,
- **III.** žerjav v obratovanju,
- **IV.** žerjav v mirovanju z vetrom,
- **V.** žerjav v obratovanju in potres.

Obtežbe, ki se z žerjava prenašajo na temeljno ploščo, smo pridobili pri proizvajalcih žerjavov [10 – 11]. Potresni vpliv smo določili na podlagi projektnega spektra odziva $S_d(T)$. Za tip tal C standard EC8 [3] podaja obliko spektra z izrazom (1):

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2{,}5}{q} - 1\right)\right] & 0 \le T \le T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} & T_B < T \le T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} & T_C < T \le T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} & T_D < T \end{cases} \quad (1)$$

Osnovni nihajni čas konstrukcije smo za obravnavane žerjave ocenili z empirično enačbo (2) iz EC8 [3]:

$$T_i \cong C \cdot H_i^{3/4}, C = 0{,}08 \quad (2)$$

Osnovna potresna sila $F_b$, ki deluje na konstrukcijo, se izračuna kot produkt mase konstrukcije $m$ in njenega pospeška, pridobljenega iz projektnega spektra odziva $S_d(T)$ (3):

$$F_b = m \cdot S_d(T) \quad (3)$$

Za višino delovanja sile pri prvi nihajni obliki smo privzeli izraz (4):

$$z_i \cong 0{,}7 \cdot H_i. \quad (4)$$

Navedena ocena višine delovanja potresne sile se **pogosto uporablja v inženirski praksi** in je podprta z analizo nihajnih oblik konstrukcij, kjer se največji odziv v prvi nihajni obliki pojavi

približno na 70 % višine konstrukcije [9].

Pri projektiranju začasnih konstrukcij, kot so žerjavi, ki bodo postavljeni za omejeno časovno obdobje, EC8 [4] omogoča zmanjšanje projektnega pospeška tal, saj je verjetnost, da se med kratkim obdobjem pojavi potres z intenziteto, predvideno za trajne objekte, bistveno manjša. Zmanjšanje se izvede z uporabo matematičnega modela (5), ki upošteva trajanje začasne faze, sprejemljivo verjetnost preseganja potresnega dogodka, povratno dobo referenčnega potresa ter eksponent, ki odraža seizmičnost območja. Na primer, za osrednjo Slovenijo, kjer je osnovni projektni pospešek tal $a_g = 0{,}275\ g$, se za konstrukcijo, ki bo stala 2 leti, lahko uporabi zmanjšan pospešek $a_{g,\mathrm{red}} \cong 0{,}131\ g$. Tak pristop omogoča varno in ekonomično projektiranje, prilagojeno dejanskemu tveganju v času obratovanja konstrukcije.

$$a_{g,\mathrm{red}} = a_g \cdot \left(\frac{t_c}{T_{NCR} \cdot p}\right)^k \tag{5}$$

kjer je:

- $a_g$ projektni pospešek tal (v našem primeru 0,275 $g$),
- $t_c$ trajanje začasne faze (npr. 2 leti),
- $p$ sprejemljiva verjetnost preseganja (npr. 0,05),
- $T_{NCR}$ povratna doba (npr. 475 let),
- $k$ eksponent (npr. 0,30).

Faktor obnašanja $q$ se pri potresnem projektiranju [3] uporablja za upoštevanje duktilnosti konstrukcije. Ker so temelji po EC7 [5] neduktilni elementi, se pri njih uporablja $q = 1{,}0$, kar pomeni elastični odziv brez zmanjšanja obremenitev.

## 2.1 Obtežne kombinacije

V skladu z evropskim predpisom EC0 [6] smo preverili mejno stanje nosilnosti z uporabo osnovne kombinacije vplivov, ki velja za stalna in začasna projektna stanja in vsebuje stalne in spremenljive vplive. Kombinacija se izrazi z naslednjim izrazom (6):

$$E_d = E\left(\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\ " + "\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}" + "\sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \tag{6}$$

in v primeru potresne obtežbe se uporablja nezgodna kombinacija (7), ki vključuje seizmični vpliv $A_{E,d}$, stalne ter zmanjšane spremenljive vplive:

$$E_d = E\left(\sum_j G_{k,j}\ " + "\sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\ " + "A_{E,d}\right) \tag{7}$$

## 2.2 Projektne sile v sidrih

Za tip žerjava Wolffkran 7534 pri treh različnih višinah žerjava podajamo projektno silo v pritrdilnem sidru $F_{Ed}$ (preglednica 1). Ugotovimo, da je pri višini žerjava 87,9 m za določitev projektne sile merodajna osnovna obtežna kombinacija z vetrom, pri višinah 123,9 m in 146,4 m pa nezgodna obtežna kombinacija s potresom.

*Preglednica 1: Projektne sile v sidru v odvisnosti od višine kljuke žerjava pri tipu žerjava WOLFFKRAN 7534.16 Clear, $r_{jib}$ = 50 m [10].*

| $h$ [m] | $F_{Ed}$, obratovanje | $F_{Ed}$, mirovanje-veter | $F_{Ed}$, obratovanje-potres tip tal C, $a_{g,\mathrm{red}}$=0,131g |
|---|---|---|---|
| 87,9 | 3849 | **5832** | 4744 |
| 123,9 | 2390 | 2543 | **3881** |
| 146,4 | 2050 | 1593 | **3595** |

Za tip žerjava Liebherr 340 EC-B 12 pri eni višini žerjava podajamo projektno silo v pritrdilnem sidru $F_{Ed}$ (preglednica 2). Ugotovimo, da je pri višini žerjava 79,9 m za določitev projektne sile merodajna

osnovna obtežna kombinacija z vetrom.

*Preglednica 2: Projektne sile v sidru v odvisnosti od višine kljuke žerjava pri tipu žerjava LIEBHERR 340 EC-B 12, Clear, $r_{jib}$ = 50 m [11].*

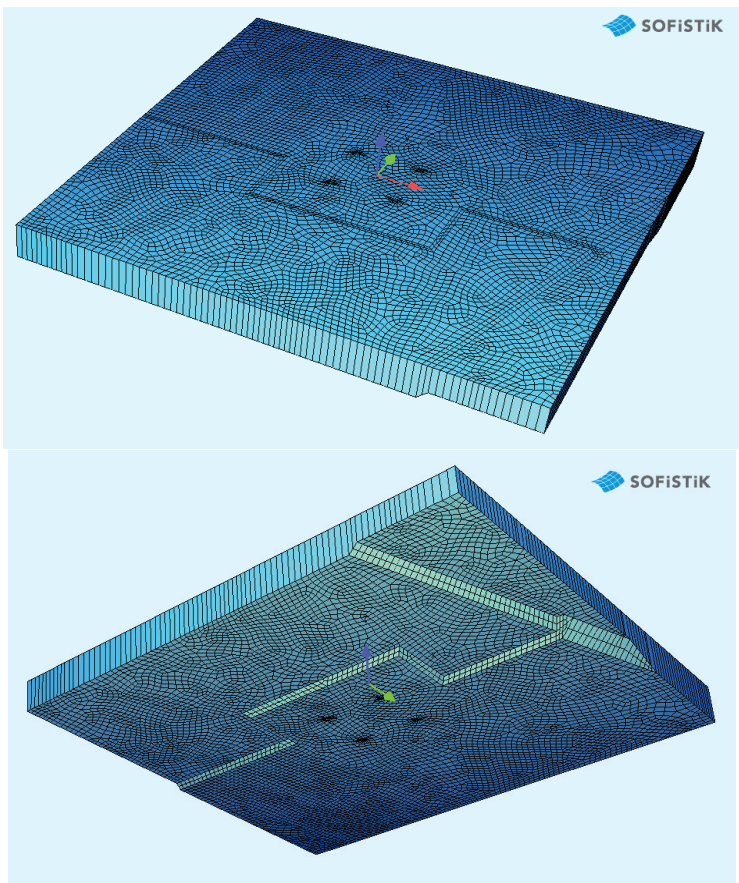
| ***h* [m]** | $F_{Ed,\text{ obratovanje}}$ | $F_{Ed,\text{ mirovanje-veter}}$ | $F_{Ed,\text{ obratovanje-potres}}$ tip tal C, $a_{g,red}$=0,131*g* |
|---|---|---|---|
| 79,9 | 3080 | **5063** | 4486 |

## 2.3 Pogoji temeljenja

Pri statičnem izračunu temeljenja žerjava smo za običajne obtežne kombinacije upoštevli modul reakcije tal v višini 14.000 kN/m³ [10 – 11]. V primeru potresne obremenitve pa je bil zaradi večje efektivne togosti tal upoštevan povečan modul reakcije, in sicer 42.000 kN/m³ [10 – 11]. Povečana vrednost omogoča bolj realistično oceno interakcije med temeljno ploščo in podlago pri dinamičnih obremenitvah, kot jih povzroča potres, ter prispeva k natančnejši oceni odziva konstrukcije.

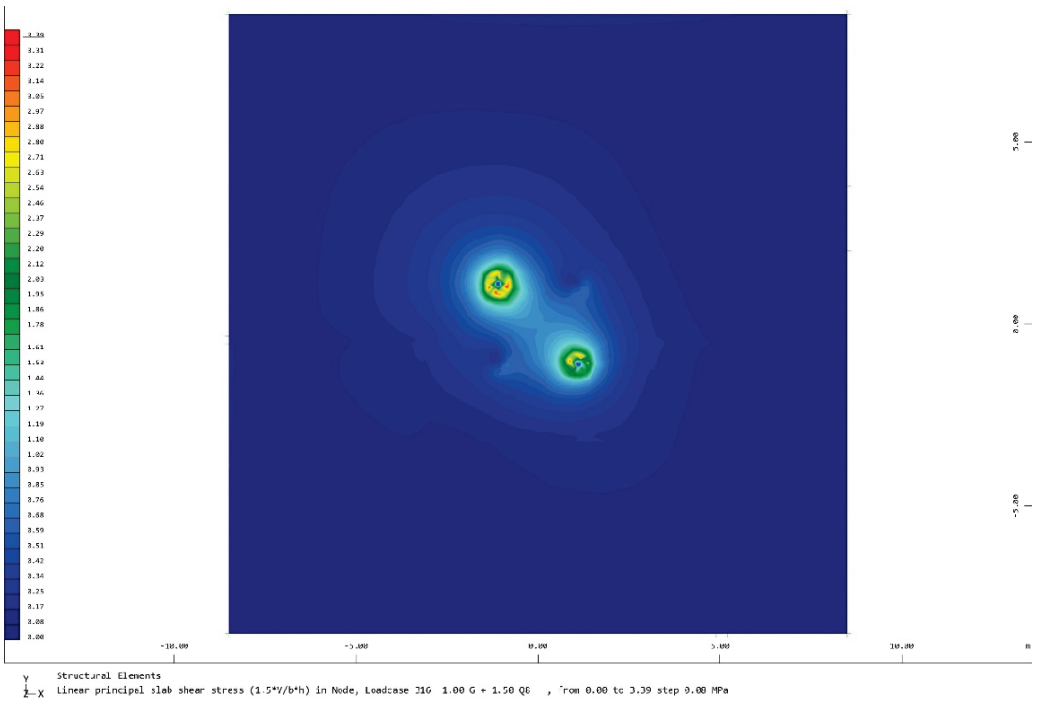
## 2.4 Dimenzioniranje temeljene plošče žerjava

Statični izračun konstrukcije temeljne plošče je bil izveden s pomočjo programske opreme SOFiSTiK 2025, ki omogoča natančno modeliranje konstrukcijskih elementov (slika 2), obtežb in interakcije s tlemi.

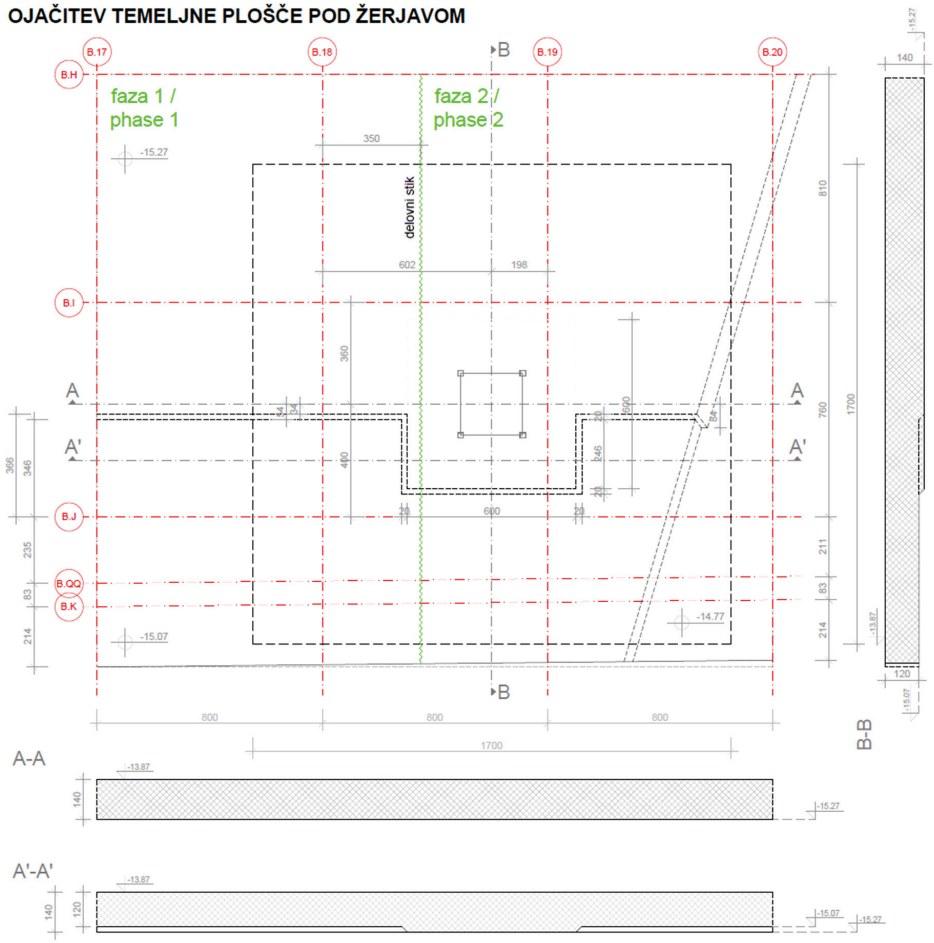



*Slika 2: Primer statičnega modela sodelujočega območja temeljne plošče pod stolpnim žerjavom [11], pogled zgornje strani in pogled spodnje strani.*

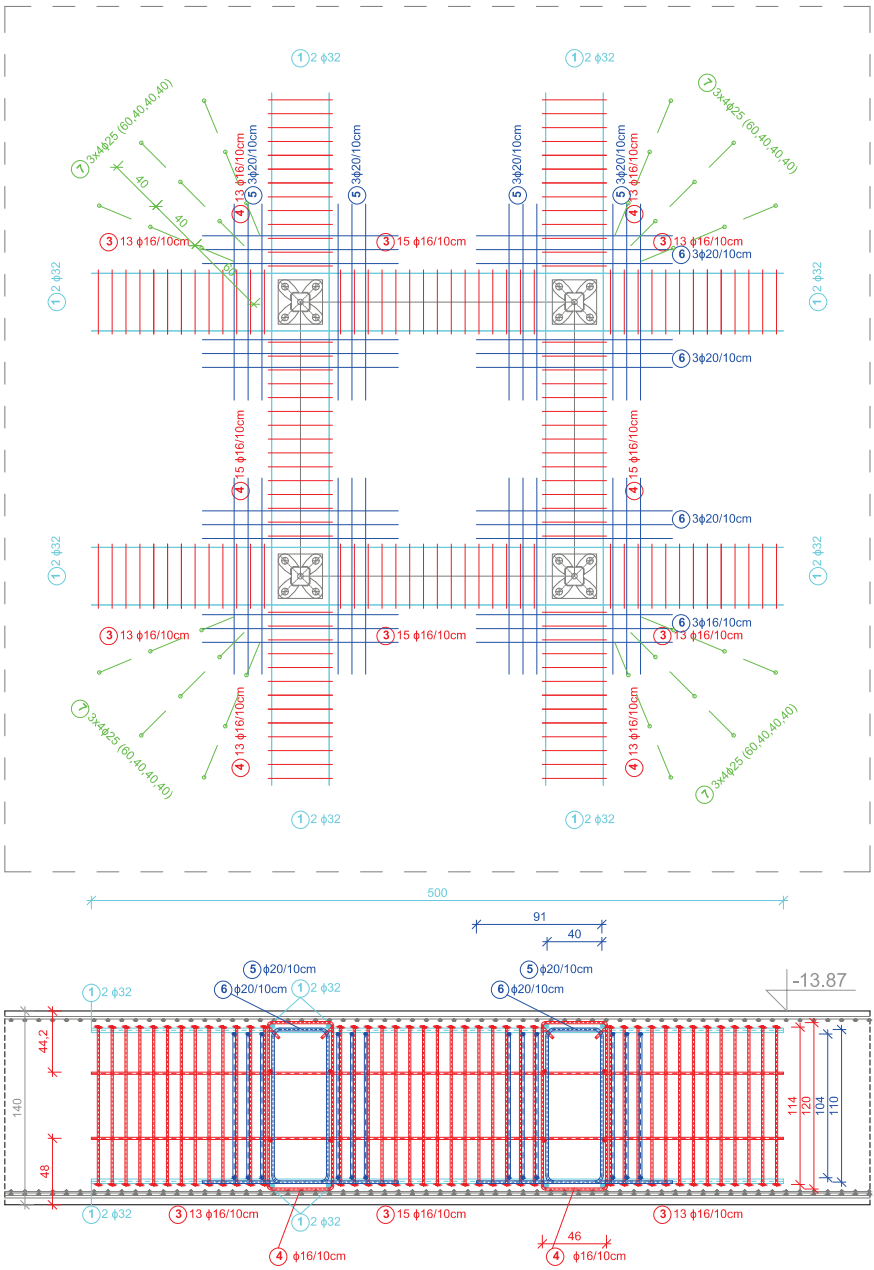
Zaradi velikih koncentriranih obtežb, ki jih žerjav prenaša na temeljno ploščo, je bilo ključno zagotoviti zadostno količino strižne armature na območjih povečanih strižnih napetosti (slika 3). Izkazalo se je, da sta preverjanje preboja in izvleka bistvenega pomena med kontrolami v mejnem stanju nosilnosti, medtem ko upogibna nosilnost zaradi velike debeline temeljne plošče ter nosilnost temeljnih tal zaradi velike površine stika s tlemi nista zahtevali večjih dodatkov armature (slika 5). Potrebno je le zagotoviti, da je površina temeljne plošče pod žerjavom ob njegovi postavitvi zadostno velika (slika 4).




*Slika 3: Strižne napetosti v temeljni plošči pod stolpnim žerjavom [11].*




*Slika 4: Primer opažnega načrta za sodelujoči del temeljne plošče pod stolpnim žerjavom [11].*




*Slika 5: Primer armaturnega načrta za sodelujoči del temeljne plošče pod stolpnim žerjavom [11].*

## 3. ZAKLJUČEK

Ojačitev temeljne plošče za podporo stolpnega žerjava zahteva natančno analizo vseh relevantnih obtežb, vključno z lastno težo, obratovalnimi pogoji, vetrom in potresom. Posebno pozornost je treba nameniti lokalnim koncentracijam napetosti v območjih sider, kjer so potrebne ustrezne ojačitve za zagotavljanje varnosti in trajnosti konstrukcije. Uporaba zmanjšanega projektnega pospeška tal za začasne konstrukcije omogoča racionalnejše dimenzioniranje brez zmanjšanja varnosti. S pomočjo sodobne programske opreme in upoštevanjem veljavnih standardov je mogoče zagotoviti zanesljivo in učinkovito rešitev za temeljenje žerjavov tudi v seizmično aktivnih območjih.

Analiza projektnih sil v sidrih je pokazala, da so pri nižjih višinah žerjavov merodajne kombinacije z vetrom, medtem ko pri višjih višinah prevladuje vpliv potresa. To potrjuje potrebo po celovitem pristopu k projektiranju, ki vključuje preverjanje različnih obtežnih kombinacij glede na višino in tip žerjava.

## 4. LITERATURA


[1] Hou X.Z., Jian J., Jia D.Q., Sen L., Yu J. (2011). *Computer method for tower crane foundation design*, Advanced Materials Research, 1269 (243–249).

[2] He, C. et al. (2024). *Research on Compressive Performance of Prefabricated Foundation for Transmission Lines*. In: Wen, F., Zhu, J. (eds) Frontiers of Energy and Environmental Engineering. CFEEE 2023 2023. Environmental Science and Engineering. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-97-0372-2_4.

[3] SIST EN 1998-1:2005+A1:2013 – *Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe*.

[4] SIST EN 1998-2:2005+A2:2011 – *Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 2. del: Mostovi.*

[5] SIST EN 1997-1:2005/A101 – *Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila*.

[6] SIST EN 1990:2002+A1:2005 – *Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij*.

[7] SIST EN 1991 (vsi deli) – *Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije*.

[8] SIST EN 1992-1-1:2005 – *Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe*.

[9] **Chopra, A.K. (2023).** *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (6. izdaja, Pearson).

[10] Saje, B. M., Dolinšek, B. (2025). *TEMELJNA KONSTRUKCIJA STOLPNEGA ŽERJAVA WOLFF 7534.16 clear, JIB 50 m, h 146.4 m – načrt konstrukcije*.

[11] Saje, B. M., Dolinšek, B. (2025). *TEMELJNA KONSTRUKCIJA STOLPNEGA ŽERJAVA LIEBHERR 340 EC-B 12, JIB 50 m, h 79.9 m – načrt konstrukcije.*

Tomaž ŽULA[1]

# OPTIMIRANJE SOVPREŽNEGA STROPNEGA SISTEMA PRI VELIKIH OBTEŽBAH

**Povzetek**

V prispevku je predstavljena stroškovna optimizacija sovprežnega stropnega sistema, izpostavljenega velikim obtežbam. Obravnavani strop je sestavljen iz armiranobetonske plošče in jeklenih varjenih I-nosilcev. Optimizacija je izvedena z uporabo metode mešanega celoštevilskega nelinearnega programiranja (MINLP). Optimizacijski model vključuje stroškovno namensko funkcijo ter pogojne (ne)enačbe, ki opisujejo obremenitve, deformacije in dimenzioniranje sovprežnih konstrukcij. Pogoji dimenzioniranja so določeni skladno z zahtevami Evrokodov. Cilj optimizacije je določiti minimalne izdelavne stroške ob doseženi optimalni trdnosti betona in jekla ter ustreznih dimenzijah prečnih prerezov armiranobetonske plošče in jeklenih varjenih I-nosilcev. Na koncu članka je predstavljena tudi parametrična študija optimizacije sovprežnega stropnega sistema pri različnih obtežbah.

**Ključne besede**: sovprežne konstrukcije, stroškovno optimiranje, mešano celoštevilsko nelinearno programiranje, MINLP

## Optimization of a composite floor system under high loads

**Summary**

This paper presents the cost optimization of a composite floor system composed of a reinforced concrete slab and steel welded I-sections, subjected to high load conditions. The optimization is carried out using the Mixed-Integer Nonlinear Programming (MINLP) approach. The developed optimization model incorporates a cost-oriented objective function representing the self-manufacturing costs, and includes design, strength, and deflection (in)equality constraints. The design constraints are defined in accordance with Eurocode standards. The optimization aims to determine the minimum production cost while achieving optimal concrete and steel strengths, as well as appropriate dimensions of the composite cross-section. Finally, the paper presents a parametric study of the optimization of a composite floor system under different high loads.

**Key words:** Composite structures, Cost optimization, Mixed-integer non-linear programming, MINLP

## 1. UVOD

Sovprežni stropni sistemi so ena najučinkovitejših konstrukcijskih rešitev, saj združujejo prednosti dveh različnih materialov: betona, ki učinkovito prevzema tlake v zgornji coni, in jekla, ki prevzema natege v spodnji coni. Takšna materialna sinergija omogoča racionalno izrabo nosilnega prereza, zmanjšanje lastne teže konstrukcije in povečanje nosilnosti. Zaradi teh lastnosti so sovprežni sistemi postali razširjena inženirska rešitev v sodobnem gradbeništvu ter priljubljena izbira med arhitekti in konstrukterji pri načrtovanju industrijskih objektov, poslovnih stavb, mostov in modularnih konstrukcij. Optimizacija takšnih sistemov je pomembno raziskovalno področje, saj omogoča zmanjšanje materialne porabe, znižanje stroškov in povečanje trajnostne učinkovitosti konstrukcij.

V preteklih raziskavah je bilo razvitih in uporabljenih več učinkovitih metod ter optimizacijskih algoritmov za določitev optimalnih rešitev sovprežnih konstrukcij. Adeli in Kim [1] sta za optimizacijo sovprežnih plošč uporabila algoritem nevronske dinamike (Neural Dynamics Algorithm). Kravanja in Šilih [2] ter Klanšek in Kravanja [3] so pri raziskavi konkurenčnosti različnih sovprežnih stropnih sistemov uporabili metodo nelinearnega programiranja (NLP). V nadaljnjih študijah so različni raziskovalci uporabili tudi metahevristične pristope za iskanje optimalnih oblik sovprežnih konstrukcij. Tako sta Kaveh in Ahangaran [4] uporabila algoritem družbenega harmonijskega iskanja (Social Harmony Search), Poitras idr. [5] optimizacijo z rojem delcev (Particle

Swarm Optimization), medtem ko sta Senouci in Al-Ansari [6] izvedla optimizacijo z uporabo genetskega algoritma (Genetic Algorithm).

V prispevku je predstavljena stroškovna optimizacija sovprežnega stropnega sistema. Optimizacija konstrukcije je izvedena z uporabo metode mešanega celoštevilskega nelinearnega programiranja (MINLP). Gre za kombinirano diskretno/zvezno metodo optimizacije, pri kateri se hkrati izvajajo: diskretna optimizacija materialov (izbira trdnostnega razreda betona in jekla), diskretna optimizacija standardnih dimenzij (jekleni prerezi nosilcev in armaturne mreže), zaokrožena optimizacija dimenzij (debeline armiranobetonske plošče), in optimizacija zveznih parametrov, kot so stroški.

Cilj optimizacije je določiti najmanjše lastne izdelavne stroške sovprežnega stropnega sistema. Stroškovna funkcija je oblikovana ob upoštevanju omejitev, izraženih z enačbami in neenačbami, ki izhajajo iz računske analize ter postopkov dimenzioniranja sovprežnih konstrukcij. Dimenzioniranje je izvedeno v skladu z zahtevami Eurokod standardov, pri čemer so zagotovljeni vsi pogoji za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU).

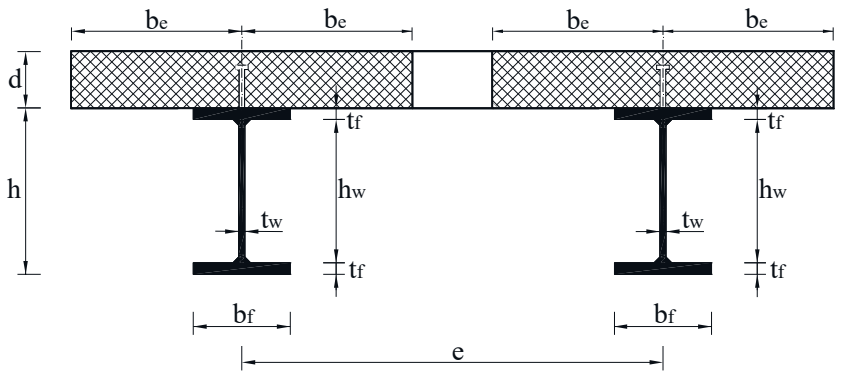
Optimizacija konstrukcije je izvedena z modificiranim algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb (Modified OA/ER algoritem) [7]–[8]. Uporabljena je dvofazna strategija MINLP, ki omogoča postopno optimiranje v dveh fazah. Tak pristop izboljša konvergenco OA/ER algoritma in prispeva k zanesljivejšemu doseganju končne rešitve.

## 2. SOVPREŽNI STROPNI SISTEM Z I NOSILCI

Prostoležeči sovprežni stropni sistem sestavljata armiranobetonska plošča in jekleni varjeni nosilci I prereza. Nosilnost takšnega sistema je odvisna od lege nevtralne osi, ki se lahko nahaja v armiranobetonski plošči, v zgornji pasnici ali v stojini jeklenega nosilca. V okviru tega prispevka je izdelan optimizacijski model, ki vsebuje pogojno (ne)enačbo, pri katerem se nevtralna os nahaja samo v betonski plošči sovprežnega sistema.

Povezava med armiranobetonsko ploščo in jeklenim nosilcem je zagotovljena z uporabo moznikov z glavo, privarjenih na zgornjo pasnico jeklenega I nosilca ter vbetoniranih v ploščo, slika 1. Takšna izvedba omogoča dosego polne sovprežnosti. Med postopkom betoniranja so nosilci začasno podprti z vmesnimi podpornimi elementi tako, da se po strditvi betona celotna lastna in spremenljiva obtežba preneseta na sovprežni prerez.

Dimenzioniranje sistema je izvedeno skladno z evropskimi standardi Eurocode 0 [9], Eurocode 1 [10], Eurocode 2 [11], Eurocode 3 [12] in Eurocode 4 [13], pri čemer so izpolnjeni vsi pogoji za (MSN) in (MSU). Dimenzioniranje sovprežnega stropnega sistema poteka v skladu s smernicami standarda Eurocode 4 [13], ki določa tudi dodatne zahteve za jekleni del prereza v skladu z Eurocode 3 [12] ter za armiranobetonsko ploščo v skladu z Eurocode 2 [11]. Kombinacije obtežb so določene v skladu s standardom Eurocode 1 [10].




*Slika 1: Prečni prerez sovprežnega stropnega sistema z I nosilci*

V okviru preverjanja (MSN) so bili preverjeni naslednji kriteriji: plastična upogibna nosilnost sovprežnega prereza, strižna nosilnost prereza, lokalno izbočenje stojine nosilca zaradi strižnih napetosti, strižna odpornost moznikov (na strig in bočni pritisk na beton) ter plastična upogibna nosilnost armiranobetonske plošče, glej preglednico 1. Armiranobetonska plošča je bila pri tem obravnavana kot kontinuirna plošča, nosilna v eni smeri.

*Preglednica 1: Mejno stanje nosilnosti sovprežnega stropnega sistema*

| *Mejno stanje nosilnosti (MSN):* | |
|---|---|
| - plastična upogibna nosilnost sovprežnega stropnega sistema z I nosilci: $M_{Ed,cb} \leq M_{pl,Rd,cb}$ | (1) |
| $M_{Ed,cb} = q_{Ed,cb} \cdot L^2 / 8$ kjer je $q_{Ed,cb} = (\gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q \cdot e)$ | (2),(3) |
| -kadar plastična nevtralna os leži v betonski plošči: | |
| $(A_a \cdot f_y \cdot \gamma_c) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot \gamma_a) \leq 2 \cdot b_e \cdot d$ | (4) |
| $M_{pl,Rd,cb} = [\, h / 2 + d - (A_a \cdot f_y \cdot \gamma_c) / (4 \cdot b_e \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot \gamma_a) \,] \cdot A_a \cdot f_y / \gamma_a$ | (5) |
| $x_p = (A_a \cdot f_y \cdot \gamma_c) / (2 \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot \gamma_a)$ | (6) |
| - strižna nosilnost sovprežnega stropnega sistema z I nosilci: $V_{Ed,cb} \leq V_{b,Rd,cb}$ | (7) |
| $V_{Ed,cb} = q_{Ed,cb} \cdot L / 2$ | (8) |
| $V_{b,Rd,cb} = (\chi_w \cdot f_y \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w) / (3^{½} \cdot \gamma_{M1})$ | (9) |
| - strižna nosilnost moznikov z glavo: $V_l \leq ½ \cdot n_{sc} \cdot P_{Rd}$ | (10) |
| $V_l = \min \{ A_a \cdot f_y / \gamma_a;\ 2 \cdot b_e \cdot 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c \}$ | (11) |
| $P_{Rd} = \min \{ 0.29 \cdot \alpha \cdot d_{sc}^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{½} / \gamma_v;\ 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d_{sc}^2 / (4 \cdot \gamma_v) \}$ | (12) |
| - plastična upogibna nosilnost armiranobetonske plošče: $M_{Ed,cs} \leq M_{ult,cs}$ | (13) |
| $M_{Ed,cs,pl} = q_{Ed,cs} \cdot e^2 / 16$ | (14) |
| $q_{Ed,cs} = (\gamma_g \cdot \rho_c \cdot b_{cu} \cdot d + \gamma_q \cdot q \cdot b_{cu})$ | (15) |
| $M_{ult,cs} = 0.48 \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{cu} \cdot x_{pc}^2 / \gamma_c + A_s \cdot b_{cu} \cdot (d - x_{pc}) \cdot f_{ya} / \gamma_s$ | (16) |

Oznake v preglednici 1 so: $g$ je lastna teža, $q$ je spremenljiva obtežba, $h$ je višina jeklenega profila, $d$ je debelina armiranobetonske plošče, $t_f$ je debelina pasnice, $t_w$ je debelina stojine, $A_a$ je prečni prerez jeklenega profila, $b_e$ sodelujoča širina betonske pasnice na vsaki strani stojine ($b_e$=min ($L$/8, $e$/2)), $e$ je medsebojna razdalja med jeklenimi I nosilci, $x_p$ je oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba sovprežnega prereza, $V_l$ je vzdolžna strižna sila, $P_{rd}$ je projektna strižna nosilnost moznika, $n_{sc}$ je število moznikov na nosilcu, $\alpha$ je koeficient odvisen od vitkosti moznika, $d_{sc}$ je premer moznika z glavo, $E_{cm}$ je sekantni modul elastičnosti betona, $\pi$ je Ludolfovo število, $b_{cu}$ je enotska širina betonske plošče (1m), $c$ je debelina krovnega sloja betona, $x_{pc}$ je oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba betonske plošče, $f_{ck}$ je karakteristična tlačna trdnost betona, $f_y$ je napetost tečenja, $f_{ya}$ je meja plastičnosti armature, $f_u$ natezna trdnost jekla, $\gamma_q$ je delni faktor za spremenljivo obtežbo, $\gamma_g$ je delni faktor za lastno obtežbo, $\gamma_c$ je delni faktor za beton, $\gamma_a$ je delni faktor za jeklo, $\gamma_{M1}$ je delni faktor odpornosti elementov, $\gamma_v$ je delni faktor za projektno strižno nosilnost moznika, $\gamma_s$ je delni faktor za armaturno jeklo, $\rho_c$ je prostorninska teža betona, in $\chi_w$ je zmanjševalni koeficient strižnega izbočenja.

V okviru (MSU) so bili navpični upogibi sovprežnih nosilcev izračunani z elastično metodo, pri čemer sta bila upoštevana vpliva lezenja in krčenja betona pod lastno obtežbo, glej preglednico 2. Izračuni so pokazali, da največji upogibi, povzročeni z delovanjem lastnih in spremenljivih obtežb, ne presegajo dovoljenih mejnih vrednosti, določenih v standardu SIST EN 1990:2004/A101 [14]. Poleg tega so bili preverjeni tudi končni navpični upogibi ter širine razpok v armiranobetonski plošči, ki so bili omejeni na predpisane mejne vrednosti.

Oznake v preglednici 2 so: $\delta_2$ upogibek sovprežnega stropnega sistema z I nosilci zaradi spremenljive obtežbe, $\delta_{max}$ je upogibek sovprežnega sistema zaradi celotne obtežbe, $\delta_{sh}$ je upogibek sovprežnega sistema zaradi krčenja betona in $\delta_{cr}$ je upogibek sovprežnega sistema zaradi lezenja betona. $M_{sh}$ je upogibni moment zaradi krčenja betona, $I_i$ je idealiziran vztrajnostni moment transformiranega sovprežnega prereza (betonski del prereza je transformiran/spremenjen v jeklenega), $I_{cr}$ je idealiziran vztrajnostni moment zaradi lezenja betona in $I_{sh}$ je idealiziran vztrajnostni moment sovprežnega prereza zaradi krčenja betona, $E_a$ je elastični modul konstrukcijskega jekla, $\delta$ upogibek

armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe, $\delta_I$ je upogibek armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe pri upoštevanju nerazpokanega prereza in $\delta_{II}$ je upogibek armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe pri upoštevanju razpokanega prereza. $\zeta$ je koeficient porazdelitve, $\sigma_s$ je napetost v natezni armaturi pri razpokanem prerezu, $\sigma_{sr}$ je napetost v natezni armaturi razpokanega prereza pri obtežnih pogojih nastanka prvih razpok, $E_{c,eff}$ je učinkoviti modul elastičnosti betona, $I_c$ je vztrajnostni moment razpokane betonske plošče širine 1m, $I_u$ je vztrajnostni moment nerazpokane betonske plošče širine 1m in $k$ je koeficient, ki je odvisen od števila razponov kontinuirane betonske plošče.

*Preglednica 2: Mejno stanje uporabnosti sovprežnega stropnega sistema*

| *Mejno stanje uporabnosti (MSU):* | |
|---|---|
| - kontrola navpičnega upogibka sovprežnega sistema z I nosilci: | |
| $\delta_2 \le L / 300, \quad \delta_{max} \le L / 250$ | (17),(18) |
| $\delta_2 = 5 \cdot q \cdot e \cdot L^4 / (384 \cdot E_a \cdot I_i)$ | (19) |
| $\delta_{max} = \delta_2 + \delta_{cr} + \delta_{sh}$ | (20) |
| $\delta_{sh} = M_{sh} \cdot L^2 / (8 \cdot E_a \cdot I_{sh})$ | (21) |
| $\delta_{cr} = 5 \cdot g \cdot L^4 / (384 \cdot E_a \cdot I_{cr})$ | (22) |
| - kontrola navpičnega upogibka betonske plošče med I nosilci: | |
| $\delta \le L / 250$ | (23) |
| $\delta = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_I$ | (24) |
| $\zeta = 1 - 0.5 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)$ | (25) |
| $\delta_{II} = k \cdot [\, \rho_c \cdot b_{cu} \cdot d \cdot e^4 / (E_{c,eff} \cdot I_c) + q \cdot b_{cu} \cdot e^4 / (E_{cm} \cdot I_c)\, ]$ | (26) |
| $\delta_I = k \cdot [\, \rho_c \cdot b_{cu} \cdot d \cdot e^4 / (E_{c,eff} \cdot I_u) + q \cdot b_{cu} \cdot e^4 / (E_{cm} \cdot I_u)\, ]$ | (27) |

## 3. MINLP MODELNA FORMULACIJA

Ker je optimizacijski problem sovprežnega stropnega sistema po svoji naravi nelinearen, nekonveksen ter sestavljen iz zveznih in diskretnih spremenljivk, je bila za njegovo reševanje uporabljena metoda mešanega celoštevilskega nelinearnega programiranja (MINLP). Takšen pristop omogoča hkratno obravnavo zveznih in binarnih odločitev v okviru nelinearnih omejitev in namenske funkcije. Splošna formulacija MINLP optimizacijskega problema je podana v naslednji obliki, enačbe (28)-(31):

$$\min \; z = f(\mathbf{x},\mathbf{y}) \tag{28}$$

$$\text{pri pogojih} \quad g_k(\mathbf{x},\mathbf{y}) \le 0 \quad k \in K \tag{29}$$

$$\mathbf{x} \in X = \{\mathbf{x} \in R^n : \; \mathbf{x}^{LO} \le \mathbf{x} \le \mathbf{x}^{UP}\} \tag{30}$$

$$\mathbf{y} \in Y = \{0,1\}^m \tag{31}$$

pri čemer $f(\mathbf{x},\mathbf{y})$ predstavlja namensko (stroškovno) funkcijo, $g_k$ $(\mathbf{x},\mathbf{y})$ pa množico omejitev, ki vključujejo enačbe in neenačbe ($k$ prikazuje število omejitev), izhajajoče iz statičnih pogojev ter zahtev dimenzioniranja konstrukcijskih elementov. Vse funkcije so nelinearne, zvezne in zvezno odvedljive. Vektor $\mathbf{x}$ označuje zvezne odločitvene spremenljivke, definirane na območju $X$, medtem ko vektor $\mathbf{y}$ predstavlja diskretne binarne spremenljivke, ki lahko zavzamejo vrednost 0 ali 1 ($m$ prikazuje število binarnih spremenljivk).

## 4. OPTIMIRANJE SOVPREŽNEGA STROPNEGA SISTEMA PRI VELIKIH OBTEŽBAH

V prispevku predstavljamo parametrično MINLP optimizacijjo prostoležečega sovprežnega stropnega sistema. Obravnavani sovprežni stropni sistem ima razpon 12 m in je sestavljen iz armiranobetonske plošče, ki je z mozniki z glavo povezana z jeklenimi varjenimi I nosilci. Premer moznikov z glavo je 19 mm. Izvedli smo šest posameznih MINLP-optimizacij za šest različnih obtežnih primerov. V vsaki posamezni optimizaciji se upošteva lastna teža sovprežnega stropnega sistema ($g$) in enakomerna zvezna spremenljiva obtežba ($q$) 10 kN/m$^2$, 12 kN/m$^2$, 14 kN/m$^2$, 16

kN/m$^2$, 18 kN/m$^2$ ali 20 kN/m$^2$.

Diskretna MINLP optimizacija sovprežnega stropnega sistema je izvedena z modificiranim algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb (Modified OA/ER) po Kravanji in Grossmannu [7]. Algoritem izmenično rešuje podprobleme nelinearnega programiranja (NLP) in glavne probleme mešanega celoštevilskega linearnega programiranja (MILP). NLP-podproblemi optimirajo zvezne parametre sistema ob fiksiranih binarnih spremenljivkah iz prejšnjega MILP, kar določa zgornjo mejo ciljne funkcije, medtem ko MILP-problemi predstavljajo spodnjo mejo. Postopek se zaključi, ko spodnja meja preseže najboljšo zgornjo ali ko se vrednosti NLP več ne izboljšujejo. Pri obsežnih nekonveksnih MINLP-problemih se uporablja dvofazna strategija, ki pospeši konvergenco algoritma. V prvi fazi se izvede zvezna optimizacija vseh spremenljivk, kar zagotovi dobro začetno rešitev. V drugi fazi se uvedejo diskretne spremenljivke za materiale in dimenzije ter izvede končna optimizacija do doseganja optimalne rešitve.

Za optimizacijo sovprežnega sistema smo uporabili posebej za ta namen razvite MINLP optimizacijske modele COMBOPT, zapisane v višjem algebrajskem modelnem jeziku GAMS (General Algebraic Modeling System) [15]. V računskem primeru obravnavamo optimizacijo plastične odpornosti sovprežnega stropnega sistema z varjenimi I prerezi. Upoštevan je primer, pri katerem nevtralna os leži v betonu.

Cilj optimizacije je določiti optimalni trdnostni razred betona, vrsto konstrukcijskega jekla, prereze jeklenih varjenih I nosilcev, standardne prereze armaturnih mrež, medosno razdaljo med I nosilci ter debelino armiranobetonske plošče, pri čemer se išče konfiguracija z minimalnimi lastnimi izdelavnimi stroški konstrukcije. V optimizacijskem programu COMBOPT namensko funkcijo predstavlja celovita stroškovna funkcija lastnih izdelavnih stroškov, ki je oblikovana kot sistem nelinearnih funkcij, razvitih po Klanšku in Kravanji [3], Kravanji idr. [16] ter Žuli idr. [17]. Namenska funkcija vključuje stroške materiala, energije in dela, potrebne za izvedbo sovprežnega stropnega sistema, ter je matematično zapisana v naslednji obliki, enačba (32):

$$\begin{aligned}\min: Cena = \{&C_{M,s} + C_{M,c} + C_{M,r} + C_{M,sc} + C_{M,e} + C_{M,ac,fp,tc} + C_{M,f} \\ &+ C_{M,c,ng} + C_{M,c,oxy} + C_{P,c,gm} + C_{P,w} + C_{P,sw} \\ &+ C_{P,v} + C_{L,c,oxy\text{-}ng} + C_{L,g} + C_{L,p,a,t} + C_{L,w} + C_{L,sw} \\ &+ C_{L,spp} + C_{L,f} + C_{L,r} + C_{L,c} + C_{L,v} + C_{L,cc}\}/(e \cdot L)\end{aligned} \tag{32}$$

kjer spremenljivka *Cena* (€/m$^2$) predstavlja lastne izdelavne stroške na enoto uporabne površine sovprežnega stropnega sistema; $C_M$,…, $C_P$,… in $C_L$,… označujejo posamezne stroškovne postavke materiala, električne energije in dela, izračunane v €, glej preglednico 3; $L$ (m) je razpon sovprežnega stropnega sistema in $e$ (m) je medsebojna razdalja dveh sosednjih I nosilcev. Stroški materiala so: konstrukcijsko jeklo $C_{M,s}$, beton $C_{M,c}$, rebrasta mrežna armatura $C_{M,r}$, valjčni mozniki $C_{M,sc}$, elektrode $C_{M,e}$, antikorozijska barva, protipožarna barva in barva končnega premaza $C_{M,ac,fp,tc}$, prefabricirane opažne plošče $C_{M,f}$, naravni plin $C_{M,c,ng}$ in kisik $C_{M,c,oxy}$. Stroški električne energije so: proces brušenja robov pločevin $C_{P,gm}$, proces obločnega varjenja pločevin $C_{P,w}$, proces obločnega varjenja valjčnih moznikov $C_{P,sw}$ in proces vibriranja betona $C_{P,v}$. Stroški dela zajemajo: plinsko rezanje jeklenih pločevin s tehnologijo kisik-naravni plin $C_{L,c,oxy\text{-}ng}$, brušenje robov pločevin $C_{L,g}$, priprava, sestavljanje in pritrjevanje elementov za varjenje $C_{L,p,a,t}$, ročno obločno varjenje $C_{L,SMAW}$, polavtomatsko obločno varjenje valjčnih moznikov $C_{L,sw}$, peskanje pločevine in nanos antikorozijskega, protipožarnega ter končnega premaza $C_{L,spp}$, montaža, niveliranje, demontaža in čiščenje opažnega sistema $C_{L,f}$, rezanje, postavitev in vezanje mrežne armature $C_{L,r}$, betoniranje plošče $C_{L,c}$, konsolidacija betona $C_{L,v}$ in nega betona $C_{L,cc}$. V preglednici 3, $c$ označuje osnovno ceno enote *(npr.* strošek vseh moznikov se izračuna: $C_{M,sc}=c_{M,sc}\cdot n_{sc}$, kjer je $c_{M,sc}$ cena enega moznika in $n_{sc}$ je število potrebnih moznikov).

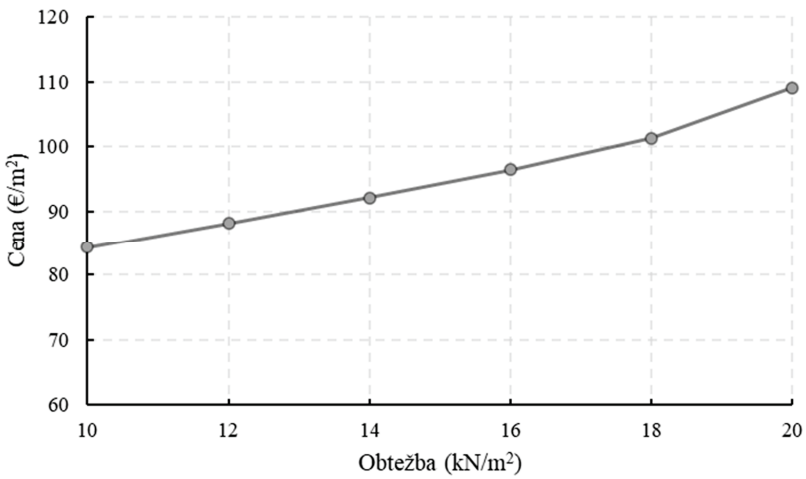
Optimizacija je bila izvedena z uporabo programskega paketa MIPSYN [18]. Postopek MINLP optimiranja združuje zvezno nelinearno programiranje (NLP) ter diskretno mešano celoštevilsko

linearno programiranje (MILP). Za reševanje NLP podproblemov je bil uporabljen program GAMS/CONOPT2 [19], ki temelji na splošni metodi reduciranih gradientov, medtem ko je za reševanje MILP glavnih problemov služil program GAMS/Cplex 7.0 [20], ki uporablja metodo vejanja in omejevanja.

*Preglednica 3: Stroškovni parametri materiala, energije in dela*

| | |
|---|---|
| $C_{M,s}$ | Cena konstrukcijskega jekla S 235 za 8 mm debelo jekleno pločevino: $c_S$ =1,25 €/kg |
| | $C_{M,s} = c_S \cdot ( a_1 \cdot f_y^2 + a_2 \cdot t^2 + a_3 \cdot f_y \cdot t + a_4 \cdot f_y + a_5 \cdot t + a_6)$ (€/kg);<br>$a_1 = -3{,}7313 \times 10^{-4}$; $a_2 = -1{,}7170 \times 10^{-2}$; $a_3 = -4{,}9858 \times 10^{-4}$; $a_4 = 2{,}8962 \times 10^{-2}$<br>$a_5 = 1{,}2934 \times 10^{-1}$; $a_6 = 4{,}4147 \times 10^{-1}$ $f_y$ (kN/cm$^2$)*; $t$ (cm) debelina pločevine |
| $C_{M,c}$ | Cena betona C 20/25: $c_C$ = 100,00 €/m$^3$ |
| | $C_{M,c} = c_C \cdot (k_1 \cdot f_{ck}^2 + k_2 \cdot f_{ck} + k_3)$ (€/kg);<br>$k_1 = -3{,}2220 \times 10^{-2}$; $k_2 = 4{,}0571 \times 10^{-1}$; $k_3 = 1{,}8829 \times 10^{-1}$ $f_{ck}$ (kN/cm$^2$)** |
| $C_{M,f}$ | Materialni strošek prefabriciranih opažnih plošč: |
| | $C_{M,f} = c_{M,f} \cdot 1/n_{uc} \cdot A_{cs}$<br>$c_{M,f}$ cena prefabriciranih opažnih plošč; $c_{M,f}$ = 30,00 €/m$^2$<br>$n_{uc}$ število ciklov uporabe opažnih plošč, od 10 do 100; $n_{uc}$ =30<br>$A_{cs}$ površina opaža na sovprežni sistem; $A_{cs} = e \cdot L$ (m$^2$) |
| $c_{M,r}$ | Cena armaturnega jekla B 500 0,70 €/kg |
| $c_{M,sc}$ | Cena valjčnih moznikov 0,50 €/moznik |
| $c_{M,e}$ | Cena elektrod 2,00 €/kg |
| $c_{M,ac}$ | Cena antikorozijskega zaščitnega premaza 1,00 €/m$^2$ |
| $c_{M,fp}$ | Cena protipožarnega zaščitnega premaza R 30 10,00 €/m$^2$ |
| $c_{M,tc}$ | Cena končnega zaščitnega premaza 0,80 €/m$^2$ |
| $c_{M,ng}$ | Cena naravnega plina 0,70 €/m$^3$ |
| $c_{M,oxy}$ | Cena kisika 1,80 €/m$^3$ |
| $c_P$ | Cena električne energije 0,20 €/kWh |
| $c_L$ | Stroškovna urna postavka delavca 25,00 €/h |

*napetost tečenja jekla, **tlačna trdnost betona




*Slika 2: Diagram optimalnih rezultatov sovprežnega stropnega sistema pri velikih obtežbah*

Iz izračunanih optimalnih rezultatov smo ugotovili, da se lastni izdelavni stroški povečujejo skoraj linearno od 84 €/m$^2$ pri obtežbi 10 kN/m$^2$ do 109 €/m$^2$ pri obtežbi 20 kN/m$^2$, to je 1,3 kratno povečanje pri povečevanju obtežbe, glej sliko 2. Pri optimalni višini varjenega I nosilca je zaznan zanimiv trend: z večanjem obtežbe se $h_w$ sprva povečuje (iz 639 mm pri 10 kN/m² na 815 mm pri 18 kN/m²), nato pa pri najvišji obtežbi nekoliko pade (786 mm pri 20 kN/m²), glej preglednico 4. Podoben vzorec je

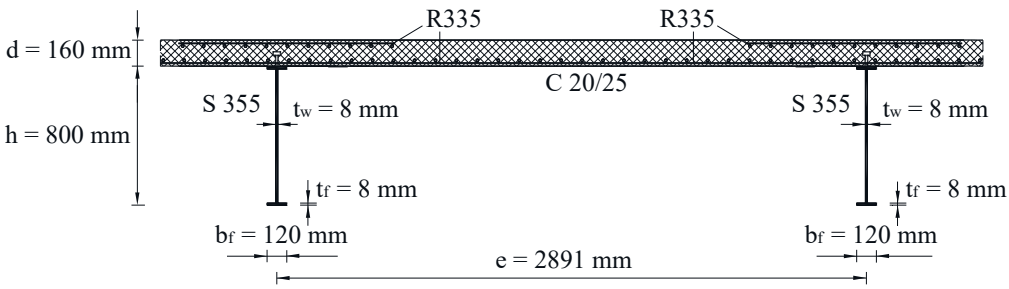
opazen tudi pri optimalnem razmiku med nosilci. Takšno vedenje kaže na obstoj mejne točke optimizacije, kjer dodatno povečevanje višine profila ne vodi več v zmanjšanje izdelavnih stroškov, temveč je učinkoviteje zmanjšati razmik med nosilci, s čimer se ohrani ekonomičnost konstrukcije. Na sliki 3 je prikazan optimalni prerez sovprežnega stropnega sistema pri enakomerni spremenljivi obtežbi 16 kN/m². Pri doseženih minimalnih izdelavnih stroških 96,45 €/m² je bila izračunana optimalna debelina armiranobetonske plošče 160 mm, armirane z mrežo R335 in izdelane iz betona razreda C20/25, glej sliko 3. Varjeni I-nosilec ima v tem primeru višino stojine 800 mm pri debelini 8 mm, širino pasnice 120 mm pri debelini 8 mm, izdelan pa je iz konstrukcijskega jekla S355. Optimalni razmik med nosilci znaša 2891 mm.

*Preglednica 4: Optimalni rezultati sovprežnega stropnega sistema pri velikih obtežbah*

| Obtežba (kN/m²) | Cena (€/m²) | d (mm) | $h_w$ (mm) | $t_w$ (mm) | $b_f$ (mm) | $t_f$ (mm) | e (mm) | C (Mpa) | R mreža |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10,0 | 84,20 | 150 | 639 | 8 | 120 | 8 | 2989 | 20/25 | 257 |
| 12,0 | 88,15 | 180 | 765 | 8 | 120 | 8 | 3444 | 20/25 | 335 |
| 14,0 | 92,11 | 170 | 784 | 8 | 120 | 8 | 3154 | 20/25 | 335 |
| 16,0 | 96,45 | 160 | 800 | 8 | 120 | 8 | 2891 | 20/25 | 335 |
| 18,0 | 101,34 | 150 | 815 | 8 | 120 | 8 | 2648 | 20/25 | 335 |
| 20,0 | 109,12 | 120 | 786 | 8 | 120 | 8 | 2273 | 30/37 | 335 |

*Sovprežni stropni sistem ima razpon 12m

**Pri vseh optimalnih rezultatih je trdnostni razred konstrukcijskega jekla S355




*Slika 3: Optimalni prerez sovprežnega stropnega sistema z varjenimi I nosilci*

## 5. ZAKLJUČEK

Predstavljena študija obravnava parametrično optimizacijo sovprežnega stropnega sistema, izpostavljenega velikim obtežbam. Analizirane so bile obtežbe v razponu od 10 kN/m² do 20 kN/m², s korakom 2 kN/m². Za reševanje optimizacijskega problema je bilo uporabljeno mešano celoštevilsko nelinearno programiranje, podprto z modificiranim algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb. Optimizacijski model je vključeval namensko funkcijo minimizacije izdelavnih stroškov, pri čemer so bile kot spremenljivke upoštevane dimenzije prečnih prerezov armiranobetonske plošče in jeklenih varjenih I-nosilcev, ter razred betona in jekla. Rezultati so pokazali, da se optimalni izdelavni stroški sovprežnega stropnega sistema povečajo približno za 1,3-krat, ko se obtežba poveča z 10 kN/m² na 20 kN/m². Ugotovitve potrjujejo, da uporaba parametrične optimizacije omogoča učinkovito iskanje stroškovno najugodnejših kombinacij geometrijskih in materialnih parametrov, ter nudi zanesljivo podlago za projektiranje ekonomičnih sovprežnih stropnih konstrukcij pri velikih obtežbah.

## 6. LITERATURA

[1] H. Adeli, H. Kim, *Cost optimization of welded of composite floors using neural dynamics model*. Commun Numer. Methods Eng., letnik 17, št. 11, 771–787, 2001

[2] S. Kravanja, S. Šilih, *Optimization based comparison between composite I beams and composite trusses*. J Construct Steel Res., letnik 59, št. 5, 609–625, 2003

[3] U. Klanšek, S. Kravanja, *Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems—Part 1: Self-manufacturing cost estimation of composite and steel structures*. J Construct Steel Res., letnik 62, št. 5, 434-448, 2006

[4] A. Kaveh, M. Ahangaran, *Discrete Cost Optimization of Composite Floor System Using Social Harmony Search Model*. Applied Soft Computing, letnik 1, št. 12, 372–381, 2012

[5] G. Poitras, G. Lefrançois, G. Cormier, *Optimization of steel floor systems using particle swarm optimization*. J Construct Steel Res., letnik 67, št. 8, 1225-1231, 2011

[6] A.B. Senouci, M.S. Al-Ansari, *Cost optimization of composite beams using genetic algorithms*. Advances in Engineering Software, letnik 40, 1112-1118, 2009

[7] Z. Kravanja, I.E. Grossmann, *New Developments and Capabilities in PROSYN - An Automated Topology and Parameter Process Synthesizer*. Computers & Chemical Engineering, letnik 18, št. 11-12, 1097-1114, 1994

[8] S. Kravanja, Z. Kravanja, B.S. Bedenik, *The MINLP optimization approach to structural synthesis. Part I: A general view on simultaneous topology and parameter optimization*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, letnik 43, št. 2, 263-292, 1998

[9] Eurocode 0, *Basis of structural design*. European Committee for Standardization, Brussels, 2002

[10] Eurocode 1, *Actions on structures*. European Committee for Standardization, Brussels, 2002

[11] Eurocode 2, *Design of concrete structures*. European Committee for Standardization, Brussels, 2004

[12] Eurocode 3, *Design of steel structures*. European Committee for Standardization, Brussels, 2005

[13] Eurocode 4, *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels, 2004

[14] Slovenski inštitut za standardizacijo, *SIST EN 1990:2004/A101, Evrokod, Osnove projektiranja - Nacionalni dodatek*, 2005

[15] A. Brooke, D. Kendrick, A. Meeraus, *GAMS - A User's Guide*. Scientific Press, Redwood City, CA, 1988

[16] S. Kravanja, T. Žula, U. Klanšek, *Multi-parametric MINLP optimization study of a composite I beam floor system*. Engineering structures, letnik 130, 316-335, 2017

[17] T. Žula, S. Kravanja, U. Klanšek, M*INLP optimization of a composite I beam floor system*. Steel and composite structures, letnik 22, št. 5, 1163-1192, 2016

[18] S. Kravanja, A. Soršak, Z. Kravanja, *Efficient multilevel MINLP strategies for solving large combinatorial problems in engineering*. Optimization and engineering, letnik 4, št. 1, 97-151, 2003

[19] A.S. Drudd, *CONOPT – A Large-Scale GRG Code*. ORSA J. Comput., letnik 6, št. 2, 207-216, 1994

[20] CPLEX User Notes, ILOG inc, 2016

Lukáš JUŘÍČEK[1]

# COMPRESSION SOFTENING EFFECT - 2D PLANAR PILE CAPS

**Summary**

The study investigates the compression softening effect in reinforced concrete planar pile caps using nonlinear analysis. Two models were analyzed: one without and one with inclined reinforcement bars. Experimental results from the literature were compared with the analytical Strut-and-Tie model, nonlinear analysis using the Compatible Stress Field Method (CSFM) in IDEA StatiCa, and nonlinear calculation in ABAQUS. The simulations employed a 2D plane-stress model with nonlinear material behavior. The CSFM analysis showed that deactivating compression softening increased the ultimate force in the model with low shear reinforcement, while in the model with inclined bars it led to lower bearing capacity compared to experiments. This confirms that proper shear reinforcement mitigates the effect of compression softening. Activating compression softening provided agreement with experimental data, whereas deactivation caused an overestimation of the bearing capacity.

**Key words:** pile cap, nonlinear analysis, shear reinforcement

## Učinek mehčanja v tlaku na ravninskem primeru kape pilota

**Povzetek**

Študija raziskuje učinek mehčanja v tlaku v armiranobetonskih kapah pilotov z uporabo nelinearne analize. Analizirana sta bila dva modela: brez poševne strižne armature in z upoštevanjem le-te. Eksperimentalne rezultate iz literature smo primerjali z analitičnim modelom razpor in vezi, nelinearno analizo z uporabo metode kompatibilnega polja napetosti (CSFM) v programu IDEA StatiCa in nelinearnim izračunom v programu ABAQUS. V simulacijah smo uporabili model ravninskega napetostnega stanja z materialno nelinearnostjo. Analiza CSFM brez mehčanja je v modelu z nizko strižno armaturo pokazala povečano nosilnost, medtem ko je model s poševno strižno armaturo pokazal nižjo nosilnost v primerjavi z eksperimenti. To potrjuje, da ustrezna strižna armatura ublaži učinek mehčanja v tlaku. Aktivacija mehčanja v tlaku se je ujemala z eksperimentalnimi podatki, medtem je model brez mehčanja precenil nosilnost .

**Ključne besede:** kapa pilota, nelinearna analiza, strižna armatura

## 1. INTRODUCTION

This experimental investigation presents results and a discussion on a series of two reinforced concrete pile caps with and without inclined rebar, measuring 400× 400 × 1000 mm, which were tested under concentric loading. The study set was created from concrete with a compressive strength of 25.8 MPa and reinforcement rebars with diameters of 5, 10, and 12.5 mm. The verification was conducted in FEA solution - ABAQUS leveraged 3D volume elements and IDEA StatiCa 2D Detail build-up on the CSFM (Compatible Stress Field Method) with preassumption of 2D plane stress. The main tensile bars and concrete struts in the pile cap have been dimensioned based on the experimental works previously developed by Blévot and Frémy [4]. The goal of the verification was to conduct a series of numerical simulations to compare the bearing capacity of the solutions with real - tests and pilot the conclusions on the impact of compression softening for discontinuity regions as planar pile caps where the shear failure was primary damage and can lead to fatal disaster if underestimated.

## 2. EXPERIMENTAL SETUP

The experiment was instructed by the team consisting of Aaron Nzambi, Lana Gomes, Cledinei Amanajás, Francisco Silva, and Dênilo Oliveira [1] with the ambition of studying the effects of steel

[1] Ing./Senior Product Support Engineer, IDEA StatiCa, Brno, Czech Republic, lukas.juricek@ideastatica.com

fibers and inclined shear reinforcements on the bearing capacity of the pile cap.

All samples were subjected to centered loading applied on the face of the column using a hydraulic jacket over the steel plate for uniform distribution. The steel beam with rigid stiffeners was used as support during the loading. The gauge was fastened on the bottom surface of the pile-cap body directly between two piles, where the final deformation was measured and evaluated. More gauges have been utilized on reinforcement surfaces—more information can be searched in the article [1]. The loading has been quasi-static and short-term to avoid the effect of rate-dependent behavior-rheology effects.

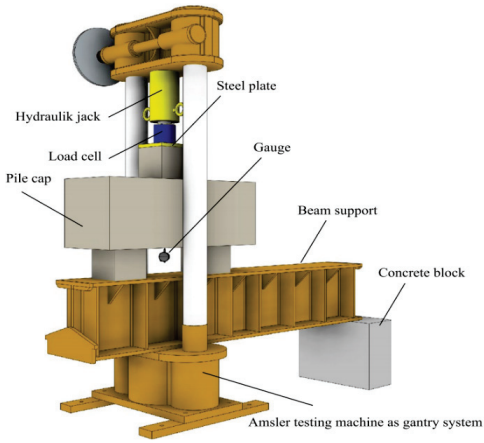



*Figure 1:Test assembly*

## 2.1 Geometry and reinforcements

If we maintain the labeling of the specimens as indicated in the article [1], the tested samples, $PC01_{REF}$ and $PC04_{IR}$, have been submitted for verification purposes. The dimensions of the specimens are identical; however, the differences in contrast are due to the arrangement of the reinforcements. In the case of specimen $PC04_{IR}$, an inclined bar is included to capture transverse tensile strains in the concrete and to strengthen this area.

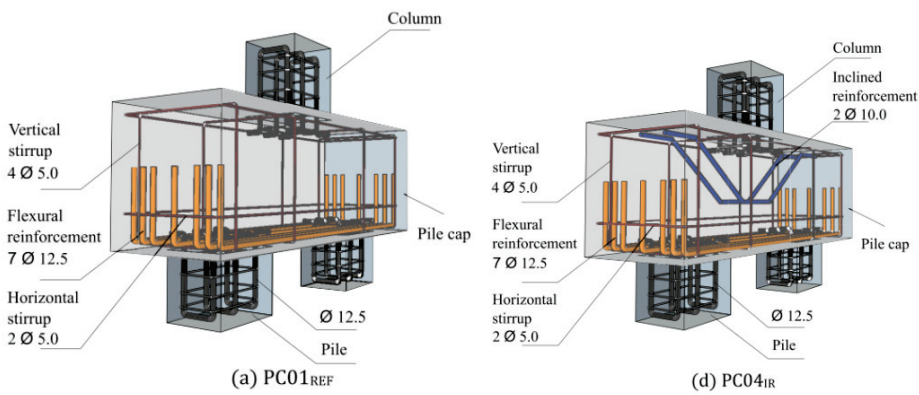



*Figure 2: Reinforcement Setup*

## 3. IDEA STATICA 2D DETAIL – CSFM

The Compatible Stress Field Method (CSFM) is a continuous FE-based stress field analysis method in which classic stress field solutions are complemented with kinematic considerations, i.e., the state of strain is evaluated throughout the structure. Hence, the effective compressive strength of concrete can be automatically computed based on the state of transverse strain in a similar manner as in compression field analyses that account for compression softening (Vecchio and Collins 1986; Kaufmann and Marti 1998) and the EPSF method (Fernández Ruiz and Muttoni 2007). Moreover, the CSFM considers tension stiffening, providing realistic stiffnesses to the elements, and covers all design code prescriptions (including serviceability and deformation capacity aspects) not consistently addressed by previous approaches. **Concrete in tension is entirely neglected** and the **CSFM uses common uniaxial constitutive laws provided by design standards for concrete and reinforcement.** These are known at the design stage, which allows the partial safety factor method to be used. Hence, designers do not have to provide additional, often arbitrary material properties as are typically required for non-linear FE-analyses, making the method perfectly suitable for engineering practice.

### 3.1 Model assembly

The model consists of four concrete blocks that represent the body of the pile cap, the piles, and the column. The dimensions and thicknesses were determined based on the experimental setup. This model is simply supported; the left support restricts both horizontal and vertical translations, while the right support restricts only vertical translations. Point supports with steel bearing plates are used to ensure stability. These bearing plates are artificially thick - 80 mm to ensure an even distribution of stresses. As the structure behaves like a simply supported beam, the height of the bearing plates does not significantly affect the results.

A custom steel material with an intentionally high modulus of elasticity was utilized to model the bearing plates. Due to the geometry of the structure and the loading conditions, the highest compression stresses occur around the bottom edges of the column where the column is cast to the pile body. Although these compression stresses exceed the concrete's compressive strength, the structure did not lose the integrity and strength due to the confinement effect. Since the 2D model cannot capture the effects of stress triaxiality, a custom material with increased compressive strength was used to model the pile and column elements. All material safety factors are set equal to 1.0 due to experimental setup comparison.

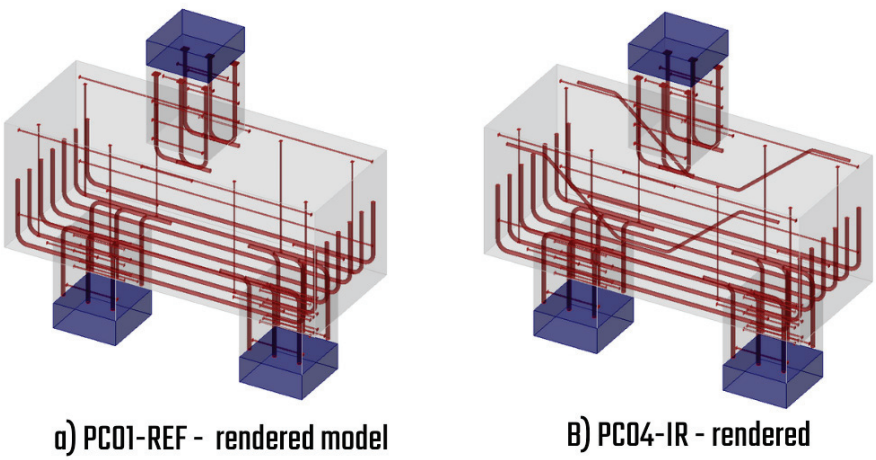



*Figure 3: Reinforcements rendering*

## 3.2 Loads

A concentrated force is applied through a plate with an increased modulus of elasticity to ensure a uniform distribution of stress across the top surface of the column. In the non-linear analysis (NR-analysis), the maximum force is reached once the stopping criteria are satisfied. As a result, the model may become overloaded, causing the analysis to stop before the applied load reaches 100%. This approach is optimal for achieving critical force.

## 3.3 Compression softening

Compression softening in concrete structures refers to a reduction in the compressive strength and stiffness of concrete due to the presence of cracks or transverse tensile strains, especially in reinforced concrete elements subjected to combined stresses.

### *3.3.1 What is Compression Softening?*

Compression softening is a mechanical degradation phenomenon where:

- Concrete under compression exhibits reduced capacity when it is simultaneously cracked in tension or undergoing shear deformations.
- This is especially observed in cracked concrete subjected to compression, like in shear walls, struts, or web elements of beams.

### *3.3.2 Why Does It Happen?*

Concrete is a brittle material. When cracks form (due to tension, bending, or shear), the stress distribution inside the material changes:

- Cracks allow lateral expansion (transverse strain) of the concrete.
- When compressed, the cracked concrete can't resist loads as efficiently.
- This results in a reduction of its apparent compressive strength—hence, the term softening.

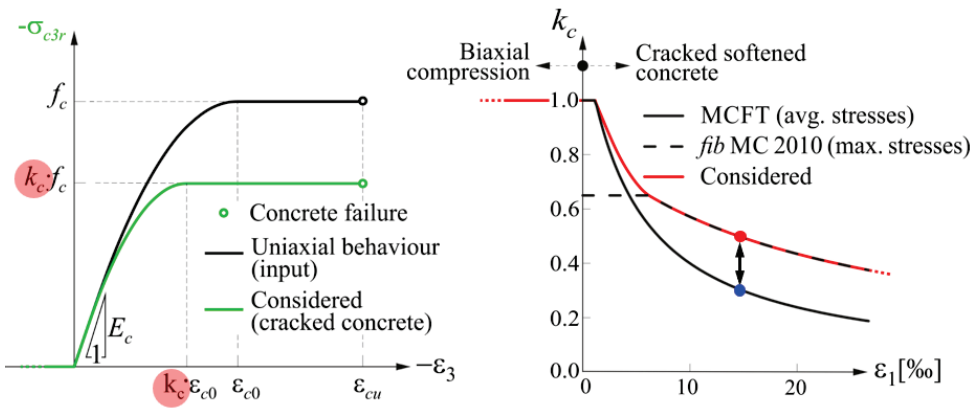



*Figure 4: Compression softening representation in 2D Detail*

## 3.4 Mesh sensitivity

Evaluates how the results of a numerical simulation change with varying mesh sizes. It helps determine the optimal mesh that balances accuracy and computational cost. A finer mesh generally yields more accurate results but at higher computational expense. The goal is to ensure results are independent of mesh size, indicating numerical stability and reliability of the model.

Based on the statement above, we conducted simulations with different mesh sizes to determine the

optimum for accuracy. Two sets of sensitivity analyses for compression softening, on and off, were performed for the models $PC01_{REF}$ and $PC04_{IR}$. **The compression softening effect is hardcoded and by default considered**.

The experiment threshold reveals the maximum load our testing specimens can handle! Excitingly, all models concluded with shear failure in the pile cap body, showcasing valuable insights!

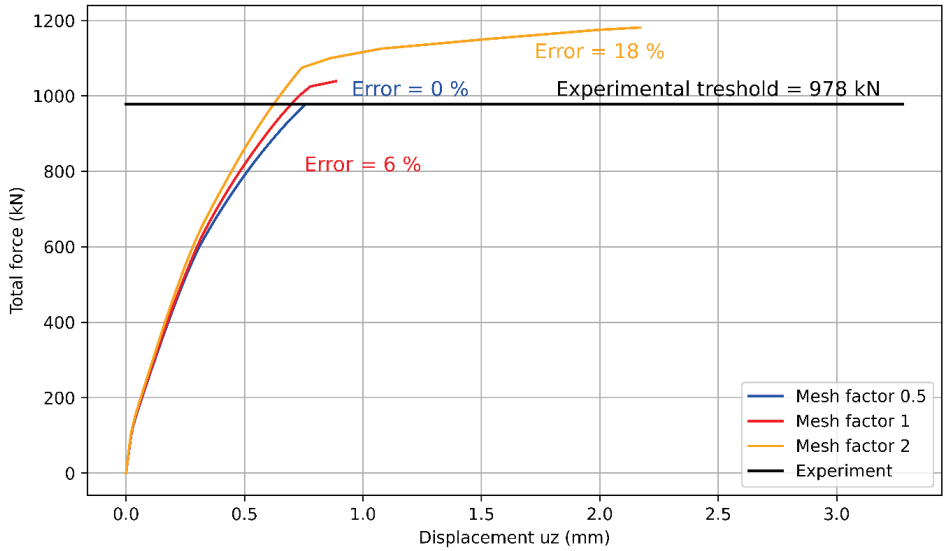



*Figure 5: Mesh sensitivity compression softening on*

The resulting ultimate force for all models is summarized in the table below.

| Specimen | Compr. soft. | Experimental bearing capacity [kN] | CSFM bearing capacity [kN] | Ratio CSFM/Experiment [-] |
|---|---|---|---|---|
| $PC01_{REF}$ | ON | 978 | 978 | **1.00** |
| $PC01_{REF}$ | OFF | 978 | 1134 | **1.16** |
| $PC04_{IR}$ | ON | 1370 | 1120 | **0.82** |
| $PC04_{IR}$ | OFF | 1370 | 1217 | **0.89** |

*Figure 6: CSFM/Experiment utilization*

In all cases the calculation stops due to concrete failure in the top node of concrete strut.

## 4. ABAQUS - CONCRETE DAMAGE PLASTICITY

### 4.1 Assumptions

Concrete Damage Plasticity (hereafter CDP) is based on the **Drucker-Prager plasticity condition [7]**. This model is suitable for materials with internal friction, such as soils or concrete. The tensile strength is significantly lower than the compressive strength and the hydrostatic part of the stress tensor plays a role in the evolution of the plasticity surface. Under general stress, the plasticity condition has the surface of a rotating cone. The material model for compressive and tensile stresses also considers post-critical behaviour, which is controlled by the so-called damage parameters, taking values from zero (undamaged) to one (for near-zero stiffness of concrete in compression or tension in the post-critical condition). The larger the damage parameter number, the more the element is

violated and does not contribute to the stiffness contribution.

The model is a continuum, plasticity-based damage model for concrete, accounting for tensile cracking and compressive crushing. It uses two hardening variables—tensile and compressive equivalent plastic strains—to control the failure surface. Concrete exhibits elastic behaviour up to peak stress, followed by softening due to micro-cracking in tension and crushing in compression.

### 4.2 FEA elements

The C3D8, or hexa-element with a linear basis function and one integration points, was used for the FEM model of concrete. The reinforcement comprise T3D2 elements that transmit only axial effects. Ther interaction between reinforcement and concrete elements ensure constraints that are in-build inside the ABAQUS library and are called "Embedded feature".

The kinematic coupling equations have been used for applying boundary conditions and load application. More elaboration downwards.

### 4.3 Model description

The column, body and piles are shielded by rigid steel plates to provide the equal stress distribution over the whole top surface column, where the load is applied and also in the bottom surfaces of piles where the boundary conditions are encountered.

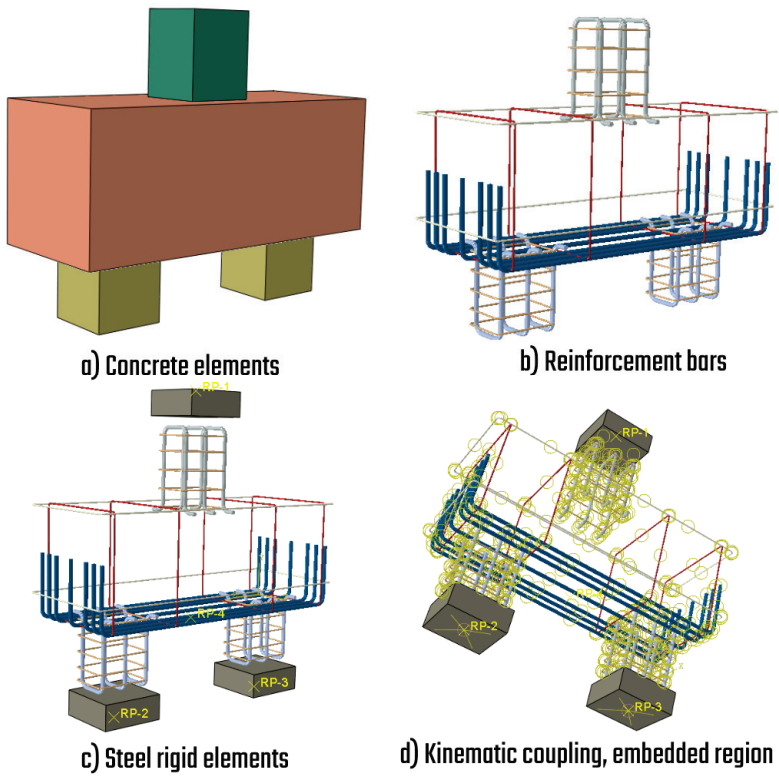



*Figure 7: Model description ABAQUS*

### 4.4 Mesh

Due to a mesh sensitivity study, two mesh sizes [25, 50] mm have been set up. The mesh has been applied to concrete and identically to reinforcement bars, with the exception of refinement in the area where the bend radius has been constructed.

### 4.5 Mesh sensitivity ABAQUS

Mesh sensitivity evaluates how simulation results change with mesh refinement in finite element analysis. It ensures accuracy by identifying when further mesh refinement no longer significantly affects results, balancing precision with computational efficiency. The current outputs for mesh [50,25] mm prove that the rough mesh overestimates the experimental threshold by about 3 %, whereas the refined mesh 25 mm stays on the safe side and declares lower bearing capacity. The mesh 25 mm has been selected for further analysis and verification.

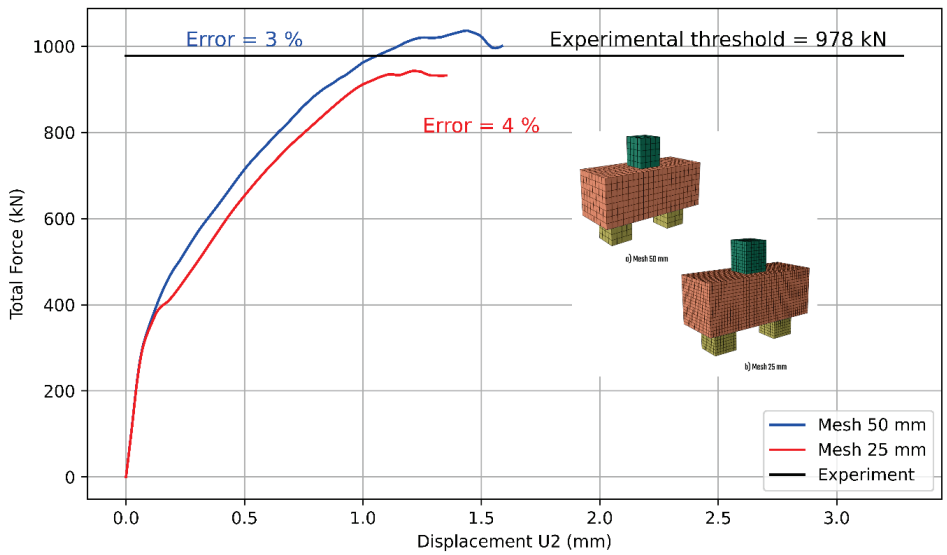
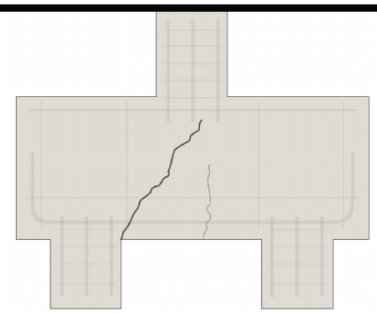
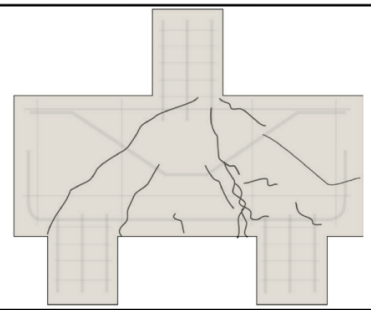



*Figure 8: Mesh sensitivity for the model PC01-REF*

## 5. EXPERIMENTAL RESULTS

The experimental validation was conducted using the model $PC01_{REF}$, which withstood a maximum transmitted force of 978 kN. The failure mode observed was shear, characterized by two dominant cracks that initiated on the bottom surface of the pile cap body. The first crack was identified as a bending crack with a subsequent effect of a shear crack triggering near the edge point of the pile.

In the second model, $PC04_{IR}$, inclination bars were included, which enhanced the bearing capacity. In this model, the primary cracks exhibited a scattered pattern across the body of the pile cap. It leads to the fact that the model had a more appropriate reinforcement layout and a higher reinforcement ratio.

| Specimen | Ultimate force $F_d$ [kN] | Cracked pile cap after collapse |
|---|---|---|
| P01REF | 978 |  |
| P04IR | 1370 |  |

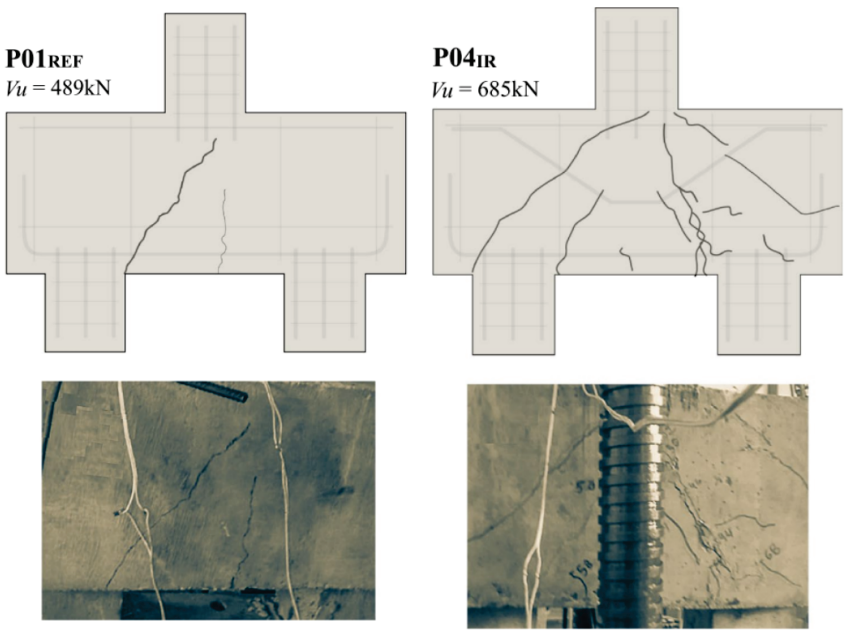



*Figure 9: Bearing capacity and crack propagation from the testing setup*

## 6. STRUT AND TIE - ANALYTICAL SOLUTION

In the current study, the pile caps were designed using the Strut-and-Tie method (STM), the most widespread calculation model for the design of rigid pile caps. This design is based on the experimental works previously developed by Blévot and Frémy[4]. The model consists of designing a spatial truss inside a pile cap using tension and compression bars that are connected through nodes, as shown in Figure 17. The calculation guarantees that the reinforcement bars in the tension (ties) will not reach the yield stress because of redundancy in the number of bars. The failure mode for S&T model will happen on the concrete based on the calculation and design of rebars.

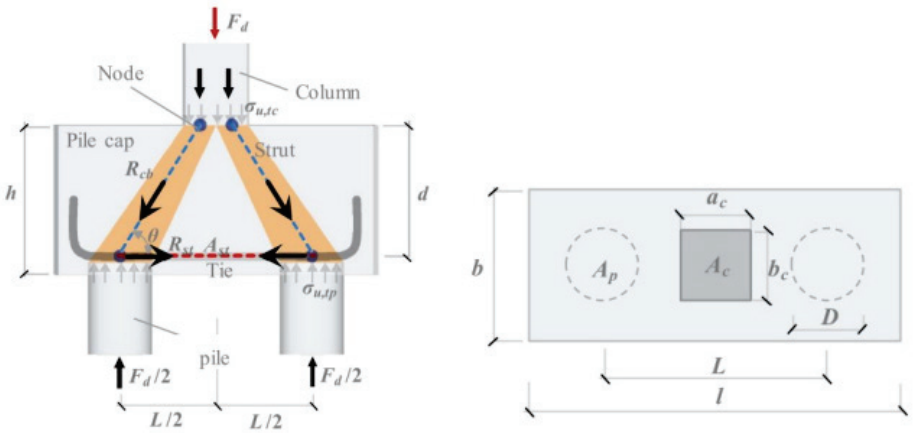



*Figure 10: Sensitivity study - compression strut angle*

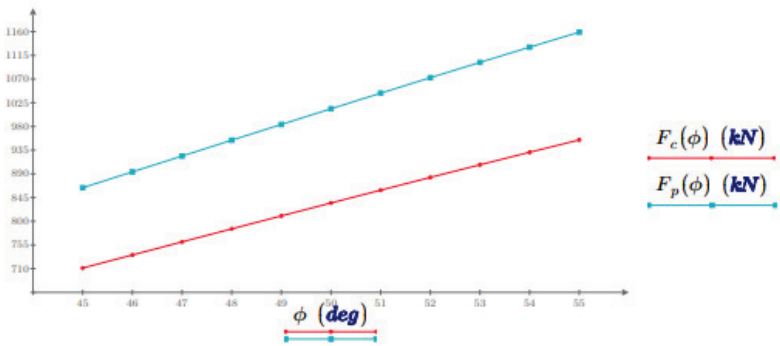



*Figure 11: Experimental dimension and code-check of PC01-REF*

## 7. CONCLUSION

This study presents a comprehensive comparison of experimental results, analytical calculations utilizing the Strut-and-Tie Method (STM), and numerical simulations conducted with IDEA StatiCa and ABAQUS to evaluate the structural behavior of reinforced planar concrete pile caps.

Experimentally, specimen $PC01_{REF}$ demonstrated shear failure at a load of 978 kN. In contrast, the incorporation of inclined reinforcement in model $PC04_{IR}$ enhanced the load-bearing capacity to 1370 kN while promoting more uniform cracking patterns. The STM predicted comparable failure mechanisms, thereby validating the effectiveness of the reinforcement without experiencing yielding or failure modes within the concrete strut.

The Compatible Stress Field Model (CSFM) analysis revealed that **deactivating compression softening resulted in a 16% increase in the ultimate force for specimen $PC01_{REF}$**, which had a low shear reinforcement ratio. The $PC04_{IR}$ model, which accounted for inclined reinforcement, indicated that the **turned-off compression softening resulted in an approximately 11% lower bearing capacity compared to experimental findings**. **This observation leads to the conclusion that proper shear reinforcement and strengthening in regions where compression softening is predominant can mitigate the effects of this phenomenon.**

Conversely, o**nce compression softening is activated**, model **$PC01_{REF}$ aligns perfectly with experimental data, while model $PC04_{IR}$ exhibits an 18% reduction in bearing capacity, emphasizing the necessity for structural engineers to remain on the conservative side of the design spectrum**.

Furthermore, the ABAQUS simulations corroborated the experimental outcomes with an accuracy range of 83% to 96% for model $PC04_{IR}$ and $PC01_{REF}$, highlighting the failure zones associated with tension softening and confirming the regions of high shear flow. The $PC04_{IR}$ model exhibited superior stress distribution and an enhanced capacity for deformation.

**In conclusion, the inclined reinforcement significantly improves load capacity and stress distribution. Compression softening is critical in accurately predicting failure, and all models consistently indicate concrete failure as the dominant failure mode.**

## 8. REFERENCES


[1] Pile caps with inclined shear reinforcement and steel fibers, Aaron Nzambi, Lana Gomes, Cledinei Amanajás, Francisco Silva, Denio Oliveira, Scientific reports, 2022, https://www.nature.com/articles/s41598-022-14416-2

[2] IDEA StatiCa. (n.d.). *Theoretical background for IDEA StatiCa Detail*. Retrieved May 30, 2024, from https://www.ideastatica.com/support-center/theoretical-background-for-idea-statica-detail

[3] EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part I: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, 2002.

[4] Analysis of nodal stresses in Blévot and Frémy tests, R.G. Delalibera, J.C.G. Silva, J.S. Giongo, A.A.S. Silva, Holos ISSN 1807-1600, 2023

[5] **European Committee for Standardization (CEN).** *EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2 – Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. December 2004. https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1992.1.1.2004.pdf.

[6] **ABNT NBR 7480**. Specification: Steel for the Reinforcement of Concrete Structures (ABNT, 2007) (in Portuguese).

[7] **ABAQUS, Inc.** *ABAQUS User Subroutines Reference Manual, Version 6.6*. Washington University in St. Louis, 2006. https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt05ch18s05abm36.html.

Lara SLIVNIK[1]

# GRADBENI INŽENIR MIROSLAV KASAL: STAVBNI KOMISAR, PROJEKTANT, PODJETNIK, STATIK

**Povzetek**

Miroslav Kasal se je rodil leta 1884 v Krucemburku na območju današnje Češke. Na Tehniški visoki šoli v Pragi je diplomiral leta 1905 in doktoriral leta 1914. Leta 1909 se je preselil v Ljubljano in se kot stavbni komisar zaposlil pri Deželnem odboru Kranjske. Takoj po koncu prve svetovne vojne je ustanovil svoje podjetje, postal je samostojni stavbni podjetnik, projektant in statik. Obenem je sodeloval pri ustanovitvi gradbenega oddelka Tehniške fakultete na ljubljanski univerzi, kjer je od leta 1920 predaval več predmetov. Njegovo glavno strokovno zanimanje je bil armirani beton, s katerim se je ukvarjal praktično in teoretično: projektiral je mostove, vodne zgradbe ter sodeloval pri načrtovanju stavb v Ljubljani in drugod; pisal je članke, učbenike in strokovne knjige. Umrl je oktobra leta 1945 v Ljubljani.

**Ključne besede**: Miroslav Kasal, armirani beton, zgodovina gradbeništva

# Civil engineer Miroslav Kasal: building commissioner, designer, entrepreneur, structural engineer

**Summary**

Miroslav Kasal was born in 1884 in Krucemburk (present-day Czechia), graduated from the Technical University in Prague in 1905 and earned his doctorate in 1914. After moving to Ljubljana in 1909, he served as building commissioner for the Provincial Committee of Carniola, *Kranjski deželni odbor*. Following the First World War, he established his own firm and worked as a construction entrepreneur, designer, and structural engineer. He was a co-founder of the Department of Civil Engineering at the University of Ljubljana, where he lectured from 1920. His main field was reinforced concrete, in which he combined theoretical research with practical design, notably of bridges, hydraulic structures, and buildings. He also published articles, textbooks, and technical monographs. He passed away in October 1945 in Ljubljana.

**Key words:** Miroslav Kasal, reinforced concrete, civil engineering history

## 1. UVOD

Do sedaj smo o življenju in delu prof. dr. Miroslava Kasala (1884–1945) vedeli razmeroma malo. Najstarejše biografsko geslo o gradbenem inženirju Kasalu je bilo objavljeno leta 1940 v Spominskem almanahu slovenskih strokovnih pisateljev, publicistov in projektantov [1: 292]. Nekoliko obsežnejše biografsko geslo je šele leta 1988, 43 let po smrti dr. Kasala, napisal gradbeni inženir Vladimir Čadež (1911–1994), ki je dodal nekatere nove relevantne podatke [2]. Te podatke je povzel in dopolnil dr. Bogo Zupančič ter jih objavil v knjigi Ljubljanska inženirska zbornica 1919–44 [3].

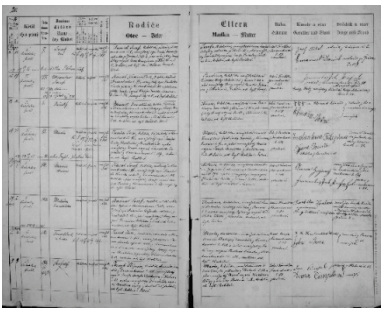
Prof. dr. Miroslav Kasal je bil češkega rodu, a je skoraj vso svojo odraslo dobo živel v Ljubljani. Ker gre za pomembnega gradbenega inženirja, prvega poznavalca armiranega betona v Sloveniji in za prof. dr. Alojzem Królom (1884–1969) drugega profesorja na Gradbenem oddelku Tehniške fakultete na ljubljanski univerzi, je prav, da je njegov ustvarjalni opus bolje raziskan. V prispevku je zaradi omejenosti števila strani obširneje predstavljen predvsem delo inženirja Kasala kot podjetnika, projektanta, konstruktorja in statika; delo univerzitetnega predavatelja in pisca je manj poudarjeno.

[1]doc. dr.,univ. dipl. inž. arh., UL Fakulteta za arhitekturo, Zoisova12,1000Ljubljana, lara.slivnik@fa.uni-lj.si

## 2. IZOBRAZBA IN ZAPOSLITVE

Miroslav Kasal se je rodil 15. marca leta 1884 v naselju Krucemburk ob meji med Češko in Moravsko, ki sta bili takrat deželi Avstrijskega dela Avstro – Ogrskega cesarstva. O njegovih prednikih vemo malo. Iz krstne knjige [4] izvemo, da je bil krščen v katoliški veri kot Miroslav Josef štiri dni po rojstvu. Njegov oče je bil František Kasal (?–?), njegova mati Paulina (Pavla) Kasalová, rojena Katz (1858–1942). Krstna botra sta bila František Kasal (?–?), ded po očetovi strani in lokalni pek, ter Anna Katz, rojena Getreuer (1817–?), babica po materini strani.





*Sliki 1 in 2: Miroslav Kasal (1884–1945) [1: 79] in krstna knjiga z vpisom [4].*

### 2.1 Izobrazba

Po maturi, ki jo je opravil na realki v češkem mestu Pardubice, se je vpisal na *České vysoké školy technické v Praze*, Češko tehniško visoko šolo v Pragi, kjer je leta 1905 diplomiral [2]. Študij je nato nadaljeval, julija leta 1908 je uspešno opravil še II. državni izpit na gradbenem oddelku Češke tehnične visoke šole v Pragi [5]. Šest let kasneje, 23. februarja leta 1914, je bil na praški Češki tehniški visoki šoli promoviran za doktorja tehniških ved [6].

### 2.2 Prva zaposlitev

Leta 1908 je inženir Kasal postal asistent na *stolici stavitelství silničního, železničního a tunnelového*, katedri za gradnjo cest, železnic in predorov, na Češki tehniški visoki šoli v Pragi [7]. Tako je imel ob prihodu v Ljubljano leta 1909 sedem mesecev delovne dobe v javnih službah [8].

### 2.3 Stavbni komisar

V Ljubljani se je 1. maja leta 1909 zaposlil na Deželnem stavbnem uradu, ki je bil del Deželnega odbora Kranjske [8]. Po dveh letih in pol, 1. decembra leta 1911, je napredoval na mesto stavbnega komisarja, kjer se je ukvarjal z načrtovanjem in nadzorom gradnje armiranobetonskih mostov. Tudi ob začetku prve svetovne vojne je bil zaposlen na ljubljanskem Deželnem stavbnem uradu. Med prvo svetovno vojno je bil mobiliziran.

### 2.4 Samostojni stavbni podjetnik

Ob nastanku Kraljevine Srbov, Hrvatov in Slovencev leta 1919, je dr. Kasal najprej ustanovil svoje gradbeno podjetje in tehniško pisarno [2]. S tem je postal samostojni stavbni podjetnik: stavbe je projektiral in jih tudi gradil. Specializiral se je za betonske, železobetonske in vodne stavbe. V njegovem podjetju je bilo zaposlenih nekaj kasneje uspešnih mož, med njimi so bili najpomembnejši stavbenik v Kranju Josip Slavec (1901–1978) [9: 39–40], geometer inž. Anton Vončina (1894–1969) [10] in arhitekt Dragotin Fatur (1895–1973) [11: 187].

Dr. Kasal se je še naprej strokovno izobraževal: zapriseženi inženir je postal 26. junija leta 1923 in pooblaščeni inženir 18. februarja leta 1925 [3: 98]. Gradbeno podjetje je zaradi svoje preobremenjenosti ukinil okoli leta 1926 [2]. Tehniško pisarno je ohranil, a je tudi v njej zmanjšal število zaposlenih.

### 2.5 Univerzitetni profesor

Po končani prvi svetovni vojni je skupaj z rojakom dr. Alojzem Królom sodeloval pri pripravi študijskih programov za študij gradbeništva na novoustanovljeni ljubljanski univerzi. V naziv izredni profesor je bil izvoljen 1. septembra leta 1920 [12]. S tem je postal, po prof. dr. Królu, drugi profesor gradbenih predmetov na Tehniški fakulteti Univerze kraljevine Srbov, Hrvatov in Slovencev v Ljubljani. V naziv redni profesor je bil izvoljen leta 1933.

Že v poletnem semestru študijskega leta 1920–21 je prof. dr. Kasal predaval in vodil vaje pri treh predmetih, katerih imena so se tekom let spreminjala [13]: predmet Stavbna mehanika (nadaljevanje) se je kasneje preimenoval v Gradbena mehanika; predmet Železobeton v teoriji in praksi ter predmet Konstrukcijske vaje v železobetonu so združili in preimenovali v predmet Ojačen beton; predmet Izraba vodnih sil je predaval in vodil vaje le en semester. Predmet, pri katerem so obravnavali mostove, je največkrat spremenil ime: tri semestre je bil poimenovan Leseni in kameniti mostovi, nato po en semester Leseni mostovi ter Leseni in zidani mostovi, dva semestra Leseni, kameniti in betonski mostovi, nato ponovno Leseni in zidani mostovi, tri semestre Mostne zgradbe: statika, nato je predmet ponovno prevzel prejšnje ime Leseni in zidani mostovi; prof. dr. Kasal ga je predaval do vključno zimskega semestra 1936–37, kasneje ga je predal dr. Milanu Fakinu (1895–1973). V vojnih letih pod italijansko okupacijo je prof. dr. Kasal vodil tudi predmet Statika gradbenih konstrukcij (seminar).

Asistent prof. dr. Kasala pri predmetih Gradbena mehanika in Ojačen beton je bil v času druge svetovne vojne gradbeni inženir Vladimir Čadež [14]. Na Tehniški fakulteti ljubljanske univerze je prof. dr. Kasal ostal zaposlen vse do svoje smrti 13. oktobra leta 1945. Pokopan je na ljubljanskem pokopališču Žale [15].

## 3. DELO V STROKI

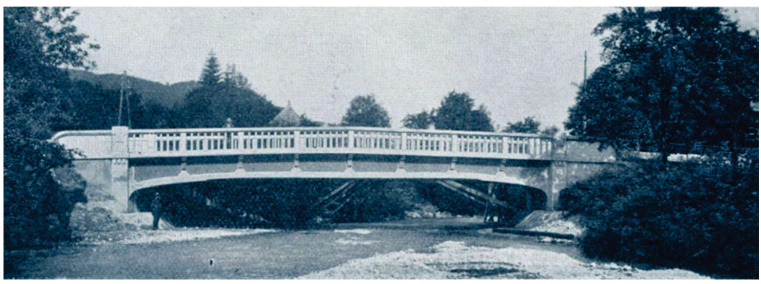
Kot mlad inženir se je Miroslav Kasal zaposlil kot stavbni komisar na Deželnem stavbnem uradu, kjer je bil odgovoren za gradnjo mostov. Samostojno je projektiral vsaj osem mostov po takratni deželi Kranjski. Inženir Čadež v biografskem geslu omenja načrte za 11 mostov, ki jih je izdelal dr. Kasal do leta 1922, ter pet manjših elektrarn, dve zajezitvi in šest objektov za turbinske naprave [2]. Po prvi svetovni vojni je s svojo tehniško pisarno in gradbenim podjetjem sodeloval pri gradnji več armiranobetonskih stavb v Ljubljani [23]. V času zaposlitve na ljubljanski univerzi je kot inženir s pooblastilom načrtoval armiranobetonsko konstrukcijo nekaterih pomembnih stavb v Ljubljani, Beogradu, Novem Sadu in drugod [1: 292].

### 3.1 Mostovi in vodni objekti

Inženir Miroslav Kasal je bil od maja leta 1909 [8] in vsaj do poletja leta 1914 oziroma do vpoklica v vojsko zaposlen na Deželnem stavbnem uradu v Ljubljani, kjer je bil odgovoren za gradnjo armiranobetonskih mostov. Kot stavbni komisar je projektiral armiranobetonske mostove, grafično določal armaturo, bil odgovoren za potrditev načrtov, nadziral je gradnjo ter bil prisoten pri obremenilnih preizkušnjah mostov. Pri tem je potrebno poudariti, da so v tistem času količino in pozicijo armature določali samo z grafično metodo, saj računski postopki še niso bili poznani. Prav inž. Kasal je bil med prvimi, ki so iz grafičnih metod ugotavljali računske zakonitosti.

V Spominskem almanahu je poimensko predstavljenih šest mostov, a naj bi jih projektiral več: »*Samostojno projektiral veliko število mostov, med njimi: most čez Savo v Mojstrani, most čez Bistrico v Stranjah, viadukt v Škofji Loki, most čez Medijo v Zagorju, most čez Savo na Jesenicah, most čez Savo na cesti Lesce—Bled itd.*« [1]. Inž. Čadež omenja, da je do leta 1922 »*izdelal načrte za 11 mostov v Sloveniji*« [2], a poimensko niso navedeni. Pri tem ni jasno, v katerem časovnem obdobju naj bi bili zgrajeni. Iz dveh virov lahko določimo še dva mostova: most čez Savo pri Brodu pod Šmarno goro in most pri cerkvi sv. Janeza Krstnika pri Bohinjskem jezeru. Vsaj trije mostovi torej še niso raziskani.

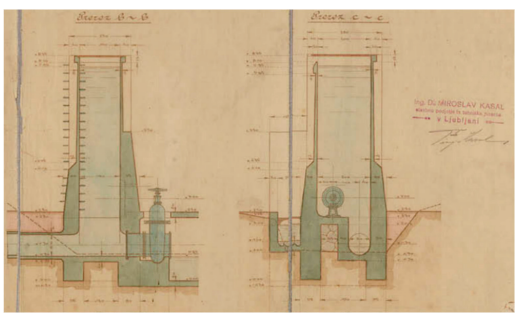
Najstarejši znani most, pri katerem je vodil dela inž. Kasal, je cestni most čez Savo pri Brodu pod Šmarno goro; izdelan je bil kot palični nosilec iz železa z razpetino skoraj 60 metrov [16]. Vsi ostali mostovi so bili narejeni iz armiranega betona. Drugi najstarejši most je cestni most čez Savo Dolinko v Mojstrani, o katerega zasnovi, gradnji in obremenilni preizkušnji je napisal članek [17]; preko mostu se lahko še danes peljemo, povezuje dolino Vrata z regionalno cesto Jesenice–Korensko Sedlo. Tretji je cestni most čez Kamniško Bistrico v Stranjah, ki je bil močno poškodovan v povodnji leta 2023 in so ga morali odstraniti. Četrti je omenjen kot viadukt v Škofji Loki; zelo verjetno gre za most ozkotirne železnice preko potoka Sušica, ki so ga zgradili so pred prvo svetovno vojno, leta 1917, in je bil 10. aprila leta 1941 ob kapitulaciji Kraljevine Jugoslavije miniran [18]. Omenjeni so še most čez Medijo v Zagorju, most čez Savo Dolinko na Jesenicah in most na cesti Lesce–Bled, a ni jasno, v katerem časovnem obdobju naj bi bili zgrajeni [1]. Načrti za most pri cerkvi sv. Janeza Krstnika v Bohinju so bili končani tik pred začetkom prve svetovne vojne, a zgradili so ga šele leta 1926; dr. Kasal je zagotovo sodeloval pri načrtovanju, saj je na načrtih podpisan [19]. Njegov zadnji projekt je bil most čez Soro v Medvodah [2], a za kateri most gre, ne vemo; in seveda ni jasno, kdaj je bil zgrajen.



*Slika 3: Cestni most čez Savo v Mojstrani (1912) [20].*



*Slika 4: Viadukt v Škofji Loki (1914) [18].*



*Slika 5: Izrez iz načrta za kovačijo v Zrečah (1921) [22].*

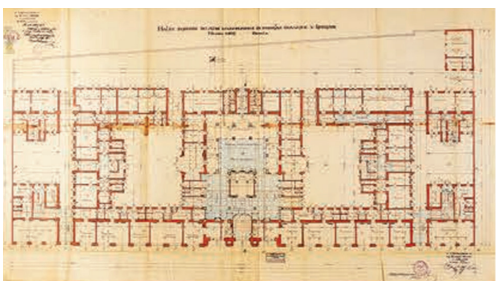
V času med leti 1919 in 1926, ko je dr. Kasal vodil svoje stavbno podjetje s tehniško pisarno, je

načrtoval in / ali zgradil več vodnih objektov. Leta 1921 je izdelal načrte za novo hidroelektrarno pri Škofji Loki, na mestu stare Balantove žage v Skalcah na Selški Sori [21]: hidroelektrarna je bila moderna, dovoljenje za obratovanje je dobila 16. maja leta 1922. Skoraj istočasno je izdelal načrte in zgradil tudi kovačijo in vodno turbino ob Dravinji v Zrečah za potrebe takrat razvijajoče se kovaške industrije [22].

### 3.2 Stavbe

Po letu 1919 je dr. Kasal ustanovil svoje stavbno podjetje s tehniško pisarno in tako lahko načrtoval oziroma zgradil tudi veliko stavb, večino v Ljubljani. Na seznamu evidenčnih številk dediščine (EŠD) oziroma enotnih identifikacijah dediščine (EID) je vpisanih deset stavb [23], pri katerih je omenjeno ime Miroslav Kasal. Kot izvajalec del je sodeloval vsaj še pri gradnji Zadružne gospodarske banke na Miklošičevi cesti v Ljubljani, ki je eno izmed njegovih prvih zgrajenih del.

Ena izmed prvih stavb, ki jih je načrtoval in zgradil, je vila na Mirju 11 v Ljubljani [23: 9438]. Vila je končana leta 1921, Miroslav Kasal je imel v njej leta 1928 svoje stavbno podjetje, glede na vire pa je stanoval v sosednji hiši [24]. Drugi vir [10] pravi, da je bilo gradbeno podjetje M. Kasal likvidirano leta 1926. Vsekakor lahko trdimo, da stavbno podjetje po letu 1928 ni več delovalo, ohranil pa je tehniško pisarno in nadaljeval z delom pooblaščenega inženirja. Eno izmed največjih del, ki jih je zgradilo njegovo stavbno podjetje, je Palača Zavoda za zdravstveno zavarovanje Slovenije. Ob dograditvi so jo celo imenovali kar Kasalova palača [23: 29795].



*Slika 6: Palača Zavoda za zdravstveno zavarovanje Slovenije, Ljubljana (1923–24) [41].*

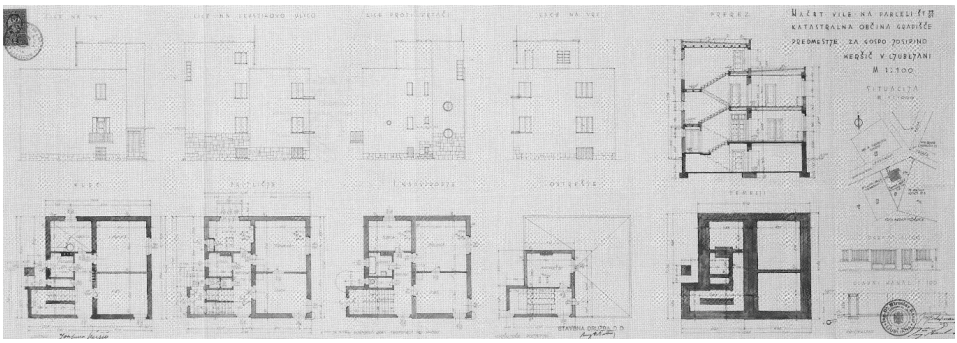
Dr. Bogo Zupančič v svojih knjigah [25, 26, 27, 28] omenja inženirja Miroslava Kasala kot statika za projekte Stan in dom (drugi statik je bil dr. Alojz Král, op. L. S.) [25: 28] ter dveh palač Nebotičnika (gre za štirinadstropni stavbi ob Nebotičniku, op. L. S.), palače Dunav, palače Viktorija ter prizidka hotela Union [26: 98].

V začetku tridesetih let dvajsetega stoletja je dr. Kasal intenzivno sodeloval z arhitektom Josipom Costaperario (1876–1951) [27]. Pri tem velja omeniti štiri stanovanjske vile, ki jih je na Vrtači in v njeni bližini načrtoval arh. Costaperaria:

> *"Miroslav Kasal je v zgodbi o arhitektu Costaperariji in njegovem delu eden najpomembnejših sopotnikov. S Costaperarijo je sodeloval pri vilah Pavlin, Perhavec, Keršič in Dular, pri projektu za »Pension Alpe« na Bledu ter gotovo še kje. Na navedenih vilah je tudi podpisan na načrtih kot (so)projektant z žigom 'pooblaščeni inženir'. Costaperaria očitno to ni bil, zato je za pomoč prosil Kasala. Kasal je Costaperarijo leta 1933 nasledil na mestu predsednika LŠK* (Ljubljanski šahovski klub, op. L. S.) *in je to funkcijo opravljal, razen leta 1938, do leta 1941. Nedvomno je veliko doprinesel, da je Costaperaria uporabljal armirani beton in bil 'konstrukcijsko drzen'. Žal kaj več o njunem prijateljstvu in delu ni ohranjenega*" [27: 151].

Ob citatu velja omeniti, da »Pension Alpe« na Bledu ni bil zgrajen. Poleg štirih omenjenih vil sta z arhitektom Costaperarijo sodelovala tudi pri večstanovanjski hiši Šuštaršič na ljubljanski Gregorčičevi ulici.

V Spominskem almanahu je omenjenih še pet "*velikih visokih zgradb*" [1: 292], pri katerih naj bi inž. Kasal računal statiko ali preverjal račune za armiranobetonsko konstrukcijo. Gre za izredno pomembne stavbe v takratni državi: v Beogradu so bile zgrajene Cerkev sv. Marka, Fundacija Patrijaršije, Agrarna banka in Palača Državne tiskarne ter v Novem Sadu Palača Banovine.



*Slika 7: Vila Keršič, Ljubljana (1932) [27: 95].*

### 3.3 Član stanovskih organizacij

Še v Avstro – Ogrski je bil inženir Kasal eden izmed 54 ustanovnih članov Društva inženirjev v Ljubljani (DIL), ki je imelo prvi občni zbor 7. maja leta 1911 [29]. Še pred uradno ustanovitvijo Društva je pripravil za društvo dve strokovni predavanji: 22. februarja leta 1911 predavanje z naslovom Avstrijski betonski predpisi v primerjavi z drugimi ter 28. marca istega leta predavanje Gospodarska paralela betonskih, železnih in lesenih mostov [30: 74].

V Kraljevini SHS je postal član Sekcije Ljubljana *Udruženja jugoslavenskih inženjera i arhitekata*, Združenja jugoslovanskih inženirjev in arhitektov, (UJIA) vsaj že septembra 1919 [31], za rednega člana ljubljanske sekcije UJIA je bil izvoljen leta 1923 [32]. Leta 1927 je bil eden izmed petih poslancev Ljubljanske inženirske zbornice (LIZ) na glavni skupščini inženirskih zbornic v Beogradu [33]. Leta 1930 je imel za člane UJIA, sekcija Ljubljana dve predavanji: prvo je bilo naslovljeno Taljeni cement in njegova uporabnost z ozirom na ekonomijo, drugo Statični preračuni gradbenih konstrukcij v luči prakse. Načelnik Odseka za beton in železobeton pri ljubljanski sekciji UJIA je bil leta 1932 [34], podpredsednik LIZ je bil leta 1932 in 1933 [3]. Za člane ljubljanske sekcije UJIA je imel 13. februarja leta 1935 predavanje Zakaj se je podrl most v Goričanah [35].

### 3.4 Strokovne in znanstvene objave

Inženir Miroslav Kasal je napisal več člankov in učbenikov. Prvih pet člankov je objavil leta 1912 v novi strokovni reviji Vijesti, ki sta jo skupaj izdajala *Hrvatsko društvo inžinira i arhitekata u Zagrebu,* Hrvatsko društvo inženirjev in arhitektov v Zagrebu, ter Društvo inženirjev v Ljubljani.

V času zaposlitve na ljubljanski Tehniški fakulteti je prof. dr. Kasal napisal vsaj štiri članke, objavil jih je v strokovni reviji zagrebški reviji *Tehnički list*, Tehnični list. Izdal je tudi več univerzitetnih učbenikov, v vseh obravnava armirani beton. Prve zapiske predavanj z naslovom Železobetonske konstrukcije naj bi napisal že leta 1919, leta 1923 naj bi izdal Tabele za dimenzijoniranje plošč in nosilcev iz ojačenega betona. Njegova Gradbeno inženerska in stavbeniška pisarna M. Kasal in tov. družba z o. z. je med leti 1929 in 1931 izdala učbenik v več delih z naslovom *Željezobeton u teoriji i praksi*, Železobeton v teoriji in praksi, ki je bil namenjen celotnemu takratnemu jugoslovanskemu tržišču. V dveh delih je izšel tudi učbenik *Građevinska mehanika u teoriji i praksi*, Gradbena mehanika v teoriji in praksi. Med drugo svetovno vojno je izšel učbenik v treh delih Praktična statika, izšel je v slovenskem jeziku. Tudi zadnja knjiga z naslovom Železobeton v praksi, ki jo je izdal leta 1944, je izšla v slovenskem jeziku.

## 4. ZASEBNO ŽIVLJENJE IN DRUŽINA

Med raziskovanjem strokovnega dela Miroslava Kasala je bilo v različnih sočasnih publikacijah odkritih nekaj zanimivosti iz njegovega zasebnega življenja. V pričujočem prispevku so te zanimivosti omejene na pojavljanje njegovega strokovnega naziva na opis njegovega dela.

V imenik članov Slovenskega planinskega društva je bil 25. maja leta 1911 vpisan kot ing. Kasal Miroslav, dež. stavb. adjunkt, Ljubljana [36].

Iz različnih pisnih virov izvemo, kje v Ljubljani je Miroslav Kasal stanoval in kakšno delo je opravljal. Tako je leta 1912 bival na Hilšerjevi ulici 7 [37], ki je danes del Gregorčičeve ulice med Vegovo ulico in Gradiščem [38], ob njegovem imenu je v dveh jezikih navedena služba, ki jo je opravljal: »*dež. stavbni komisar – Landesbaukommissar*« [37]. Glede na seznam članov UJIA je na istem naslovu bival tudi 1. januarja leta 1922.

Zanimivo je, da je leta 1928 dr. Kasal vpisan v imenik prebivalstva na naslovu Mirje 9 kot »*Kasal, dr. Miroslav, univ. prof.*« [24: 220]. Na istem naslovu sta vpisani tudi njegova žena Marija Kasal in mati »*Pavla Kasal, zaseb.*« [24: 220]. Lastnica vile na Mirju 9 je bila v tistem času Franja Zwitter, vdova okrajnega sodnika, ki naj bi eno stanovanje oddajala Kasalovim [39]. V istem imeniku je med pooblaščenimi inženirji gradbene stroke vpisan »*Kasal, dr. ing. Miroslav*« [24: 534] na naslovu Mirje 11, torej v sosednji hiši. Prav tako je na naslovu Mirje 11 na dveh različnih seznamih vpisano stavbno podjetje »*Kasal, dr. Miroslav, ing. in tov., d. z o. z.*« [24: 572] in »*Kasal dr. ing. Miroslav in tovariši, d. z. o. z., Mirje*« [24: 624]. Glede na imenik je bila lastnica vile na Mirju 11 Ljubljanska kreditna banka [24: 37].

V popisu prebivalstva leta 31. marca leta 1931 so v hiši Mirje 11 živele tri družine, oziroma 13 oseb [40]. V stanovanju »*dr. ing. Kasal Miroslav, univerz. profesor*« [40], jih je bivalo šest: poleg »*oženjenega poglavarja*« [40] dr. Kasala še žena Maria, hči Lubiša, sin Svatopluk in mati Pavla ter služkinja Terezia Kaplan.

Miroslav Kasal si je v Ljubljani ustvaril družino. Kdaj se je poročil se je z Marie Hilbertovo (8. 9. 1892–1959), hčerjo gradbenega inženirja Juliusa Bartolomeja Hilberta (1863–1926), še ni raziskano [4]. Rodilo se jima je vsaj dvoje otrok, hči Libuša (9. 4. 1920–1962) in sin Svatopluk (21. 11. 1921–1988), ki je postal arhitekt. Na ljubljanskih Žalah je v družinskem grobu pokopan tudi Miroslav (1916–1916), morda njun prvi otrok. V Ljubljani je živela in je v družinskem grobu pokopana tudi inženirjeva mati Pavla Kasal (16. 12. 1859–1942) [15].

## 5. DISKUSIJA

Ustvarjalno delo dr. Miroslava Kasala lahko grobo razdelimo na tri obdobja: ko je deloval kot stavbni komisar (1909–14); ko je bil samostojni stavbni podjetnik in je imel tudi tehniško pisarno (1919–26); ter ko je ukinil stavbno podjetje, nadaljeval s projektno oziroma tehniško pisarno in se hkrati posvetil tudi delu univerzitetnega profesorja na Tehniški fakulteti (1926–45). Seznam del, pri katerih je sodeloval, je ločeno predstavljen v treh preglednicah (Preglednica 1, Preglednica 2 in Preglednica 3).

V prvem obdobju, od leta 1909 do začetka prve svetovne vojne, je bil kot stavbni komisar zaposlen na Deželnem stavbnem uradu v Ljubljani in s tem odgovoren za načrtovanje, preverjanje načrtov, nadzor gradnje in preizkušanje mostov na območju dežele Kranjske in so bili v deželni lasti. Na podlagi objavljenih pisnih virov trenutno lahko določimo osem del, pri gradnji katerih je sodeloval v tem obdobju: most čez Savo pri Tacnu (1910), most čez Savo Dolinko v Mojstrani (1912), most čez Kamniško Bistrico (1913?), viadukt pri Škofji Loki (1914), most čez Medijo v Zagorju (?), mostova čez Savo Dolinko na Jesenicah (?) in na cesti Lesce–Bled (?) ter most pri cerkvi sv. Janeza Krstnika ob Bohinjskem jezeru (1914–26). Čeprav je delo inž. Kasala v tem času razmeroma dobro dokumentirano, se bo seznam del, ki je predstavljen v Preglednici 1, tekom raziskav še dopolnjeval.

Po končani prvi svetovni vojni je bil Deželni stavbni urad v Ljubljani ukinjen in dr. Miroslav Kasal je ustanovil svoje stavbno podjetje s tehniško pisarno. V tem času je načrtoval in zgradil pet manjših

*Preglednica 1: Seznam del, pri katerih gradnji je sodeloval kot stavbni komisar.*

| ČAS | PROJEKT | KRAJ | PROJEKTANT | OPOMBA | VIR |
|---|---|---|---|---|---|
| 1910 | Most čez Savo | Brod (pri Tacnu) pod Šmarno goro | | vodi dela, železna konstrukcija, most zamenjan 1978 | [16] |
| 1912 | Most čez Savo Dolinko | Mojstrana | Miroslav Kasal | most je še v uporabi | [1]; [17] |
| 1913? | Most čez Kamniško Bistrico | Stranje | | most uničen v poplavah 2023 | [1] |
| 1914 | Viadukt | Škofja Loka | | miniran in uničen 1941 | [1]; [18] |
| | Most čez Medijo | Zagorje | | | [1] |
| | Most čez Savo Dolinko | Jesenice | | | [1] |
| | Most čez Savo Dolinko | cesta Lesce–Bled | | | [1] |
| 1914–26 | Most pri cerkvi sv. Janeza Krstnika | Bohinjsko jezero | Ciril Metod Koch (arhitekt) | most načrtovan 1914, zgrajen 1925–26 | [Arhiv Slovenije]; [19]; [23: 11050]* |

* inž. Kasal ni omenjen med avtorji ali sodelavci

hidroelektrarn, od tega eno na Selški Sori (1921–22), šest vodnih turbinskih naprav, od tega eno na Dravinji (1921), in dva vodna jezova. Projektiral in zgradil je še šest armiranobetonskih konstrukcij visokih zgradb, med njimi palačo Zadružne gospodarske banke (1921–22) v Ljubljani, palačo Zadružne gospodarske banke (1922–24) v Mariboru ter palačo Okrožnega urada za zavarovanje delavcev (1923–24) v Ljubljani. Nepopoln seznam del iz tega obdobja je podan v Preglednici 2.

*Preglednica 2: Seznam del, pri katerih je sodeloval kot samostojni stavbni podjetnik.*

| ČAS | PROJEKT | KRAJ | PROJEKTANT | OPOMBA | VIR |
|---|---|---|---|---|---|
| do1922 | vsaj 3 mostovi | | | še niso raziskani | [2] |
| 1921 | Kovačija in vodna turbina ob Dravinji | Zreče | Miroslav Kasal, Milko Bremec | "vodna naprava" za kovačnico | [22] |
| 1921–22 | Hidroelektrarna na Selški Sori | Škofja Loka | | | [21] |
| do leta 1922 | 4 manjše elektrarne, 5 turbinskih naprav, 2 vodna jezova | | | | [2] |
| 1920–30 ali 1939–40? | Stanovanjska kolonija Gerbičeva ulica | Ljubljana | Rusjan (arhitekt), Miroslav Kasal (inženir) | avtorstvo ni enolično določeno: Projektant mestno poglavarstvo v Ljubljani ? | [23: 19851] |
| 1921 | Vila Teslova 13 | Ljubljana | Miroslav Kasal (arhitekt) | | [23: 18745] |
| 1921–22 | Vurnikova hiša, Miklošičeva 8 | Ljubljana | Ivan Vurnik (arhitekt) | nekoč Zadružna gospodarska banka Ivan Ogrin in Miroslav Kasal (izvajalca del) | [23: 350]* |
| 1921–22 | Vila Mirje 11 Lastna hiša | Ljubljana | Miroslav Kasal (arhitekt) | | [23: 9438] |
| 1922–24 | Palača Upravne enote Maribor, Partizanska 6 | Maribor | Miroslav Kasal (arhitekt) | nekoč palača Zadružne gospodarske banke, Zadružni dom | [23: 7863] |
| 1923 | Vila Puharjeva 10 | Ljubljana | Miroslav Kasal (arhitekt) | | [23: 29777] |
| 1923–24 | Palača Zavoda za zdravstveno zavarovanje Slovenije Miklošičeva 24 | Ljubljana | Miroslav Kasal (arhitekt) | nekoč palača Okrožnega urada za zavarovanje delavcev | [23: 29795] |
| 1925–27 | Stan in dom | Ljubljana | | statik, skupaj s prof. Królom | [25] |
| 1926 | Občinski urad in pošta | Dolenja vas pri Ribnici | Ivan Ogrin (arhitekt) | Alojzij Hren (gradbenik), Miroslav Kasal (gradbenik) | [23: 14762] |

* inž. Kasal ni omenjen med avtorji ali sodelavci

V tretjem obdobju, od okoli leta 1926 in vse do smrti leta 1945, je dr. Kasal poleg predavanj na Tehniški fakulteti delal tudi v svoji tehniški pisarni, kjer je načrtoval armiranobetonske stavbe, računsko določal količino armature v betonu in svetoval. Načrtoval je armiranobetonsko konstrukcijo palač Dunav (1929–31), Viktorija (1929–31) in obeh nižjih stavb, ki sta bili zgrajeni v sklopu

Nebotičnika (1931–33). Podpisoval je načrte za moderne vile v Ljubljani, ki jih je zasnoval arhitekt Josip Costaperaria in zanje izračunal količino armature v betonu: vilo Dular (1932), Keršič (1932), Pavlin (1932) in Perhavec (1932). Zasnoval je armiranobetonsko konstrukcijo cerkve sv. Marka (1931–34), palače Agrarne banke (1932–34), palače Patrijaršije (1932–36) in palače Državne tiskarne (1936–40) v Beogradu ter palače Banovine v Novem Sadu (1936–39). Pri pregledu del večkrat ni jasno, kakšna je bila vloga dr. Kasala pri gradnji objektov: omenjen je kot inženir, arhitekt, gradbenik, pooblaščeni inženir ali statik. Tudi seznam v Preglednici 3 se bo še dopolnjeval.

*Preglednica 3: Seznam del, pri katerih je sodeloval s tehniško pisarno.*

| ČAS | PROJEKT | KRAJ | PROJEKTANT | OPOMBA | VIR |
|---|---|---|---|---|---|
| ? | Most čez Soro | Medvode | Miroslav Kasal | ni še raziskano, kateri most | [2] |
| 1929–31 | Palača Dunav, Cankarjeva 6 | Ljubljana | Dionis Sunko (arhitekt) | nekoč Aleksandrova cesta | [26] |
| 1929–31 | Palača Viktorija, Cankarjeva 4 | Ljubljana | Ivo Spinčič (arhitekt) | nekoč Aleksandrova cesta | [26] |
| 1931–33 | Palača Nebotičnik, Štefanova 3–5 | Ljubljana | Vladimir Šubic (arhitekt) | nekoč Gajeva ulica | [26] |
| 1931–40 | Cerkev sv. Marka | Beograd | brata Peter in Branko Krstić (arhitekta) | AB konstrukcija | [1] |
| 1932 | Vila Dular, Snežniška 10 | Ljubljana | Josip Costaperaria (arhitekt), Miroslav Kasal (pooblaščeni inženir) | nekoč Ulica Rimske legije | [23: 22769] [29: 172] |
| 1932 | Vila Pirkmajer, Vrtača 11 | Ljubljana | Josip Costaperaria (arhitekt), Miroslav Kasal (arhitekt) | napačno v EID (ni vila Keršič) | [23: 16655] |
| 1932 | Vila Keršič, Levstikova 11 | Ljubljana | Josip Costaperaria (arhitekt), Miroslav Kasal (pooblaščeni inženir) | | [23: 29785]* [27: 172] |
| 1932 | Stanovanjska hiša Šuštaršič, Gregorčičeva 19 | Ljubljana | Miroslav Kasal (projektant), Josip Costaperaria (avtor idejnega načrta) | nekoč Gregorčičeva ulica 17b | [27: 171] |
| 1932 | Vila Pavlin, Levstikova 13 | Ljubljana | Josip Costaperaria (arhitekt), Miroslav Kasal (arhitekt) | nekoč Levstikova 29 | [23:18688]; [27] |
| 1932 | Vila Perhavec, Oražnova 3 | Ljubljana | Josip Costaperaria (arhitekt), Miroslav Kasal (pooblaščeni inženir) | statični izračun | [27: 171]; [28: 52] |
| 1932–34 | Agrarna banka | Beograd | brata Peter in Branko Krstić (arhitekta) | AB konstrukcija | [1] |
| 1932–36 | Palača Patrijaršije | Beograd | Viktor Lukomski (arhitekt) | AB konstrukcija | [1] |
| 1936–39 | Palača Banovine | Novi Sad | Dragiša Brašovan (arhitekt) | AB konstrukcija | [1] |
| 1936–40 | Palača Državne tiskarne | Beograd | Dragiša Brašovan (arhitekt) | AB konstrukcija | [1] |

* inž. Kasal ni omenjen med avtorji ali sodelavci

## 6. ZAKLJUČEK

Obsežen ustvarjalni opus gradbenega inženirja prof. dr. Miroslava Kasala v slovenski strokovni javnosti še ni bil celovito prikazan. Ob osemdeseti obletnici njegove smrti je zato pričujoči prispevek začetek osvetlitve bogatega življenja gradbenega inženirja, stavbnega komisarja, podjetnika, projektanta, statika, univerzitetnega profesorja ter pisca strokovnih in znanstvenih objav. Zaradi prostorske omejitve prispevka je poudarjeno njegovo strokovno delo, narejen je seznam objektov, pri katerih zasnovi ali gradnji je sodeloval. Delo profesorja na gradbenem oddelku Tehniške fakultete, predavatelja in pisca bo zaradi prostorske omejitve tega prispevka predstavljeno drugje.

Miroslav Kasal je kot mlad inženir grafično določal količino armature v betonskih mostovih. Zanimal se je za razvoj stroke in jo sooblikoval. Proučeval je tehnične lastnosti ter postal doktor je znanosti. Zaposlil se je kot profesor na univerzi, pisal učbenike in strokovne knjige o armiranem betonu. Tudi praktičnemu delu se ni odpovedal: vsaj sedem let imel je svoje gradbeno podjetje ter vsaj četrt stoletja

svojo tehniško pisarno. Med obema svetovnima vojnama je vzgojil generacije univerzitetno izobraženih gradbenih inženirjev, ki so na podlagi izračunov razumeli delovanje armiranega betona. Kot najboljši poznavalec novega gradiva je veliko prispeval k uveljavitvi armiranega betona na ozemlju takratne Slovenije in Jugoslavije.

## 7. LITERATURA


[1] *Spominski almanah slovenskih strokovnih pisateljev, publicistov in projektantov.* Ljubljana, Nova strokovna založba, 1940/1941. Dostopno na: http://www.dlib.si/?URN=URN:NBN:SI:DOC-OSB5LFAN [25. 8. 2025].

[2] V. Čadež, *geslo Miroslav Kasal*. Enciklopedija Slovenije 5, Ljubljana, Mladinska knjiga, 1991.

[3] B. Zupančič, *Ljubljanska inženirska zbornica 1919–44.* Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, 2013.

[4] *Geni.* Geni.com, 2025. Dostopno na: https://www.geni.com/people/Prof-Dr-Ing-Miroslav-Kasal/6000000094802191898 [25. 8. 2025].

[5] *Národní listy.* 15.7.1908. Dostopno na: https://www.digitalniknihovna.cz/nkp/view/uuid:c14957a0-7676-11dc-992e-000d606f5dc6?page=uuid:6b3ac930-6206-11e7-94b3-005056825209&fulltext=miroslav%20kasal [25. 8. 2025].

[6] *Čas.* 22.2.1914. Dostopno na: https://www.digitalniknihovna.cz/nkp/view/uuid:b5d50810-9c43-11e9-8812-5ef3fc9bb22f?page=uuid:75226890-9c65-11e9-b601-005056825209&fulltext=miroslav%20kasal [25. 8. 2025].

[7] *Programm cís. král. české vysoké školy technické v Praze na studijní rok.* 1908. Dostopno na: https://www.digitalniknihovna.cz/nkp/view/uuid:20564054-b338-4cac-a174-bf49511f9f1b?page=uuid:c30c4190-e9cc-11e7-8939-5ef3fc9ae867 [25. 8. 2025].

[8] Deželni zbor in deželni odbor kranjski po stanju dne 1.5.1913. Dostopno na: https://hdl.handle.net/11686/file17899 [25. 8. 2025].

[9] Z. Zupanič Slavec, *Dosežki slovenskega gradbeništva (1918–1941). Opus stavbenika Josipa Slavca (1901–1978).* Ljubljana, Celjska Mohorjeva družba, 2011.

[10] B. Teplý, *Vončina, Anton (1894–1969).* Slovenska biografija. Slovenska akademija znanosti in umetnosti, Znanstvenoraziskovalni center SAZU, 2013. Dostopno na: http://www.slovenska-biografija.si/oseba/sbi811037/#slovenski-biografski-leksikon [25. 8. 2025].

[11] J. Omahen, *Izpoved.* Ljubljana, Cankarjeva založba, 1976.

[12] V. Zemljič, *Študij gradbeništva skozi 70 let.* Gradbeni vestnik, letnik XXXIX, str. 189–205, 1990.

[13] *Seznam predavanj na univerzi.* Dostopno na: https://www.dlib.si/results/?query=%27keywords%3dINV%27&pageSize=25&language=eng&frelation=Univerza+-+Ljubljana [25. 8. 2025].

[14] S. Lapajne, Uredništvo, *Čadež, Vladimir (1911–1994).* Slovenska biografija. Slovenska akademija znanosti in umetnosti, Znanstvenoraziskovalni center SAZU, 2013. Dostopno na: http://www.slovenska-biografija.si/oseba/sbi1023400/#novi-slovenski-biografski-leksikon [25. 8. 2025].

[15] *Iskanje grobov: Kasal.* Dostopno na: https://grobovi.zale.si/ [25. 8. 2025].

[16] J. Šilc, *Rečni prehod struge Save pri Tacnu pod Šmarno goro.* Kronika 51, št. 3, str. 284–85, 2003.

[17] M. Kasal, *Obtežilna preizkušnja železobetonskega mosta z obtežitvijo v Mojstrani.* Vijesti letnik 33, št. 8, str. 149–50, in št. 9, str. 169–70, 1912.

[18] *Novi most Škofja Loka – Trata.* Dostopno na: https://www.facebook.com/photo/?fbid=8907164762668392&set=gm.2028649350920860&idorvanity=530825547369922 [25. 8. 2025].

[19] L. Slivnik, *Stanko Dimnik, pionir slovenskega gradbenega inženirstva*. Ljubljana, UL–FA, IZS, 2024.

[20] *Novi most čez Savo pri Mojstrani.* Dostopno na: http://www.dlib.si/?URN=URN:NBN:SI:DOC-5SFATISF [25. 8. 2025].

[21] A. M. Miklavčič, *Spomini Ločanov na življenje ob reki Sori.* Vodni viri Škofjeloškega, zbornik strokovnih prispevkov, ur. V. Mlakar. Škofja Loka, Razvojna agencija Sora, 2023.

[22] *Milko Bremec in Walter Mach – graditelja kovaške industrije na Slovenskem.* ur. V. Hazler. Lokovec–Muta–Zreče, 2022.

[23] *Iskanje enot nepremične kulturne dediščine*. Dostopno na: https://eid.gov.si/#!/iskalnik [25. 8. 2025].

[24] *Adresar mesta Ljubljane in okolice,* Adana, 1928. Dostopno na: http://www.dlib.si/?URN=URN:NBN:SI:DOC-KRMQICCG [25. 8. 2025].

[25] B. Zupančič, *Usode ljubljanskih stavb in ljudi 49-72.* Ljubljana, KUD Polis, 2007.

[26] B. Zupančič, *Usode ljubljanskih stavb in ljudi 73-93.* Ljubljana, KUD Polis, 2008.

[27] B. Zupančič, *Arhitekt Josip Costaperaria in ljubljansko moderno meščanstvo.* Ljubljana, KUD Polis, 2004.

[28] B. Zupančič, *Usode ljubljanskih stavb in ljudi 1-24.* Ljubljana, KUD Polis, 2005.

[29] V. Skaberne, *K ustanovitvi "Društva inženirjev v Ljubljani".* Vijesti l. 33, št. 1, str. 6–8, 1912.

[30] *Vijesti.* Vijesti Hrvatskog društva inžinira i arhitekata u Zagrebu i Društva inženirjev v Ljubljani. letnik 33, 1912.

[31] *Sekcija Ljubljana.* Tehnički list, l. 1, št. 4, str. x, 1919.

[32] *Sekcija Ljubljana.* Tehnički list, l. 5, št. 17, str. 132, 1923.

[33] *Inženjerska Komora u Ljubljani.* Tehnički list, l. 9, št. 16, str. x, 1927.

[34] *Nekoliko pregleda o poslovanju ljubljanske sekcije U. J. I. A.* Tehnički list, l. 15, št. 1, str. 15–16, 1933.

[35] *Zakaj se je podrl most v Goričanah.* Slovenski narod (14.02.1935), l. 68, št. 37. Dostopno na: http://www.dlib.si/?URN=URN:NBN:SI:DOC-8P9TRI6P [25. 8. 2025].

[36] *II. Imenik članov S. P. D.* Planinski vestnik l. 17, št. 6, str. 124–68, 1911, Dostopno na: http://www.planinskivestnik.com/files/File/PV_1911_06.pdf#page=170 [25. 8. 2025].

[37] Š. Lapajne, *Naslovna knjiga in zaznamek trgovin in obratov za deželno stolno mesto Ljubljano.* Ljubljana, Ig. pl. Kleinmayr & Fed. Bamberg, 1912. Dostopno na: http://www.dlib.si/?URN=URN:NBN:SI:DOC-GNKEQ4VI [25. 8. 2025].

[38] *Ljubljanske ulice,* ur. S. Bernik, M. Kastelic. Ljubljana, Geodetska uprava Skupščine mesta, 1980.

[39] A. Studen, *Slikanje socio-topografske podobe nekega bivanjskega miljeja: primer naselja vil na Mirju med obema svetovnima vojnama*. Glasnik Slovenskega etnološkega društva, l. 37, št. 3, str. 30–32, 1997.

[40] *Popis prebivalstva 31. 3. 1931 Ljubljana Mirje 11.* Dostopno na: https://hdl.handle.net/11686/file14353 [25. 8. 2025].

[41] Z. Zupanič Slavec, *Razvoj zdravstvenega zavarovanja pri Slovencih : 1889-2019.* Ljubljana, ZZZS, 2019.

Ana BRUNČIČ[1], Kristina HADJIEVSKA[2], Tina POTOČNIK[3], Meta KRŽAN[4]

# RAZVOJ POTRESNOODPORNEGA PROJEKTIRANJA ERVINA PRELOGA: STOLPNICI NA LJUBLJANSKEM TRGU REPUBLIKE IN NARODNA BANKA V KRANJU

**Povzetek**

Prispevek z vidika potresnoodpornega projektiranja obravnava primerjavo konstrukcijskih zasnov dveh večetažnih nestanovanjskih stavb, ki sta jih v šestdesetih letih prejšnjega stoletja zasnovala Edvard Ravnikar in Ervin Prelog. Stolpnici na Trgu republike v Ljubljani sta bili projektirani kot reprezentativna objekta, s ciljem doseči enega najvišjih višinskih gabaritov v takratni Jugoslaviji, Prelogove rešitve pa so bile vključene v nove slovenske in jugoslovanske predpise, sprejete v obdobju, ki ga je zaznamoval potres v Skopju. To daje stavbama TR3 in TR2 poseben pomen v zgodovini razvoja gradbene in arhitekturne stroke. V istem obdobju in v okviru sorodnih arhitekturnih tendenc, sta projektanta zasnovala tudi stavbo Narodne banke v Kranju. V raziskavi se je izkazalo, da je zasnova stenaste jedrne konstrukcije obeh ljubljanskih stolpov povsem podrejena potresnim vplivom, pri projektiranju armiranobetonske skeletne konstrukcije kranjske bančne stavbe pa potresni vpliv sploh ni bil upoštevan. Prispevek predstavlja rezultate analize projektne dokumentacije, podaja ugotovitve pregleda konstrukcij in analizira razvoj Prelogovega pristopa k razvoju potresnoodpornega projektiranja.

**Ključne besede**: Ervin Prelog, potresnoodporno projektiranje, predpisi, beton, stolpnica TR3, Narodna banka v Kranju

## Ervin Prelog and the Development of Seismic-Resistant Design: The Towers at Republic Square in Ljubljana and the National Bank in Kranj

**Summary**

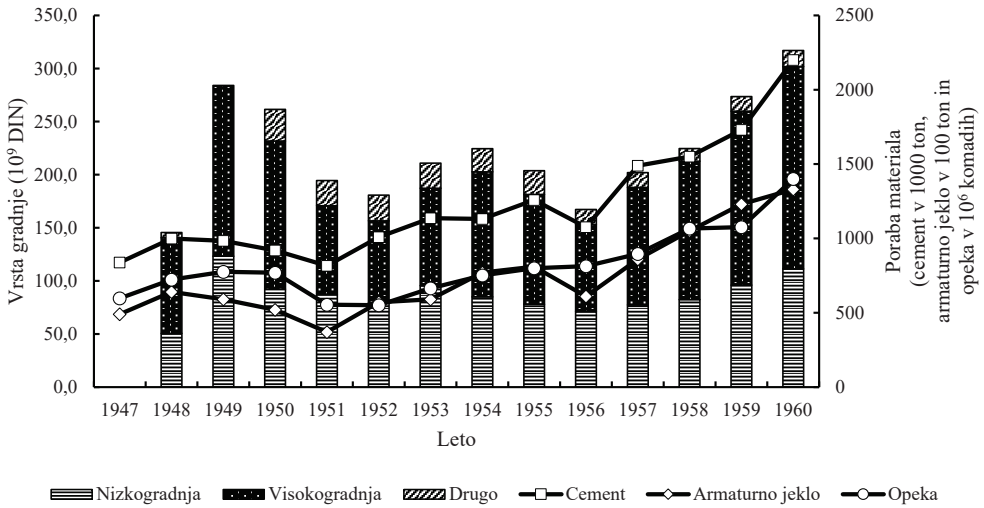
The paper, from the perspective of earthquake-resistant design, compares the structural concepts of two multi-story non-residential buildings designed in the 1960s by Edvard Ravnikar and Ervin Prelog. The high-rise towers at Trg Republike in Ljubljana were conceived as landmark structures, aiming to reach one of the tallest heights in the former Yugoslavia at the time. Prelog's solutions were incorporated into new Slovenian and Yugoslav regulations adopted during the period marked by the Skopje earthquake. This gives the TR3 and TR2 buildings special significance in the history of construction and architectural development. In the same period, within related architectural trends, the two designers also designed the National Bank building in Kranj. The research revealed that the wall-core structural concept of the two Ljubljana towers was entirely subordinated to seismic considerations. In contrast, in the design of the reinforced concrete frame structure of the Kranj bank building, seismic influence was not considered at all. The paper presents the results of an analysis of the design documentation, provides findings from the structural survey, and analyzes the development of Prelog's approach to earthquake-resistant design.

**Keywords:** Ervin Prelog, earthquake-resistant design, codes, concrete, high-rise building TR3, National Bank in Kranj

[1] mag. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, ana.bruncic@zag.si
[2] MSc., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, kristina.hadjievska@zag.si
[3] dr./ v. d. generalne konservatorke in v. d. vodje Službe za kulturno dediščino, Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije, Poljanska cesta 40, 1000 Ljubljana, tina.potocnik@zvkds.si
[4] dr., univ. dipl. inž. grad./vodja Odseka za stavbe in potresno inženirstvo Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana, meta.krzan@zag.si

## 1 UVOD

Za šestdeseta leta prejšnjega stoletja je značilna izrazita dejavnost gradbeništva – z intenzivno povojno gradnjo Evrope je obdobje zaznamoval razvoj gradbenih materialov in tehnologije ter preboj armiranega betona iz nizkih gradenj v visoke gradnje (Slika 1). Ta je svojo priljubljenost pridobil zaradi požarne odpornosti, dostopnosti in hitre gradnje (v primerjavi z opeko). Če je bil prvi AB-nebotičnik, Ingalls Building, zgrajen v ameriškem Cincinnatiju že leta 1903, višine 64 m in je bil ljubljanski Nebotičnik, višine 70 m, zgrajen leta 1933 ter z vidika najnovejšega stanja tehnike povsem konkurenčen AB-stavbam po svetu, pa so AB-konstrukcije v šestdesetih letih drzno postajale vedno višje (Preglednica 1). Predvsem Grattacielo Pirelli (1960) je pomenil velik skok v višini in je bil evropski armiranobetonski »rekorder« pred razcvetom visokih stolpnic iz betona po letu 1960. Z višanjem stavb je postajalo vse pomembnejše tudi vprašanje vodoravnih vplivov.




*Slika 1: Poraba poglavitnih gradbenih materialov v Jugoslaviji v letih 1947–1960 in gibanje obsega gradbenih del 1948–1960 po cenah iz leta 1956* [1].

Z integralnostjo oz. monolitnostjo konstrukcij, ki jo je omogočil armirani beton [2], so se v povojnem času pri nas uveljavile nove arhitekturne zasnove, povsem se je spremenila pojavnost stavb. Novi materiali, zlasti armirani beton, in konstrukcijske rešitve, predvsem skeletne konstrukcije ter veliki razponi nosilnih elementov, so dopuščali med drugim uvedbo t. i. prostega tlorisa, kar je povsem spremenilo funkcionalno zasnovo notranjščin, prav tako pa razbremenitev ovoja nosilne funkcije in s tem t. i. proste fasade s poljubno razporeditvijo odprtin in izvedbo obešene fasade. Poleg tega sami konstrukcijski elementi niso postali le razkriti v »surovi« izraznosti zasnove in materiala, zlasti vidnega betona, marveč so bili pogosto celo vizualno izpostavljeni, tako v notranjščinah kot na ovoju stavb; prevzeli so pomembno oblikovno vlogo. Elementi vidnega betona – predizdelani ali izdelani na mestu, z vidnimi sledovi opaženja, so tako postali pomemben formativni element pojavnosti stavb [3], [4].

Eden najvidnejših predstavnikov teh arhitekturnih tendenc in arhitekturne ustvarjalnosti druge polovice preteklega stoletja pri nas, arhitekt Edvard Ravnikar (1907–1993), je v prepletu tradicij različnih evropskih šol z domačo arhitekturno tradicijo in skozi lastno invencijo v sicer slogovno pluralističnem arhitekturnem izrazu modernizma, v sodelovanju s konstruktorjem Ervinom Prelogom (1921–1987), ki sodi med najpomembnejše jugoslovanske strokovnjake na področju analize in teorije konstrukcij, ustvaril nekaj ključnih stavb povojnega obdobja pri nas [5]–[7]. Med njimi izstopata palača OLO Kranj (1958–1960), najverjetneje prvi skupni projekt Ravnikarja in Preloga, ki je bila

kmalu po izgradnji ocenjena kot »najbolj prevratni dosežek petdesetih let in hkrati kvaliteten vrh tega časa« [8] in jo odlikuje za tisti čas in naš prostor drzna konstrukcijska zasnova – teža šotoraste strehe je preko dveh vzdolžnih nosilcev v obliki črke V prenesena na štiri slope, nameščene na zunanjosti stavbe, stropna konstrukcija dvoranskega dela pa je z jeklenimi vezmi, brez dodatnih podpor v notranjosti, obešena z vzdolžnih nosilcev strehe –, in pa kompleks na Trgu republike v Ljubljani, ki ga med drugim zaznamujeta dve reprezentativni stolpnici, imenovani TR 2 in TR3 (načrtovani od leta 1961 dalje). Med pomembnejšimi javnimi stavbami modernizma pri nas je tudi stavba podružnice Narodne banke v Kranju (1961–1962), ki je bila prav tako zasnovana v sodelovanju obeh projektantov, Ravnikarja in Preloga, in je poleg prej omenjenih ljubljanskih stolpnic podrobneje obravnavana v tem prispevku.

*Preglednica 1: Najvišji AB-nebotičniki po dekadah med 1900 in 1960*

| Dekada | Stavba | Lokacija | Leto izgradnje | Višina |
|---|---|---|---|---|
| 1900-1909 | Ingalls Building | Cincinnati, ZDA | 1903 | 16 nadstropij (~64 m) |
| 1910-1919 | Traymore Hotel | Atlantic City, ZDA | 1915 | 16/17 nadstropij* ~75 m |
| 1920-1929 | Milam Building | San Antonio, ZDA | 1928 | 21 nadstropij (85 m) |
| 1930-1939 | Century Tower | Chicago, ZDA | 1930 | 22 nadstropij (82 m) |
| 1940-1949 | Oceania Building | Rio de Janeiro, BRA | 1947 | 19 nadstropij (70 m) |
| 1950-1959 | Grattacielo Pirelli | Milano, Italija | 1960 | 32 nadstropij (127 m) |
| 1960 - 1980 | Stolpnici TR2 in TR3** | Ljubljana, Slovenija | 1963-1976 | 27 nadstropij (92 m) |

* Podatki o nadstropjih se razlikujejo po virih.

** Stolpnici sta dodani kot primerjava in nikoli nista bili najvišja AB-nebotičnika na svetu. Načrtovana višina ni bila nikoli izvedena.

## 2 STANJE STROKE

### 2.1 Predpisi

Po drugi svetovni vojni so na območju Slovenije v veljavo stopili t. i. Privremeni tehnički propisi (PTP[5]). Lapajne [9] jih je leta 2000 ocenil takole: »Načelno nimam pripomb k tem predpisom, pa tudi vse stavbe, zgrajene v skladu z njimi, so izkazovale zadostno varnost za uporabnike. Le pri potresu v Skopju so odpovedale v mnogih primerih.« Zavedanje o nezadostni pozornosti, namenjeni potresni varnosti v tistem času, je bilo prisotno, »/k/er se gradi pri nas vedno več visokih stavb, na katere je vpliv potresa močnejši, in ker /…/ se vprašanje varnosti stavb proti potresu pri nas premalo upošteva« [10]. Prav v tem času se je začela razvijati dinamika konstrukcij in vzniknile so prve empirične enačbe za izračun lastnih nihajnih dob stavb [10]. Po PTP-1 (Privremeni tehnički propisi za opterečenje zgrada) so bile v Jugoslaviji definirane tri seizmične cone [11]:

- Cona majhnih poškodb (intenziteta VII),
- Cona velikih poškodb (intenziteta VIII): Ljubljanska kotlina, srednji del Soške doline med Kobaridom in Gorico, Mariborsko-Ptujsko polje in del Slovenskih goric, in
- Cona katastrofalnih rušenj (intenziteta IX in X): Ljubljana z okolico in srednje Posavje med

[5] PTP so bili zbirka predpisov, razdeljena na posamezna tematska področja in ločeno izdana v Službenem listu federativne narodne republike Jugoslavije (FNRJ). Beton in armirani beton sta bila zajeta v PTP-3 [14], ki so izšli 29. 5. 1947, seizmološka karta in potresna obtežba pa v PTP-1 v sklopu predpisov za obtežbe stavb [11], ki je izšel 17. 7. 1948. PTP-1 je kasneje postal predpis za temeljenje, prej PTP-11.

Laškim in Brežicami.

Vpliv potresa je bil upoštevan z vodoravnimi silami, podanimi v odstotkih navpične obtežbe, in sicer celotne stalne in polovične koristne obtežbe (Preglednica 2) [12], [13]. Prijemališče horizontalnih sil je bilo v vsakem nadstropju v višini stropne konstrukcije.

*Preglednica 2: Potresni vpliv po PTP-1* [11]

| **Konstrukcija stavbe** | **horizontalne sile (%)** | |
|---|---|---|
| | intenziteta VIII | intenziteta IX in X |
| Masivni zidovi in masivni stropovi (streha) | 1,5 | 2,0 |
| Masivni zidovi in lahki stropovi (streha) | 1,8 | 2,4 |
| Lahki zidovi in stropovi | 2,25 | 3,0 |

## 2.2 Materiali

Tedaj veljavni PTP-3, so v konstrukcijske namene predvidevali vgradnjo dveh vrst betonov, in sicer MB220 in MB300. Ti predpisi so za armirani beton, izpostavljen atmosferskim vplivom, določali minimalno količino cementa 300 kg/m$^3$, za elemente, ki tem vplivom niso izpostavljeni, pa 250 kg/m$^3$. Trdnost betona se je določala na kocki, dimenzij 20 x 20 x 20 cm, in se je za omenjeni količini cementa v primeru armiranega betona označevala s t. i. marko betona (MB), kot je navedeno v Preglednici 3 [14].

*Preglednica 3: Oznake betona po PTP-3* [14]

| **Količina cementa (kg/m$^3$ betona)** | **Trdnostni razred oz. t. i. marka betona (trdnost kocke v kg/cm$^2$)** | **Vrsta betona** |
|---|---|---|
| minimalna 250<br>maksimalna 350 | 160 | navadni beton |
| | 220 | |
| | 300 | beton visoke odpornosti |

Beton visoke odpornosti se je po PTP 3 od navadnega betona istega trdnostnega razreda (marke) razlikoval po večji količini uporabljenega cementa, boljši kvaliteti komponent in boljši obdelavi (zgoščanje, nega). Razen s povečevanjem količine cementa se je kakovost betona po PTP-3 izboljševala s pranjem agregata, izboljšavami granulacije, zmanjševanjem količine vode ali uporabo druge vrste cementa [14].

Uporabljano betonsko jeklo je bilo po JUS C.K 6.020 [15] treh razredov (Preglednica 4).

*Preglednica 4: Oznake jekla po JUS C.K 6.020* [15]

| **Oznaka** | **Natezna trdnost (kg/cm$^2$)** | **Napetost na meji tečenja (kg/cm$^2$)** | **Specifična deformacija (%)** | |
|---|---|---|---|---|
| | | | **d ≤ 18** | **d > 18** |
| Č. 0002<br>Č. 0002 V | | 1850 1700 | | |
| Č. 0200<br>Č. 0200 V | 3600 | 2400 | 20 | 18 |
| Č. 0501<br>Č. 0501 V | 5000 | 3400 | 20 | 18 |

## 3 METODOLOGIJA

Predmetna študija temelji na:

- analizi arhivske projektne dokumentacije obeh stavb, TR3[6] in stavbe Narodne banke v Kranju, iz šestdesetih let in tedaj veljavne strokovne literature,
- detajlnem pregledu konstrukcije Narodne banke v Kranju in
- numerični analizi konstrukcije Narodne banke v Kranju, predvsem modalni analizi.

Pri detajlnem pregledu je bilo izvedeno neporušitveno preskušanje, in sicer ugotavljanje sklerometričnega indeksa po SIST EN 12504-2:2021 [16], določitev globine karbonatizacije s fenolftaleinsko metodo po SIST EN 14630:2007 [17] ter ocenjevanje in-situ tlačne trdnosti betona v konstrukcijah po SIST EN 13791:2019 [18].

Numerična (modalna) analiza je bila izvedena z namenom ocene nihanja konstrukcije v programu ETABS. Izdelan je bil 3D-model iz linijskih in ploskovnih elementov, za vse elemente je bil pavšalno uporabljen beton, trdnosti 25 MPa in modula elastičnosti 30 GPa.

Obseg analize obeh stavb se sicer razlikuje, a ju združuje analiza projektne dokumentacije ter opisanih pristopov potresne analize. Detajlni pregled in numerična analiza pa služita kot dopolnitev analize projektne dokumentacije, predvsem pa kot vpogled v stanje konstrukcij tistega časa.

## 4 ANALIZA ZASNOVE IN PROJEKTIRANJA STAVB

### 4.1 Stolpnica TR3 na Trgu republike, Ljubljana

Stolpnica TR3 je bila v šestdesetih letih prejšnjega stoletja zasnovana kot ena najvišjih stavb v takratni Jugoslaviji – s približno sedemindvajsetimi etažami in višino dobrih devetdeset metrov. Uresničitev tako drzno zastavljenega projekta je poleg ustreznega gospodarskega zaledja terjala tudi vrhunsko inženirsko znanje in inovativne pristope. Mehanska odpornost in stabilnost, zlasti potresna odpornost, sta bili pri zasnovi stolpnic ključna cilja arhitekta Edvarda Ravnikarja in skupine konstruktorjev, ki jih je vodil Ervin Prelog. Ker je bila varnost postavljena v ospredje, je bila arhitekturna zasnova prilagojena optimalni konstrukcijski rešitvi.

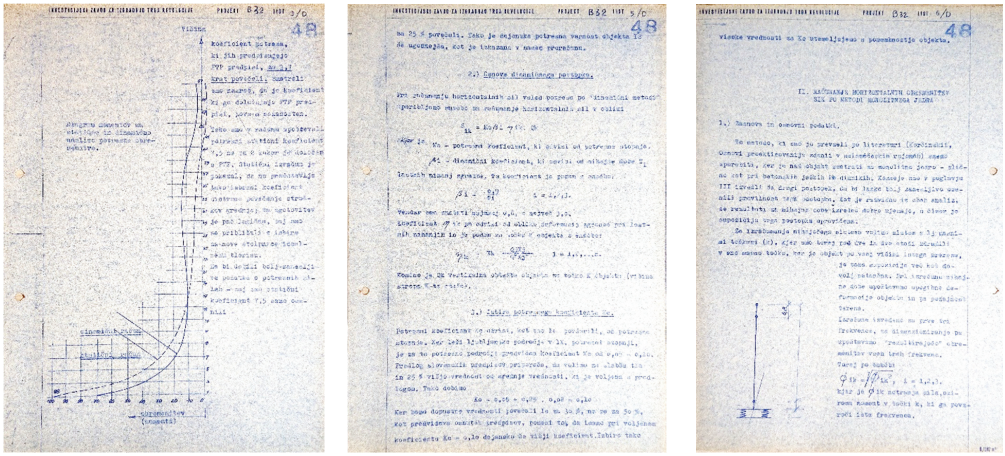
Nosilni sistem stolpnice je oblikovan kot vitko, monolitno armiranobetonsko jedro, z geometrijsko pravilno, simetrično in statično uravnoteženo tlorisno zasnovo. Nosilni elementi so razporejeni tako, da sta strižna nosilnost in togost konstrukcije približno enaki v obeh glavnih smereh, medtem ko po višini ne prihaja do bistvenih sprememb v sestavi nosilnega sistema.

Ervin Prelog in sodelavci, dobro seznanjeni z razvojem potresnega inženirstva v svetu, so potresno analizo izvedli z dvema različnima pristopoma (Slika 2). Prvi, uporabljen že v konceptualni fazi, je temeljil na takrat veljavnih PTP. Za povečano varnost so v izračunu privzeli potresni faktor, ki je bil kar 3,7-krat večji od predpisanega. Ta faktor je določal delež navpične obtežbe, ki se pri potresni analizi upošteva kot vodoravna sila [19].

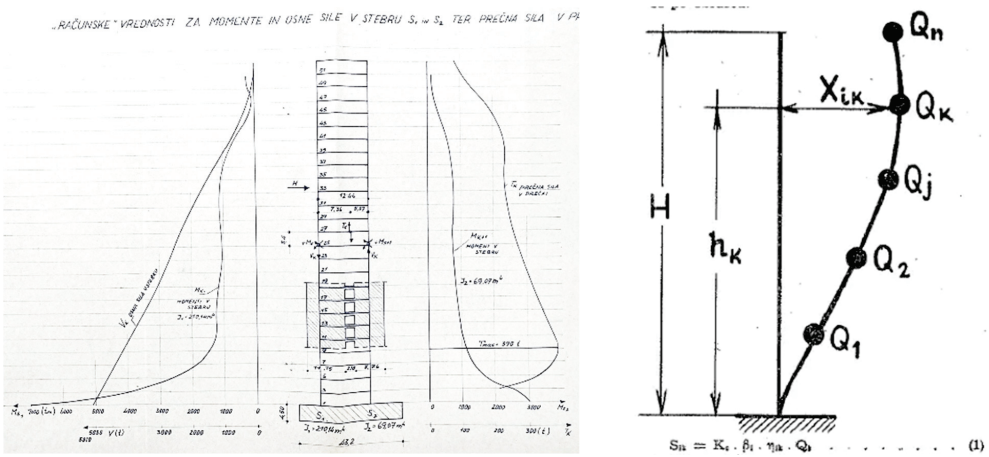
Drugi pristop je temeljil na t. i. dinamični metodi, ki jo je z določenimi spremembami koeficientov in varnostnih faktorjev po sovjetskih normativih – takrat med najstrožjimi v svetu – povzel tudi leta 1963 sprejet nov slovenski predpis, leta 1964 pa tudi na novo izdani Privremeni tehnički propisi za građenje u seizmičkim područjima [20], s čimer se je potresna odpornost ločila od drugih obtežb gradenj in postala samostojno poglavje gradbene stroke (Slika 3). Prelog in sodelavci so pri tem uporabili potresni koeficient 0,10, ki so ga še povečali za 25 % zaradi vpliva manj ugodnih talnih pogojev. Z uporabo »metode monolitnega jedra« so izračunali lastne nihajne čase in oblike konstrukcije, ob upoštevanju upogibne togosti jedra in podajnosti podlage. Za poenostavitev so maso

[6] Stolpnica TR2 je bila zasnovana na enak način kot TR3. Posebna analiza projektne dokumentacije TR2 zato ni bila izvedena.

modelirali z združevanjem po dveh etaž, kar je dalo 13 točk vzdolž višine objekta. Z »metodo splošnega objekta« so dodatno preverili vpliv strižnih deformacij na nihajne čase in njihovo razmerje [13], [19].



*Slika 2: a) Izračun notranjih sil zaradi potresa po dveh metodah, b) določitev potresne obtežbe po dinamičnem postopku z določitvijo potresnega koeficienta, c) predpostavke za izračun lastnih nihajnih oblik in časov po »metodi monolitnega jedra« [19].*




*Slika 3: Rezultati analize delovanja vodoravne potresne obtežbe v primeru stolpnice TR3 (levo) [19] in novi način določanja delovanja potresne obtežbe iz Privremenih tehničkih propisa za građenje na seizmičkim područjima iz leta 1964 (desno) [20].*

Dimenzioniranje je temeljilo na rezultanti notranjih sil, dobljenih iz prvih treh nihajnih oblik, pri čemer so projektanti varnost konstrukcije še povečali: pri kontrolah elementov so namreč razpolovili dovoljeno povečanje dopustnih napetosti, ki ga je sovjetski predpis predvideval za primer potresne obtežbe.

Pri določanju obremenitev konstrukcijskih elementov zaradi potresa in vetra je Prelog uporabil metodo sil. Konstrukcijo je zasnoval tako, da je stebelni del – tlorisno trikotne oblike – prevzel celotno nosilnost za horizontalne obtežbe. Računsko zahtevnost problema je domiselno poenostavil z redukcijo prostorskega modela na sistem 52 enačb z enakim številom neznank: prostorsko votlo tristrano prizmo je pretvoril v ravninski Vierendeelov okvir.

Za zmanjšanje statične nedoločenosti je na mestih večjih okenskih odprtin v prečke uvedel členke, medtem ko je za oblikovanje statično določenega sistema, potrebnega za določitev koeficientov podajnostne matrike, členke vstavil v stike med stebri in prečko nižje ležeče etaže. Izračun obremenilnih koeficientov in predštevil podajnostne matrike je temeljil na metodah in tabelah iz nemške literature *Die Statik im Stahlbetonbau* (1933) [21], ki je bila tedaj ena ključnih referenc za analizo armiranobetonskih konstrukcij [22].

Poleg metode sil je Prelog pri analizah vertikalnih obtežb – lastne teže konstrukcije in uporabe, takrat poimenovane obtežba izrabe – uporabil tudi t. i. metodo prerazporeditve momentov. Ta pristop, predhodnik sodobne direktne deformacijske metode, sta v obdobju med letoma 1922 in 1930 neodvisno razvila Konstantin Čališev v Zagrebu in Hardy Cross v Illinoisu [2].

### 4.2 Stavba Narodne banke, Kranj

Konstrukcijski sistem objekta je zasnovan kot skeletna armiranobetonska konstrukcija etažnosti K + P + 4N, sestavljena iz AB-stebrov in nosilcev, medsebojno povezanih s ploščami debeline 8 cm (tlačne plošče oziroma armiranobetonske plošče). Tlorisna zasnova je pravokotna, z dimenzijami 15,0 m × 19,50 m. Vertikalne konstrukcijske elemente pritličja in prvega nadstropja predstavljajo notranji in zunanji (fasadni) stebri. Notranji stebri pravokotnega prečnega prereza 25/85 cm so orientirani v smeri daljše stranice objekta, zunanji stebri poligonalnega prereza (modificiran pravokotnik) največjih dimenzij 30/85 cm pa v smeri krajše stranice.

V prečni smeri so umeščene štiri linije stebrov z medosnimi razmiki 4,25 m + 4,85 m + 4,25 m. V vzdolžni smeri je pet linij stebrov v enakomernem rastru 4,80 m, pri čemer sta prva in zadnja linija poravnani s čelnima fasadama objekta (4,53 m). Po višini konstrukcija ni pravilna: z drugim nadstropjem se tloris konzolno razširi za približno 1,6 m. Tok horizontalnih sil se s konzolnega dela prenaša preko armiranobetonskih kril pravokotnega prereza 16/30 cm in plošč ter nosilcev na zunanje stebre; raster zunanjih stebričkov je 2,40 m.

Tlorisno nepravilnost povzroča preboj konstrukcije z odprtinami za vertikalno komunikacijo (stopnišče in dvigalo) ter montažnim jedrom s sanitarnimi prostori. V kletni etaži konstrukcijo, poleg stebrov, tvorijo še armiranobetonske stene, debelin 40, 50 in 60 cm, ter betonski zidovi, debelin 25 in 30 cm. V višjih etažah so prostori med stebri zapolnjeni z montažnimi stenami, fasadni pasovi pa so izvedeni iz parapetnih montažnih betonskih elementov in vgrajenih oken. Stebri so temeljeni na točkovnih temeljih, armiranobetonske stene in zidovi pa na pasovnih temeljih.

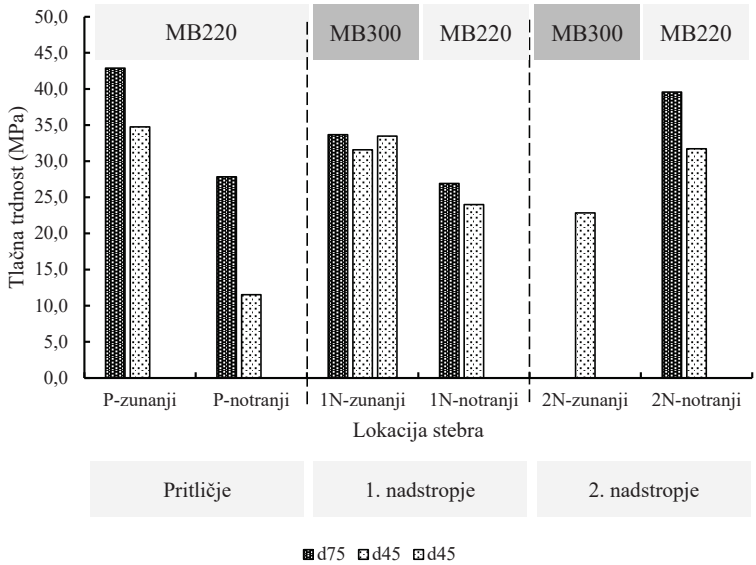
Na južni strani je v pritličju dodan paviljon brez dilatacije in konstrukcijsko ni integriran v osnovni skelet objekta, saj konstrukcijski elementi (plošče, nosilci) osnovne stavbe ne prehajajo kontinuirano v prizidek. 1. nadstropje je bilo zasnovano kot odprti mezzanin z arhivsko funkcijo.

V Glavnem projektu [23] je bila izvedena statična analiza zgolj na navpične obtežbe. Konstrukcija je bila modelirana s pomočjo nadomestnih dvodimenzionalnih okvirjev, katerih analiza je bila izvedena ločeno v obeh smereh, pri čemer je bila uporabljena Crossova metoda prerazporeditve momentov.

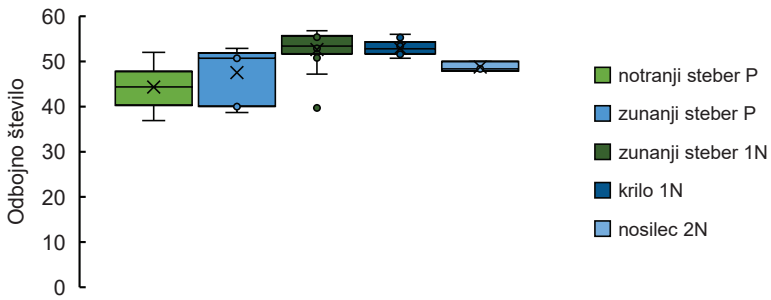
Projektna dokumentacija je predvidela uporabo dveh vrst betona – MB220 in MB300 – ločenih izključno na podlagi izpostavljenosti atmosferskim vplivom. Celo znotraj posameznih elementov, kot so konzolni nosilci, je bila predpisana kombinacija obeh vrst: MB300 za konzolni del in MB220 za osrednji del nosilca.

Rezultati odvzetih vzorcev so potrdili vgradnjo dveh različnih vrst betona, ki se razlikujeta tudi po granulometrijski sestavi – MB300 je bil izdelan z drobnejšo krivuljo z manjšim maksimalnim premerom zrn agregata. Povprečna prostorninska masa betona presega pričakovane vrednosti in znaša 2468 kg/m³. Na podlagi laboratorijskih preiskav so bili pridobljeni rezultati tlačne trdnosti, razvrščeni

v dva razreda. Razporeditev izmerjenih trdnosti po konstrukciji (določena s sklerometričnim indeksom) ne ustreza razmejitvi, kot je bila predvidena v Glavnem projektu (Slika 4, 5 in 6).

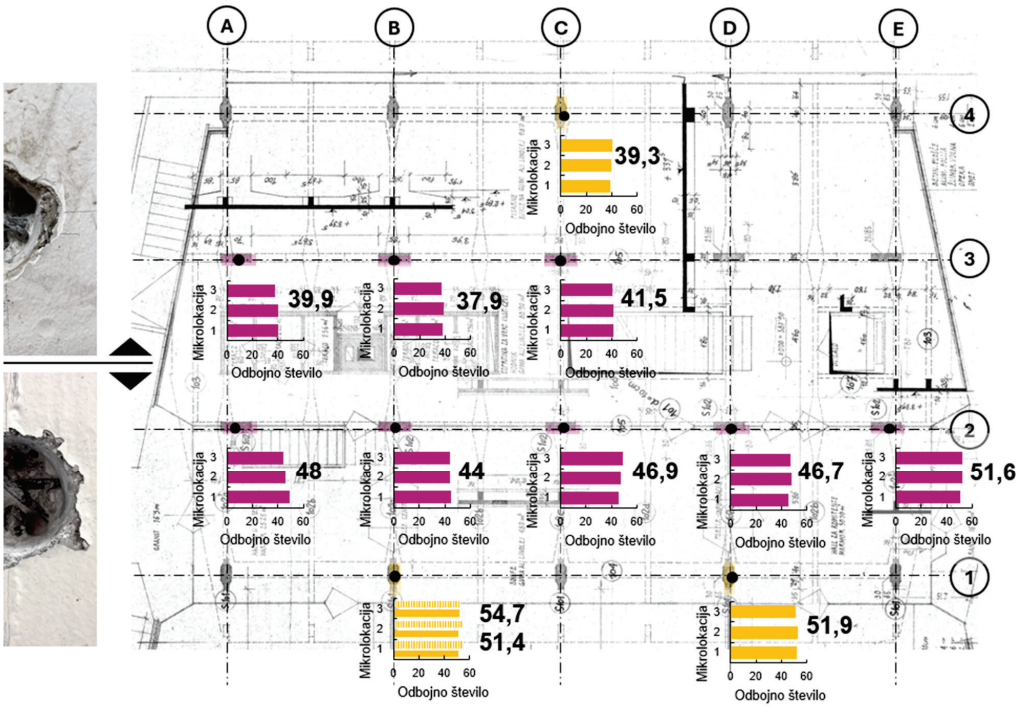



*Slika 4: Tlačne trdnosti vzorcev in z Glavnim projektom predpisani trdnostni razredi betona (začasni rezultati).*



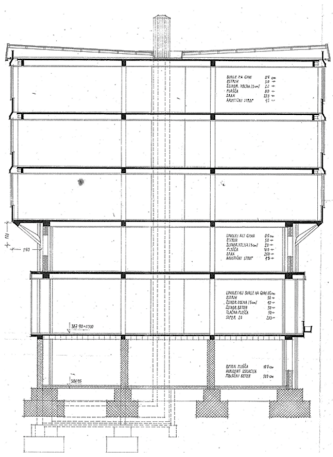

*Slika 5: Statistična analiza določanja sklerometričnega indeksa (mediane 9 meritev) na izbranih konstrukcijskih elementih (začasni rezultati).*

Opazne so razlike v nosilnosti navpičnih konstrukcijskih elementov: delež armiranja z vzdolžno armaturo se zmanjšuje po višini konstrukcije, kar je najizraziteje opazno pri notranjih stebrih, ki potekajo od kleti do 4. nadstropja (Preglednica 5). Pri zunanjih stebrih tega ne opazimo, zaradi diskontinuitete med 1. in 2. nadstropjem in spremembe prečnega prereza zunanjih stebrov. Opazno je tudi povečevanje deleža stremenske armature po višini (Preglednica 5).




*Slika 6: Razlika v sklerometričnem indeksu stebrov pritličja – neskladje z Glavnim projektom (začasni rezultati).*

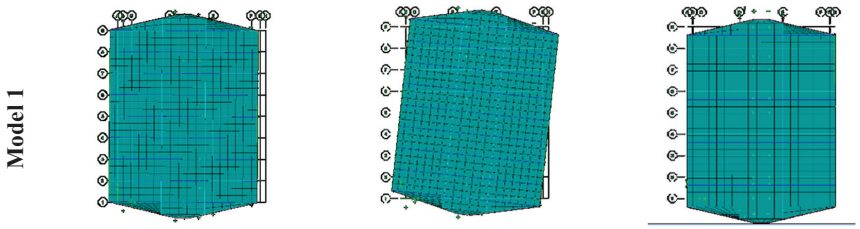
*Preglednica 5: Prečni prerez stavbe (levo) in delež armiranja stebrov konstrukcije objekta Narodne banke v Kranju po Glavnem projektu* [24]



| Zunanji stebri | | | Notranji stebri | | |
|---|---|---|---|---|---|
| B/H (cm) | Vzdolžna armatura $A_{sl}/A_c$ (%) | Prečna armatura $A_{sw}$ (cm²/m) | B/H (cm) | Vzdolžna armatura $A_{sl}/A_c$ (%) | Prečna armatura $A_{sw}$ (cm²/m) |
| 16/30 | 2,12 | 3,77 | 30/80 | 0,38 | 2,83 |
| 16/30 | 2,62 | 3,77 | 30/80 | 0,51 | 2,83 |
| 16/30 | 2,62 | 3,77 | 30/80 | 0,51 | 2,83 |
| 25/80 | 3,28 | 4,02 | 30/80 | 0,85 | 2,26 |
| 25/80 | 0,96 | 2,26 | 30/80 | 0,85 | 2,26 |
| 25/80 | 0,96 | 2,26 | 30/80 | 0,85 | 2,26 |

Prečnim in vzdolžnim nosilcem se prečni prerez vutasto zvišuje na spoju s stebri, v stropu nad pritličjem tudi razširja. Strižno armaturo zagotavljajo stremena, položena pod kotom 90 ° in v razmiku 25 cm, tem je dodana tudi pod kotom 45° krivljena vzdolžna armatura.

Z izvedbo numerične modalne analize so bili določeni lastni nihajni časi in oblike konstrukcije (Slika 5). Analiza je pokazala, da se zaradi tlorisne asimetrije torzijska/rotacijska komponenta pojavi že v prvi nihajni obliki (Slika 7), medtem ko je pretežno torzijska druga nihajna oblika.




*Slika 7: Nihajne oblike in časi, dobljeni z analizo v programu ETABS (začasni rezultati).*

Ob pregledu stavbe je bila kot rezultat izpostavljenosti betona atmosferskim vplivom ugotovljena karbonatizacija betona, v debelini > 3 cm z naprednimi fazami korozije armature in izgubo integralnosti mikrostrukture (Slika 8). Zaščitni sloj betona znaša med 1,5 do 2,5 cm.




*Slika 8: Globina karbonatizacije: levo zunanji beton, desno notranji beton.*

## 5 UGOTOVITVE

27-nadstropni stolpnici TR3 in TR2 na Trgu republike v Ljubljani sta bili v šestdesetih letih načrtovani z izrazitim upoštevanjem potresne odpornosti, kar se kaže v zasnovi stenastega jedra, prilagojenega prenosu horizontalnih sil in dimenzioniranju skeletnih elementov na podlagi progresivnih metod, ki so presegle takratne predpise. Prelogov pristop je temeljil na empirični primerjavi več metod analize ter uporabi monolitnega jedra, kar je omogočilo širše razumevanje odziva konstrukcije na potresne vplive. V nasprotju s tem je bila 4-nadstropna stavba Narodne banke v Kranju projektirana brez upoštevanja potresnih vplivov; analiza konstrukcije temelji le na vertikalnih obtežbah. Izvedena numerična modalna analiza je pokazala, da objekt zaradi tlorisne asimetrije že pri prvi nihajni obliki izkazuje torzijske učinke, kar dodatno zmanjšuje odpornost proti potresu. Če je Prelogov pristop k potresno varnejšim objektom – bodisi zaradi konstrukcijske zasnove bodisi zaradi načina analize – predstavljal presežek v snovanju arhitekture šestdesetih let pri nas in širše v Jugoslaviji, na kar je opozorila raziskava, rezultati katere so bili deloma že predstavljeni v okviru razstave KONS-TR[3] [25], pa je v primeru Narodne banke v Kranju pretežno zanemarjen.

Ravnikar se je zavedal, da stavba Narodne banke v Kranju ne sledi optimalni konstrukcijski zasnovi, zapisal je, da zanemarja načelo najkrajšega in najbolj neposrednega prenosa sil v tla, ki pri rutinskih skeletnih konstrukcijah rezultira v »gozdu« stebrov med dvema stropoma. »Čeprav smo zagotovo vložili veliko intelektualnega napora, nam je uspelo arhitekturi dati ali vrniti tisti vir ustvarjalne iznajdljivosti, ki izhaja iz konstrukcijskega koncepta, kar se v Kranju opazi kot prenos linije stebrov

iz ravnine zunanjega zidu arhiva v ravnino zunanjih zidov nadstropja in je tesno povezano s funkcionalno potrebo po enotni odprti zasnovi pritličja,« je zapisal [6]. Z vidika potresne odpornosti stavba Narodne banke v Kranju, prav nasprotno od obravnavanih stolpnic, ne predstavlja načrtovalskega dosežka. Stavba je danes nerobustna in kot taka zahteva posege obnove, ne le zaradi splošne konstrukcijske oslabitve kot posledice atmosferskih vplivov na kakovost strukture betona in korozijo armature, marveč tudi zaradi same zasnove.

## 6 SKLEP

Analiza konstrukcij ljubljanskih stolpnic TR3, TR2 in stavbe Narodne banke v Kranju je pokazala izrazite razlike v obravnavi potresnih vplivov v okviru iste naveze arhitekta in projektanta gradbenih konstrukcij in obdobja načrtovanja. Medtem ko Prelog pri stolpnicah na Trgu republike uveljavi napredne analitične metode in racionalno zasnovo monolitnega jedra, ki v celoti sledi principom potresne varnosti, se pri kranjski bančni stavbi potresni vplivi v procesu načrtovanja sploh ne pojavijo. Posledično konstrukcija že sama po sebi, brez splošne degradacije materialov, ne dosega smiselne robustnosti.

Ugotovitve analize potrjujejo, da Prelogov prispevek presega okvir tehničnih dosežkov šestdesetih let – s svojo metodološko natančnostjo in občutkom za celovitost ter inovativnimi pristopi k analizi je zaznamoval razvoj jugoslovanske potresne regulative po letu 1963 in soustvaril več pomembnih stavb povojnega obdobja pri nas. Stolpnici TR2 in TR3 danes predstavljata ikonični arhitekturi modernizma v širšem prostoru, tudi zaradi prepleta konstrukcijske inovativnosti in arhitekturne zasnove, ki izhaja iz razumevanja materiala in potresnega tveganja kot temeljnih izhodišč načrtovanja. Ravno to pa prispeva k razumevanju razvoja arhitekture v šestdesetih letih ter predstavlja eno ključnih dediščinskih vrednosti in soustvarja dediščinski pomen ljubljanskega kompleksa na Trgu republike, ki se danes varuje kot spomenik državnega pomena. Četudi stavbo Narodne banke v Kranju prištevamo med najpomembnejše stvaritve povojnega obdobja v Kranju in med pomembnejša dela v Ravnikarjevem opusu, pa njena zasnova na drugi strani kaže na to, da številne stavbe modernizma ne dosegajo konstrukcijske odličnosti. Prilagoditev teh objektov sodobnim standardom bo tako zahtevala precej konstrukcijske inovativnosti in interdisciplinarnega sodelovanja projektantov – vsaj toliko, kot sta jih v primeru stolpnic TR2 in TR3 izkazala Prelog in Ravnikar.

## 7 ZAHVALA

Avtorice se zahvaljujemo finančni podpori Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije (ARIS). Analiza stolpnice TR3 je potekala v sklopu Ravnikarjevega leta in bila financirana s strani Infrastrukturnega programa Preizkušanje materialov in konstrukcij (I0−0032) in Raziskovalnega programa Gradbeni objekti in materiali (P2-0273). Rezultati analize Narodne banke v Kranju pa so del tekočega projekta ARIS Strateške podlage za zmanjšanje potresne ogroženosti stavb pravosodja v Sloveniji (CRP V2-2257).

## 8 LITERATURA

[1] M. Brilly, ‘Razvoj gradbeništva v Jugoslaviji’, *Gradb. Vestn.*, vol. XI, no. 1, pp. 4–6, 1961.

[2] K.-E. Kurrer, *The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics*. Berlin: Ernst&Sohn, 2008.

[3] S. Bernik, *Slovenska arhitektura dvajsetega stoletja*. Ljubljana: Mestna galerija, 2004.

[4] N. Koselj, *Arhitektura 60-ih let v Sloveniji*. Ljubljana: Društvo arhitektov, 1995.

[5] F. Achleitner, *Hommage à Edvard Ravnikar: 1907–1993*. Ljubljana: [samozal.] F. in M. Ivanšek, 1995.

[6] A. Vodopivec in R. Žnidaršič, Eds., *Edvard Ravnikar: Architect and Teacher*. Springer Vienna, 2010.

[7] P. Krečič, M. Mušič, G. Zupan, *Edvard Ravnikar : arhitekt, urbanist, oblikovalec, teoretik, univerzitetni učitelj, publicist : umetnostnozgodovinski oris : razstava Arhitekturnega muzeja Ljubljana na fužinskem gradu, 19. september - 19. oktober 1996*. Ljubljana: Arhitekturni muzej, 1996.

[8] N. Šumi, 'Dve razstavi slovenske moderne arhitekture', *Sinteza*, no. 10–11, p. 10, 1968.

[9] S. Lapajne, 'Gledišča statika konstrukterja na potresno gradnjo', *Gradb. Vestn.*, vol. XXXXIX, pp. 61–62, 2000.

[10] M. Breznik, 'Varnost stavb ob potresih', *Gradb. Vestn.*, vol. XI, no. 75–76, pp. 69–75, 1960.

[11] *Privremeni tehnički propisi za opterećenje zgrada (PTP-1)*. 1948.

[12] P. Fajfar, 'Razvoj predpisov za odporno gradnjo v Sloveniji', *Gradb. Vestn.*, vol. 66, pp. 82–96, 2017.

[13] M. Kržan, P. Fajfar, and A. Brunčič, 'Stolpnici med razlogi za sprejetje novih potresnih predpisov', in *KONS-TR3: Konstrukcija nove ere*, T. Potočnik, Ed. Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije, 2023.

[14] *Privremeni tehnički propisi za beton i armirani beton (PTP-3)*. 1947.

[15] 'JUS C.K 6.020 Betonsko jeklo'.

[16] 'SIST EN 12504-2:2021 Ugotavljanje sklerometričnega indeksa'. SIST, Ljubljana, 2021.

[17] 'SIST EN 14630:2007 Določitev globine karbonatizacije s fenolftaleinsko metodo'. SIST, Ljubljana, 2007.

[18] SIST, 'EN 13791:2019 Ocenjevanje in-situ tlačne trdnosti betona v konstrukcijah in v montažnih betonskih elementih', 2019.

[19] 'LJU 0173, IZITR, škatla 06.08., IZITR, Glavni projekt, Statični izračun – del D (B32, 45-49)'. 1962.

[20] *Privremeni tehnički propisi za građenje u seizmičkim područjima*. 1964.

[21] K. I. Beyer, *Die Statik in Stahlbetonbau, Ein Lehr- un Handbuch der Baustatik. Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, Berlin, 2. izdaja*, 2. izdaja. Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, Berlin, 1956.

[22] A. Brunčič and M. Kržan, 'Analiza konstrukcije z ingenioznimi domislicami', in *KONS-TR3: Konstrukcija nove ere*, T. Potočnik, Ed. Ljubljana: Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije, 2023.

[23] 'SI_ZAL_KRA/1295 Skupščina občine Kranj. Poslovna stavba podružnice v Kranju. Glavni projekt - statika. Narodna banka FLRJ, Centrala za LRS. Št. projekta 115 Ru.' 1960.

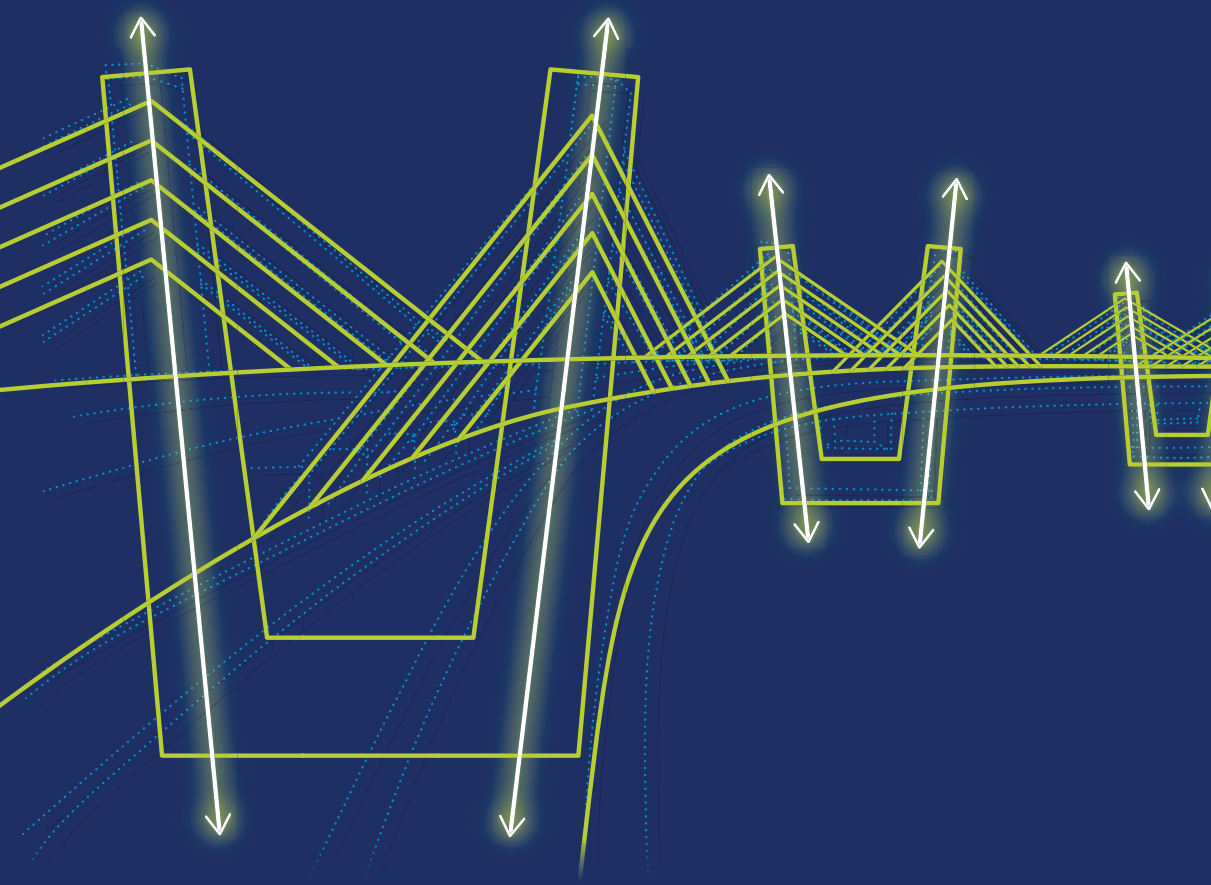
[24] 'SI_ZAL_KRA/1295 Skupščina občine Kranj. Poslovna stavba podružnice v Kranju. Glavni projekt - I. del: armaturni načrti. Narodna banka FLRJ, Centrala za LRS. Št. projekta 115 Ru.' 1961.

[25] T. Potočnik, Ed., *KONS-TR3 Konstrukcija nove ere*. Ljubljana: Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije, 2023.

INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE
JARŠKA CESTA 10B
1000 LJUBLJANA
SLOVENIJA

# USTVARJAMO TRAJNOSTNO PRIHODNOST

## ZELENO. VARNO. DIGITALNO.



Pokrovitelji zborovanja ►


SCHÖCK
Steber zanesljivosti
Gradimo na zanesljivosti.
Schöck Isokorb® XT
Konzolni ali podprti balkon, atika ali parapet - Schöck Isokorb® nudi optimalno toplotno izolacijo ter svobodo oblikovanja, brez omejitve statike. Zanesite se na dokazano vrhunsko kakovost Schöck.
www.schoeck.com







**Scia Datenservice Ges.m.b.H.**
YOUR PARTNER FOR SCIA AND IDEA

Türkenhain 1/A III/10
AT-7083 Purbach am Neusiedlersee

**Ing. Gernot Meixner**
Tel.: +43 664 3819760

www.scia.at
www.ideastatica.si
info@scia.at
info@ideastatica.si



ALLPLAN

# YOUR **AEC** PLATFORM TO DESIGN AND BUILD TOGETHER

MULTIDISCIPLINARNA REŠITEV ZA PROJEKTIRANJE IN GRADNJO



Matterport PRO3

## 3D skeniranje enostavno, hitro in natančno

baldini studio

ALLPLAN
A NEMETSCHEK COMPANY
AUTHORIZED PARTNER

Baldinistudio SL d.o.o. | Tel: +386 40 626 526 | info@baldinistudio.si | **www.baldinistudio.si**



# TRM PILING SYSTEMS

## Innovative & sustainable

SCAN FOR MORE INFOS

**Fast. Simple. Safe**

www.trm.at

**Rekonstrukcije in sanacije**

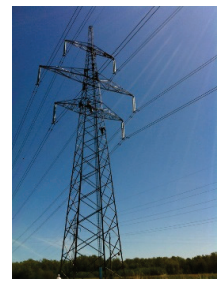
**Visokotlačno rušenje in pranje**

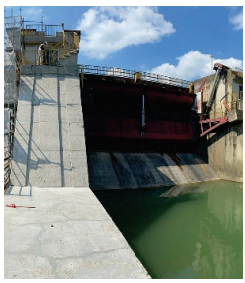
**Specializirana gradbena dela**

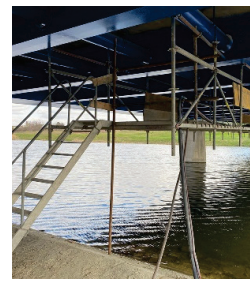
**Antikorozijska zaščita daljnovodov, stolpov in mostov**

**Antikorozijska zaščita rezervoarjev in cevovodov**










**FINAL Pasarič d.o.o.,**
Spodnja Rečica 80f,
3270 Laško

www.final-pasaric.si

e-mail: info@final-pasaric.si

telefon: + **386 3 734 05 83**

# Feromat

## Vaš partner za inovativne in preverjene sisteme pritrjevanja.

Kot uradni zastopnik blagovnih znamk **FISCHER** in **KLIMAS** zagotavljamo vrhunske rešitve za vse vrste **pritrditev v gradbeništvu** in **industriji**.

Na voljo so celotni sistemi kemičnih sider, mehanskih pritrditev, vijakov, kotnikov in drugih pritrdilnih elementov.

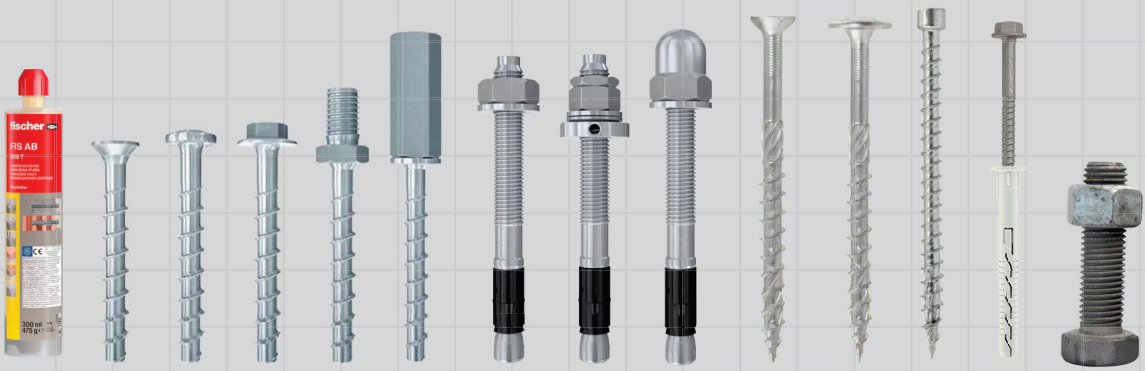
S pomočjo orodij za konstruiranje -

- FISCHER FiXperience
- KLIMAS DesignFiX

- zagotavljamo natančne, varne in certificirane rešitve za vsak projekt.

Vsa ključna pritrdila imamo na zalogi v Sloveniji, zato lahko hitro in zanesljivo dobavimo materiale za vaše projekte.

Naša strokovna ekipa vam svetuje pri izboru ustreznih rešitev glede na material, obremenitve in zahteve projekta.




fischer KLIMAS

FEROMAT d.o.o. – partner strokovnjakov za varne in trajne spoje

+386 1 563 26 20 | info@feromat.si | www.feromat.si

# FREYSSINET
## SUSTAINABLE TECHNOLOGY



**specialni inženiring** v gradbeništvu

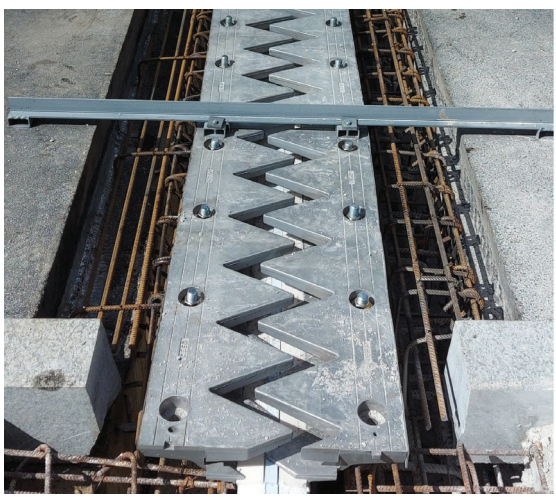
**prednapenjanje** objektov visoke in nizke gradnje

dobava in vgradnja **opreme za inženirske objekte**

**specialne tehnologije** gradnje

**ojačitve** premostitvenih objektov in stavb

palična in vrvna **geotehnična sidra**





A SUBSIDIARY OF SOLETANCHE FREYSSINET

# 20.000 PROJEKTOV



# 1 KOLEKTIV

**NAŠA PAMET ↦ NAŠA UMETNA INTELIGENCA**

ELEA

CGP
Build up

www.cgp.si

# Gradimo trdne temelje za vaš uspeh!



## Gradnja in vodenje projektov

Upravljamo gradbene projekte od ideje do zaključka, s ključavnimi rešitvami in vrhunsko strokovnostjo.



## Proizvodnja in gradbeni materiali

Proizvajamo in prodajamo kakovostne gradbene materiale, od kamnin iz naših kamnolomov do asfaltov za infrastrukturo.



## Načrtovanje in nadzor kakovosti

Celovito projektiranje in nadzor kakovosti skozi vse faze izvedbe.



## Vzdrževanje in asfaltiranje

Specializirani za vzdrževanje cest in asfaltiranje z modernimi tehnikami in materiali za trajne in učinkovite rešitve.



CGP d.d. Ljubljanska cesta 36, 8000 Novo mesto
T: +386 (0)7 39 42 700 | E: info@cgp.si | www.cgp.si





# Nenehno iščemo boljše rešitve

S posodabljanjem tehnologij, iskanjem novih trendov in zagotavljanjem najvišje kakovosti snujemo najuspešnejše zgodbe.

www.kolektorgradbenistvo.si

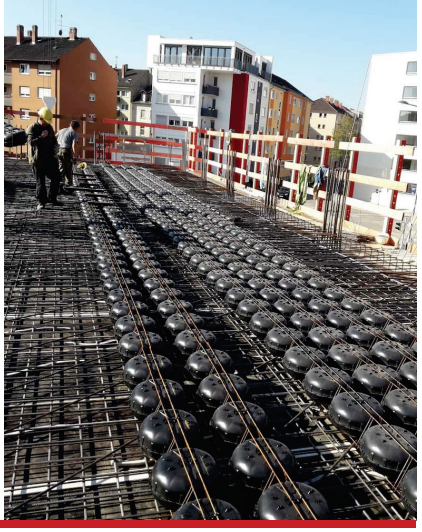
KOLEKTOR


Ali res vemo, kako težki tovornjaki se vozijo preko naših mostov?
Ne čakajmo, da se most oglasi sam.
S pravimi podatki do varnejše infrastrukture.
Špruha 32, 1236 Trzin, SLOVENIA
+386 (0) 1 568 17 19
sales@cestel.si
www.cestel.eu
CESTEL

# COBIAX elementi

**Sistem votlih jeder COBIAX za gradnjo votlih plošč iz armiranega betona z namenom zmanjšanja lastne teže konstrukcije.**



# Sidranje v beton






fastening systems
BOSSONG
www.bossong.com

Evropsko tehnično soglasje ETA

# Armaturna sidra

Nevoga




# Elastomerna ležišča




# Karbonske lamele in tkanina

S&P
A Simpson Strong-Tie® Company



# Dušenje vibracij in udarnega zvoka

getzner
engineering a quiet future

Zastopa in tehnično svetuje:

LESPATEX

Pot k sejmišču 30, Lj-Črnuče | tel: 01/256 51 68
e-mail: info@lespatex.si | www.lespatex.si



# Preklade d.o.o.

## Inovativni izdelki za enostavnejšo in hitrejšo gradnjo!

Naše **prefabricirane betonske plošče in stene** so kot končni elementi popolnoma tovarniško izdelane in v samo nekaj minutah s pomočjo žerjava vgrajene na vašem gradbišču.



**Prefabricirane betonske stene**



**Prefabricirane betonske plošče**




**ISOattika**




**ISOattika** - idealna rešitev za vse vrste ravnih streh. Zmanjšajte toplotne mostove, znižajte stroške in optimizirajte svojo gradnjo z našim patentiranim celovitim sistemom ISOattika.

PE Pragersko, Preklade d.o.o.
Ptujska cesta 37, 2331 Pragersko

PE Lenart, Preklade d.o.o.
Industrijska ulica 70, 2230 Lenart

**T: +386 41 447 073**

**E: info@preklade.si**

www.preklade.si

FIBRE NET
composite engineering

RÖFIX®
Gradbeni sistemi

# STRONGER THEN EVER!




SECOND LIFE



DRI

**SOUSTVARJAMO** GRAJENO OKOLJE

DRI upravljanje investicij, d. o. o.

Kotnikova ulica 40, SI-1000 Ljubljana

info@dri.si
www.dri.si

ZAPISKI

ZAPISKI