



15

15. mednarodna konferenca
o predorih in podzemnih objektih

*15th International Tunnelling and
Underground Structures Conference*



ZBORNİK REFERATOV *PROCEEDINGS*



ITA SLOVENIJA

Slovensko društvo za podzemne gradnje
Slovenian Society for Underground Structures

Dogodek podpira | An event endorsed by



V sodelovanju z | In cooperation with



ZAHVALA | ACKNOWLEDGEMENT

Organizacijski odbor konference se najlepše zahvaljuje za finančno pomoč pri organizaciji naslednjim podjetjem.
The conference organisers acknowledge the assistance granted by the companies listed below.

Zlati pokrovitelj | Golden sponsor

DARS

Pokrovitelji | Sponsors



15. mednarodna konferenca o predorih in podzemnih objektih
19.-21. november 2025, Ljubljana

15th International Tunnelling and Underground Structures Conference
19-21 November 2025, Ljubljana

ZBORNIK REFERATOV
PROCEEDINGS

Ljubljana, 2025

Uredniki | Editors
Simon Arčan, Nejc Povšič

Oblikovanje in prelom | Graphic design
Helena Marolt

Založnik | Publisher
Slovensko društvo za podzemne gradnje

Tisk | Printed by
Collegium Graphicum

Naklada | Circulation
210 izvodov | copies

Organizacijski odbor

Milan Črepinšek, predsednik
Simon Arčan
Andrejka Cerkenik
Jure Česnik
mag. Klemen Grebenšek
Nika Herman
Matic Jazbar
Anže Kumar
Mitja Pečovnik
Nejc Povšič
Saša Žagar

Znanstveni odbor

dr. Vojkan Jovičič, predsednik
Ioannis Fikiris
Julija Fux
dr. Sebastjan Kuder
dr. Jakob Likar
dr. Janko Logar
Rick Lovat
Andrea Pigorini
Nejc Povšič
dr. Tilén Urbančič
Gregor Vilhar
mag. Jože Žarn
dr. Tina Živec

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

624.191(082)
550.3+624.13(082)

MEDNARODNA konferenca o predorih in podzemnih objektih
(15 ; 2025 ; Ljubljana)
15. mednarodna konferenca o predorih in podzemnih objektih :
zbornik referatov : [19.-21. november 2025, Ljubljana] = 15th International
Tunnelling and Underground Structures Conference : proceedings :
[19-21 November 2025, Ljubljana] / [uredniki Simon Arčan, Nejc Povšič]. -
Ljubljana : Slovensko društvo za podzemne gradnje = Slovenian Society
for Underground Structures, 2025

ISBN 978-961-95567-2-6
COBISS.SI-ID 254556419

ZBORNİK REFERATOV PROCEEDINGS



ITA SLOVENIJA

Slovensko društvo za podzemne gradnje
Slovenian Society for Underground Structures

KAZALO | INDEX

6	Uvodnik Editorial
----------	-----------------------------

TOPICS	
---------------	--

10	Peter Jemec, Diletta Traldi Composite shell lining in pekel escape tunnel allowed high CO ₂ reduction
-----------	--

22	Tina Živec, Markus Schmidt, Thomas Richter, Martin Hostnik Application of borehole radar measurements as part of the geotechnical analysis for bridging caves inside the tunnel T2 of the new Divača-Koper railway line
-----------	---

32	Željko Špiljar, Dora Helena Špiljar Shortcoming and challenges in evacuation signs in underground car parks
-----------	---

42	Daniele Peila, Carmine Todaro, Andrea Carigi, Alfio Di Giovanni, Anna Barra Caracciolo, Paola Grenni, Luisa Patrolecco The Italian approach for the evaluation of the potential ecotoxicity of spoil material in EPB excavation
-----------	---

50	Tilen Urbančič, Luka Gradišar, Uroš Barlič, Jure Česnik Next-Generation Tunnel Inspection: Digital Twins on a Web Platform
-----------	--

58	Tilen Urbančič, Tilen Čuk, Sandi Naglič, Jaka Gorišek Using augmented reality technology in tunnels
-----------	---

66	Klara Ocepek, Anej Braniselj, Nina Jurečič Geološko-geomehanske preiskave za potrebe obnove obstoječih železniških predorov: primer predora Vintgar
-----------	---

74	Gašper Brus, Gregor Vilhar, Jure Česnik, Vid Pristavec, Mitja Pečovnik, Elvir Muhić BIM modeling of tunnel excavation and guidelines from the Karavanke eastern tube project
-----------	--

84	Elvir Muhić, Saša Galuf, Boštjan Volk, Sebastjan Bratina, Vojkan Jovičič Premostitev kraških jam na 2. tiru Divača – Koper: primer predora Lokev
-----------	--

94	Boštjan Volk, Matej Zalokar Geotehnična spremljava gradnje silosa na odlagališču NSRAO
-----------	--

106	Boštjan Volk, Jože Ratej Izzivi gradnje vzhodne cevi predora karavanke v vodonosnih območjih
------------	--

116	Boštjan Volk, Vojkan Jovičič Predor Konovo – začetek predorov na 3. razvojni osi
------------	--

-
- 128 Peter Jemec, Peter Zupančič, Simon Arčan, Martin Hostnik**
Premoščanje kraških pojavov v predoru T2 na drugem tiru med Divačo in Koprom
-
- 140 Gregor Lotrič, Boštjan Volk, Julija Fux, Markus Schmidt**
Aplikacija rezultatov georadarskih meritev pri napredovanju izkopa predora na primeru predora T1 (Lokev) 2. tir Divača-Koper
-
- 148 Matej Zalokar, Tadej Cotelj, Žiga Likar, Vladimir Vukadin**
Geotechnical monitoring during construction of new tunnel tube Karavanke
-
- 160 Anton Levičar, Sergej Hiti, Nejc Mihevc**
Ljubljana railway junction
-
- 170 Pascal Leuenberger, Ramona Wenninger**
Tunnel maintenance as a key factor for safety, service life, and cost:
The critical role of drainage
-
- 180 Vojkan Jovičič, Mitja Pečovnik, Elvir Muhić, Samo Peter Medved, Marko Kosovel**
The Maribor city tunnel: A feasible underground traffic solution
-
- 190 Andrej Ločniškar**
Geološka, geotehnična in hidrogeološka spremljava pri gradnji predorov –
sprehod skozi čas
-
- 198 Peter Schaul, Kaan Kolbasi, Denis Crehan**
Design possibilities and applications of synthetic fibre-reinforced concrete
in underground infrastructure
-
- 208 Jakob Likar, Žiga Likar, Tadej Cotelj, Erazem Kovač, Melanija Huis, Andrej Likar**
From the design to construction of the permo- carboniferous section of the
eastern tube of the Karavanke road tunnel in the highly squeezing plastic grounds
-
- 220 Wolfgang Aldrian, Roland Mayr, Grgur Petrović**
CO₂ Savings Through Effective Use of Sprayed Concrete
-

UVODNIK

Spoštovane dame in gospodje, cenjene kolegice in kolegi!

Pred vami je zbornik člankov in prispevkov 15. mednarodne konference o gradnji predorov in podzemnih objektov, ki jo organizira Slovensko društvo za podzemne gradnje ITA Slovenija, v katerem predstavljamo strokovne dosežke pri gradnji teh v Sloveniji in v tujini.

Od zadnje konference, ki je bila pred dvema letoma, v Sloveniji še vedno poteka intenzivna gradnja predorov in podzemnih objektov na infrastrukturnih projektih, ki izvedbeno trajajo vse od leta 2020 naprej.

Zaključujejo se dela na drugi vzhodni cevi predora Karavanke, ki povezuje Slovenijo in Avstrijo, v dolžini 7.948 m, od katerega slovenski del predstavlja 3.546 m predora. Promet skozi predor bo stekel spomladi leta 2026.

V zaključni fazi je tudi odsek železniške proge Divača – Koper skupne dolžine 27,10 km, od tega je na trasi 7 predorov, v skupni dolžini 20,50 km. Na trasi 3. razvojne osi je v izgradnji predor Konovo, železniški predor Pekel, na trasi Maribor – Šentilj, pa je bil izveden in predan v uporabo. Prav tako je v izgradnji objekt Skladišče radioaktivnih odpadkov.

Veselimo se, da v bližnji in daljni prihodnosti vidimo projekte s področja predorogradnje in podzemnih objektov, ki se že pripravljajo ali so šele v idejni zasnovah. Tako se bo po končanju vzhodne cevi predora Karavanke, pričela Sanacija njegove zahodne cevi.

V teku so aktivnosti za pripravo investicije za izvedbo projekta vzporedne železniške proge na odseku Divača – Koper, približujemo se začetku del na 3. razvojni osi, kjer je načrtovanih več predorov in pokritih vkopov, od katerih najdaljši predor na trasi – predor Gorjanci, meri 2.341 m. V perspektivi in načrtovanju je tudi gradnja druge cevi železniškega predora Karavanke.

Čaka nas veliko dela, tako na strani naročnikov, projektantov, nadzora kot tudi izvajalcev. Pri tem se je potrebno, skladno s trendi in zahtevami družbe, osredotočiti na trajnost, varnost in čim manjši ogljični odtis. Zaradi intenzivne gradnje infrastrukturnih objektov v zadnjih desetih letih, se, po zlomu gradbeništva in propadu velikih gradbenih podjetij v Sloveniji ob svetovni finančni krizi, ponovno nazaj vzpostavljajo sistemi, ki sodelujejo pri gradnjah

infrastrukturnih objektov. Krepijo se projektantske ekipe, ustanovljena so bila nova izvajalska podjetja specializirana za predorogradnjo, oblikoval se je nov rod inženirjev predorograditeljev. Opazne so tudi pozitivne izkušnje s tujimi izvajalskimi podjetji.

Menim da je potrebno več pozornosti posvetiti železnicam, da bi nadoknadili zaostanek pri posodobitvi in gradnji novih odsekov železniških povezav. Pri tem objektivno zaostajamo v Sloveniji, še bolj pa zaostajamo za intenzivnostjo gradnje modernih železniških povezav v Evropi.

Trenutno stanje predorogradnje, gradnje podzemnih objektov in gradbeništva je spodbudna in optimistična, prihodnost pa, kljub nestabilnosti v svetu in zametkom gospodarske krize, še vedno spodbudna. Za konec bi se zahvalil vsem deležnikom, ki sodelujejo pri gradnjah naših infrastrukturnih projektov, od Naročnikov, Projektantov, Inženirjev in Izvajalcev, za njihov prispevek k uveljavljanju in nadaljnjem razvoju naše stroke.

Skupaj z organizacijskim odborom se zahvaljujem vsem sponzorjem, posebej generalnemu sponzorju DARS d.d., podpornikom ter udeležencem konference za podporo našim prizadevanjem za kvalitetno predstavitev dosežkov in nadaljnji strokovni razvoj slovenske predorogradnje.

Srečno!

Milan Črepinšek

Predsednik Slovenskega društva za podzemne gradnje
- ITA Slovenija

EDITORIAL

Dear Ladies and Gentlemen, esteemed colleagues,

In front of you are the proceedings of the 15th International Tunneling and Underground Structures Conference, which is biannually organized by the Slovenian Society for Underground Construction – ITA Slovenia. This year's publication presents professional achievements in the field of tunnel and underground construction in Slovenia and abroad.

Since the last conference two years ago, intensive tunnel and underground construction continues in Slovenia which concern the infrastructure projects began their implementation in 2020.

Work is nearly to be completed on the Second Eastern tube of the Karavanke Tunnel, which connects Slovenia and Austria, with a total length of 7.948 m, of which 3.546 m lies on the Slovenian side. Traffic through the tunnel is expected to begin in spring 2026. The second track of Divača-Koper railway line, with a total length of 27,10 km, is also in its final phase, including seven tunnels comprising 20,50 km in length. The Konovo Tunnel on the Third Development Axis is under construction, while the Pekel Railway Tunnel on the Maribor – Šentilj line has already been completed and put into operation. Construction is also underway on the Radioactive Waste Storage Facility.

We are pleased to see both near- and longterm projects in tunnel and underground construction being planned or conceptualized. Once the Eastern tube of the Karavanke Tunnel is completed, renovation of the Western tube will commence. Preparatory activities are ongoing for the parallel railway line on the Divača – Koper section, while work on the Third Development Axis, which includes several tunnels and covered excavations, is approaching. The longest planned tunnel, the Gorjanci Tunnel, will be 2.341 m long. In planning is also the Second tube of the Karavanke Railway Tunnel.

Much work lies ahead – for clients, designers, supervisors and contractors alike. It is essential, in line with societal trends and demands, to focus on sustainability, safety and reducing the carbon footprint. Following the collapse of the construction sector and the downfall of major Slovenian construction companies during the global financial crisis, the past decade of intensive infrastructure con-

struction has helped re-establish systems that enable the successful execution of large projects. Design teams are growing stronger, new specialized tunneling contractors have emerged and a new generation of tunnel engineers is showing up. Positive experiences with foreign construction companies are more than evident.

I believe that railway infrastructure deserves even more attention than it receives today to make up for the delays in modernization and construction of new lines. Slovenia unfortunately is quite behind not only in its domestic network but even more so in comparison to the rapid development of modern railway infrastructure across Europe.

The current state of tunneling, underground construction and the broader construction sector in Slovenia, is encouraging and optimistic and despite global instability and the signs of an economic downturn, the outlook remains positive.

To conclude I would like to thank all stakeholders involved in our infrastructure projects – clients, designers, engineers and contractors, for their contributions to the advancement and continued development of our profession.

Together with the organizing committee, I also wish to express gratitude to all sponsors, especially the general sponsor DARS d.d., as well as supporters and conference participants for their commitment to show the achievements and fostering the professional growth of Slovenian tunneling engineering.

Good luck!

Milan Črepinšek

President of the Slovenian Society for
Underground Construction - ITA Slovenia

TOPIC 1

**COMPOSITE SHELL LINING
IN PEKEL ESCAPE TUNNEL
ALLOWED HIGH CO₂ REDUCTION**

Composite Shell Lining in Pekel Escape Tunnel Allowed High CO₂ Reduction

Peter Jemec - Partner and Project Manager at Elea iC

Elea iC d.o.o. | Ljubljana, Slovenia

Mail: Peter.Jemec@elea.si

Diletta Traldi - Design Manager Underground Construction Global

Master Builders Solutions | Italy

Mail: Diletta.Traldi@masterbuilders.com

Abstract

Tunnelling and underground construction are resource heavy activities that require significant amounts of concrete. Life-cycle assessments of new tunnels reveal that the carbon footprint is mainly driven by the consumption of cement and concrete. To minimize CO₂ emissions during construction, it is essential to optimize the quantity, composition, and properties of construction materials. It is important to prioritize design contracts that encourage CO₂ reduction. For instance, composite linings with sprayable waterproofing membranes, when applied correctly, can significantly cut CO₂ emissions by reducing the volume of concrete used, while still maintaining the desired quality.

In the field of underground construction, ensuring the durability, safety, and sustainability of tunnel linings is crucial. Traditional double shell linings with sheet membranes have long been the standard for providing structural support and waterproofing. However, as the construction industry increasingly focuses on reducing environmental impact and improving efficiency, newer methods such as composite shell linings with sprayable waterproofing membranes are gaining attention.

Nowadays spray applied double bonded waterproofing membranes are used in several projects around the world and they are contributing to durability, serviceability and to increase sustainability of tunnel linings. These double bonded membranes allow composite action between the concrete and the membrane that can lead to a reduction of the structural lining thickness.

This paper will take the reader through a real application of a CSL (Composite Shell Lining) with a double bonded waterproofing membrane in an escape tunnel and demonstrate the possibility to deeply reduce CO₂ emissions optimizing tunnel linings with a thickness reduction.

Keywords: Composite tunnel linings, sustainability, CO₂ reduction, waterproofing membranes, CO₂ saving, CO₂ emissions.

1. INTRODUCTION

To optimize and create sustainable tunnel linings a Composite Shell Lining (CSL) with a waterproofing sprayable membrane in between two layers of sprayed concrete can be the right solution.

CSL is a chance in reducing total lining thickness and CO₂ emissions, in terms of global warming potential (GWP in kg of CO₂ equivalent).

The sprayed waterproofing membrane used in CSL, MasterRoc MSL 345, is polymer based and has been especially developed for underground structures. The membrane is applied between primary and secondary concrete linings and develops high bond strength on both sides to the concrete (doubled-bonded). Due to its double bonded nature it provides the tunnel lining system with unique mechanical properties and waterproofing features.

Additional advantages to owners, contractors and designers result from flexibility in design and application, fast application and easy logistics, flexible work programming / sequencing, cost savings and reduced long-term maintenance costs.

A CSL has been designed, as an alternative to a traditional DSL (Double Shell Lining) with a temporary primary shotcrete lining, a sheet waterproofing membrane and a permanent cast in situ concrete lining, in a part of the escape tunnel of Pekel tunnel, that is part of the railway track Maribor-Sentilj. This line functions as a border crossing from Slovenia to Austria, and it is part of the TEN-T Baltic-Adriatic corridor.

2. PEKEL TUNNEL AND THE GEOLOGY

The Pekel project, situated in the northeastern region of Slovenia, is mostly immersed in Miocene layers of softer marlstone, siltstone and sand. A wider area of a project alignment consists of Miocene layers where clay marl, siltstone and sandstone alternate. Tunnel Pekel was excavated mainly in unweathered marly layers with locally thinner zones of weathered soft rock.

Fig. 1: Excavation face at chainage TM 116.60 m



Figure 1 shows the excavation face of the top heading with bench consisting of bedded clayey-silty marlstone of dark blue to grey color, within which thinner layers of grey, unweathered sandy marlstone appear subordinately. One system of discontinuities is observed at the excavation face. In the central part of the excavation, within the fault zones, the rock mass is more fractured. Moist conditions were observed on the fresh excavation face, with some small local water inflow in the right-hand side. There was a potential of discontinuity-controlled block fall, gravity induced falling and sliding of blocks, occasional local shear failure on discontinuities.

In the original DSL design, the lining of the escape tunnel consists of a primary shotcrete lining and a cast in situ permanent final lining with a TPO waterproofing membrane sandwiched between these two linings. In a part of the escape tunnel the DSL has been replaced by a CSL (Figure 2), mainly for construction schedule issues, however, was a great opportunity to introduce this approach first time in Slovenia. On the other hand it was beneficial in cost and labor aspects as well. CSL is totally sprayed and the application phase is quicker and easier to manage, with a sprayable membrane, without any scaffolding involved, later crown contact grouting, etc.

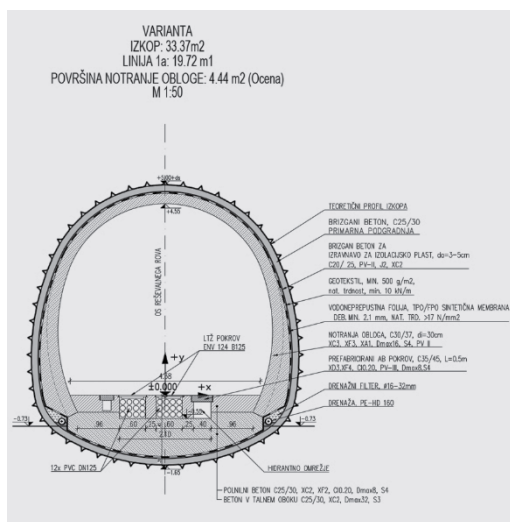


Fig. 2 on the left: original escape tunnel section:

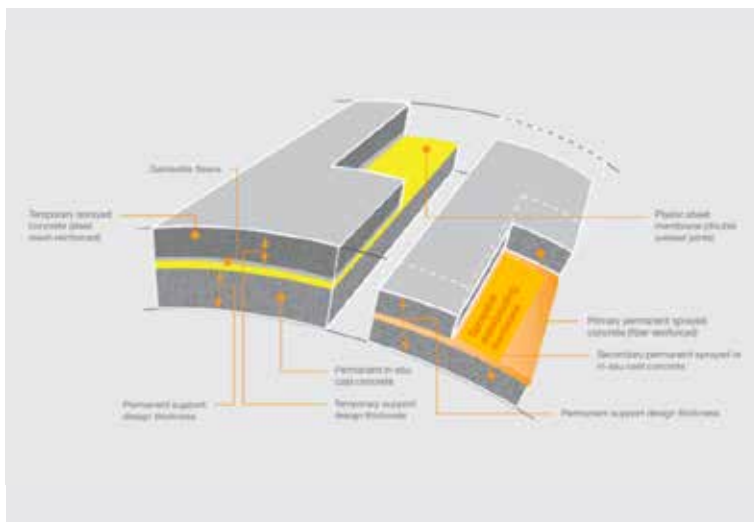


Fig. 2 on the right: DSL and CSL comparison

3. SPRAYED WATERPROOFING SYSTEM AND CSL

3.1 Key properties and advantages

To provide for the physical and structural discontinuity created by a traditional sheet membrane, spray applied waterproofing membranes were born. This membrane is suitable with all types of secondary (inner) concrete lining, sprayed concrete and cast in-situ concrete. Because the membrane provides continuous waterproofing, compartmentalization of lining sections with waterstops may be prevented.

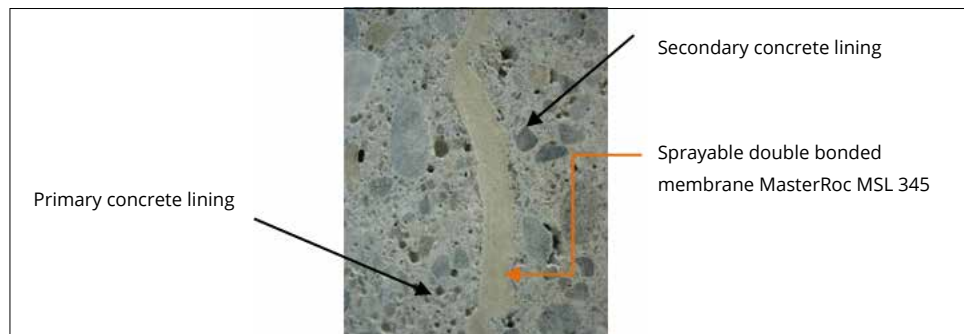
It is also compatible with all types of reinforcement, including steel fibers, and it can be applied over steel insertions and bolt plates.

Regarding the anticipated water ingress in the tunnel the sprayed membrane is suitable for tunnels with manageable levels of water ingress, i.e. with water ingress in isolated areas, or after ground treatment with pre-grouting, or after lowering of the groundwater table.

Different waterproofing concepts can be designed with the sprayed membrane, namely the non-drained or fully-tanked concept, the partially drained concept (systematically or locally drained), and the mixed concept (umbrella) with membrane application only on the tunnel crown.

Moreover, this membrane is able to adjust to the rough profile of the sprayed concrete and to guarantee a perfect physical and structural continuity between the two concrete linings (outer and inner lining) in traditional tunnels or between two sprayed permanent concrete linings in SCL tunnels (Figure 3).

Fig. 3: Detail of a tunnel lining with a double bonded membrane between two sprayed concrete linings

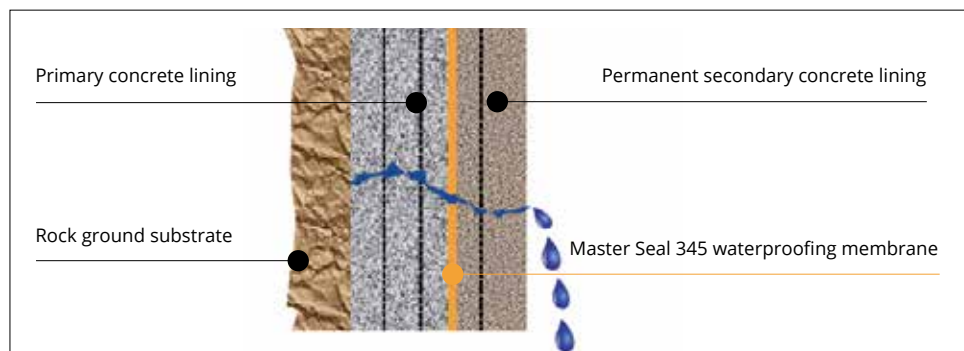


The bond is unaltered by the concrete placement technique, be it sprayed or cast in place, or by the presence of fibers. The bonding between the membrane and the concrete, on both sides, can happen because the membrane fully encapsulates aggregates and crystals on the concrete surface.

The waterproofing concept with the sprayed waterproofing membrane is based on both waterproofing and bonding properties of the membrane. Due to the high bonding of the membrane to the primary lining any groundwater inflow through a crack in the primary lining stops as it reaches the membrane and cannot migrate along the interface between membrane and concrete. Potential groundwater paths can be eliminated, and the risk of water ingress into the tunnel is considerably mitigated.

Additionally, the same strong adherence between the membrane and the secondary lining provides a second barrier against groundwater ingress into the tunnel. Thus, to reach the tunnel a groundwater inflow has to pass through 3 aligned failure zones, i.e. a crack in the primary lining, a defect in the membrane, and a crack in the secondary lining. An eventual leak would be localized and could be easily treated with injection measures (Figure 4).

Fig. 4: Failure mechanism sprayed membrane

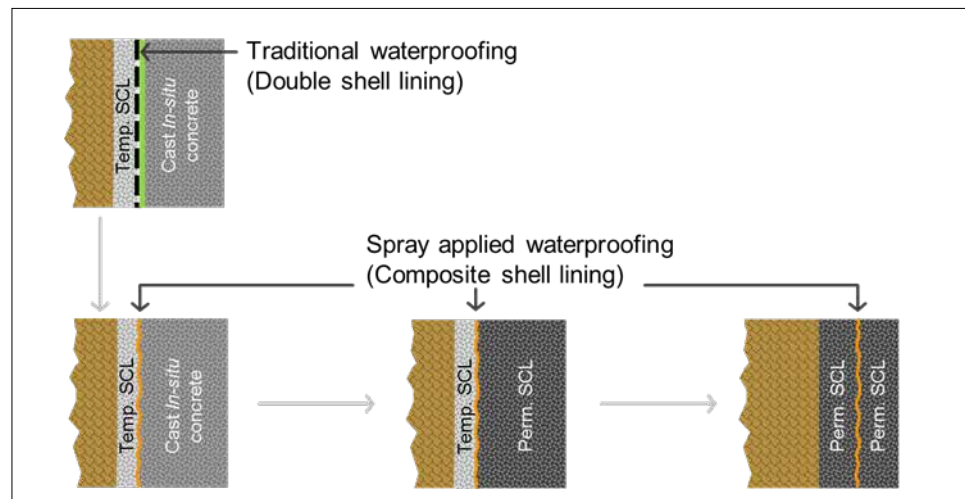


3.2 Composite shell lining and design options

The composite shell lining system (CSL) consists of two concrete linings with a double-bonded spray applied waterproofing membrane embedded between them. The following options are available for the design of composite shell linings (Figure 5): the tunnel lining in the option 1 is made of a temporary primary sprayed concrete lining (TSCL), the sprayed waterproofing membrane as a replacement for the sheet membrane, and a permanent cast in-situ concrete lining. The benefits from this option mainly lie in the double bonded waterproofing membrane, that provides a watertight tunnel lining and in a faster installation compared to conventional sheet membranes. This leads to an optimization of logistics, a flexibility of the construction process and to a reduction of total application costs. In the option 2 the secondary lining changed from a cast in-situ to a permanent sprayed concrete lining (PSCL). The design option 2 keeps the same benefits from option 1 but it takes also advantage from the ease of placement of the sprayed concrete secondary lining, with or without fibers, as it has no need of any expensive formwork. The option 3 represents a lining made of a permanent primary and secondary sprayed concrete linings (PSCL) with the sprayed membrane in-between linings.

Additionally, to advantages from previous options, in this last case it is possible to get a reduced lining thickness as the primary layer it is not temporary anymore but it is now permanent and gives its structural contribution to the final lining. This leads to a consequent reduced tunnel cross section so it means additional savings in terms of concrete, excavation volumes, costs and time, and in comparison to the traditional double shell lining system.

Fig. 5: Design options CSL compared with DSL



4. CSL DESIGN AND APPLICATION

The original DSL is made of 15 cm of sprayed concrete as primary lining + TPO waterproofing membrane + 30 cm of cast concrete as secondary lining. In 137 m this DSL has been replaced by a CSL made of same 15 cm of permanent sprayed concrete + sprayable waterproofing membrane MasterRoc MSL 345 + 12 cm of permanent sprayed concrete.

In the tunnel construction mainly conventional design is used, meaning primary and secondary lining divided by sheet waterproofing membrane. In practice that means that primary lining is taking the ground load and secondary only self weight, some (minor) utilities, aerodynamic effects, crown gap grouting and then rheological effects, temperature, squeezing (if present), etc. If relevant also earthquake load and consideration and protection against fire exposure. In recent projects some ground load transfer on the secondary lining is considered as well, including some smaller water pressures.

Therefore, each lining separately takes different loads with their section moduli. Thin linings have relatively low load bearing capacities, in some cases necessity to increase the lining thickness. On the other hand, composite lining has a load transfer between the linings with higher effective depth.

Moreover, secondary lining can be applied with designed thickness without unnecessary concrete filling of over-excavation.

On Figure 6 is shown an example of bending moments in secondary lining after applying ground water pressure. Considering sheet membrane water pressure is acting on secondary lining only. In a composite lining load is distributed on the primary lining as well, resulting in much lower bending moments where no additional reinforcement is required.

Fig. 6: Bending moments in secondary lining.
On the left: sheet membrane
On the right: sprayed membrane

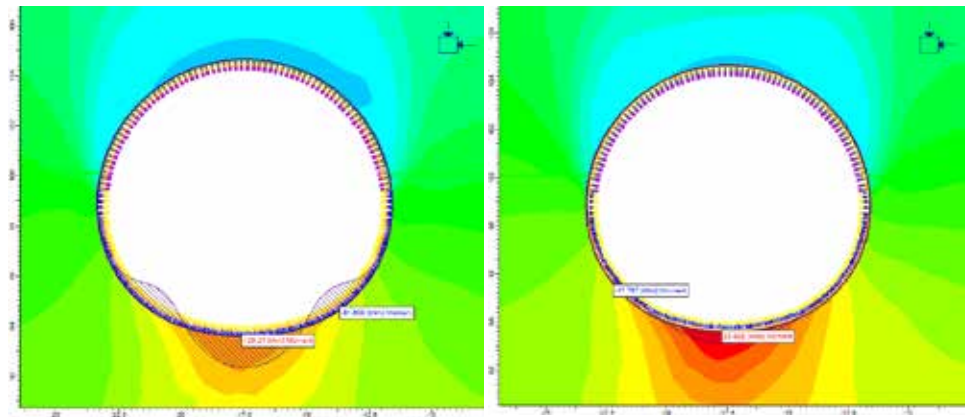
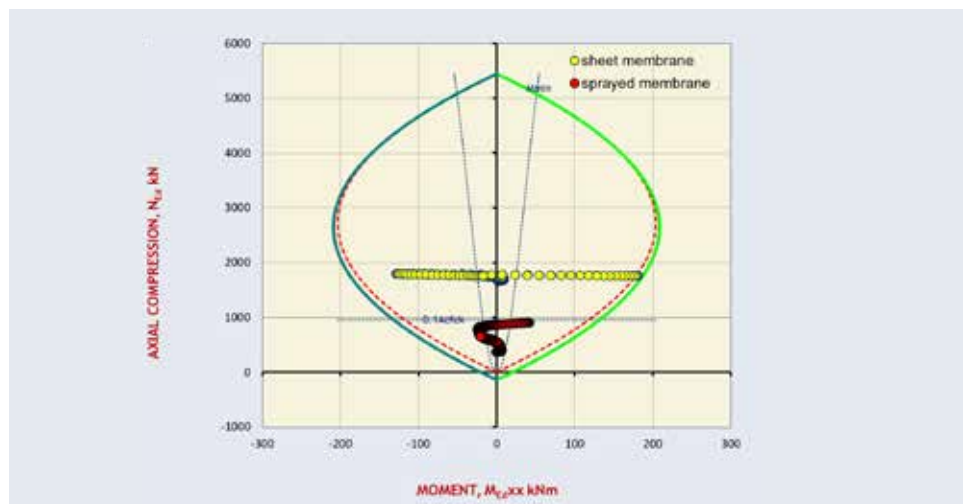


Fig. 7: Interaction diagram for both cases



Here below some phases from the CSL application (Figure 8): spraying of the waterproofing membrane onto the primary sprayed concrete lining, membrane freshly applied and verification of the surface hardness before covering with a layer of sprayed concrete to complete.

Fig. 8 from left to right: spraying of MasterRoc MSL 345; membrane freshly applied and measuring the Shore A; covering the membrane with sprayed concrete



The CSL section was in contact with a DSL section, traditionally waterproofed, and it was necessary to pay attention to create a perfect transition area between these two systems, in order to not allow weak points for water infiltration. Before the application of the sprayable membrane it has been necessary to create a smooth surface, with a mortar, to fix the end side of the TPO membrane with a steel stripe, onto which spray the MasterRoc MSL 345.

Here below the main steps followed to overlap two waterproofing systems (Fig. 9):

Fig. 9: from left to right: preparation of the overlapping onto TPO membrane; fresh MasterRoc MSL 345 applied onto TPO membrane; MasterRoc MSL 345 covered by secondary sprayed concrete lining



In the completed escape tunnel is clear the transition from a traditional DSL, with a TPO sheet membrane and a cast concrete lining as final layer, and the CSL with a sprayable waterproofing membrane and a permanent sprayed concrete as final lining (Figure 10).

Fig. 10 from left to right: application of secondary lining of sprayed concrete onto the MasterRoc MSL 345; escape tunnel completed (CSL in contact with DSL)



5. CO₂ EMISSIONS SAVING THANKS TO CSL APPLIED

Reducing the amount of concrete used in tunnel linings, installing a CSL, also leads to a reduction in CO₂ emissions associated with its production. Concrete production is a major source of CO₂ emissions globally, so any reduction in its usage contributes to lower environmental impact. By using a thinner CSL, there is less concrete to produce, transport, and apply, leading to a net reduction in CO₂ emissions throughout the project lifecycle. Moreover, considering the primary layer of sprayed concrete not temporary anymore but permanent in the CSL structure we contribute to optimize all concrete volumes applied in a tunnel lining.

Here below we calculated the CO₂ consumption both for 1 linear meter and for the total length of the escape tunnel with CSL in comparison with DSL, starting from the CO₂ consumption of 1 m³ of concrete, considering all different mix designs for primary and secondary lining, and 1 m² of waterproofing membrane.

Starting from the traditional solution designed we can consider the DSL and its thickness. We can calculate the CO₂ consumption from mix designs of the sprayed concrete for the temporary primary lining and the cast in situ concrete for the permanent secondary lining, in kg pf CO₂ eq in 1 m³, and the CO₂ consumption for 1 m² of TPO waterproofing membrane (Figure 11). All unit value of GWP (global warming potential) in kg of CO₂ equivalent have been taken from EPDs (Environmental product declarations) of all ingredients used in the mix designs, including slovenian cements, and the TPO sheet membrane.

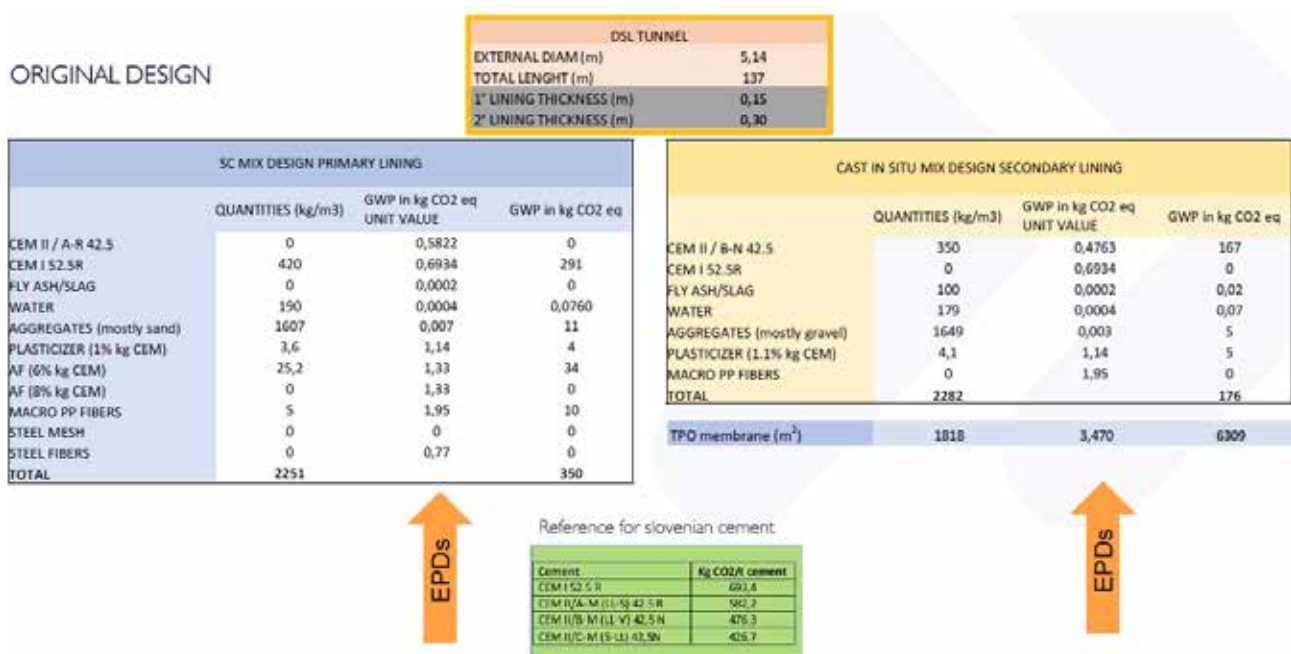
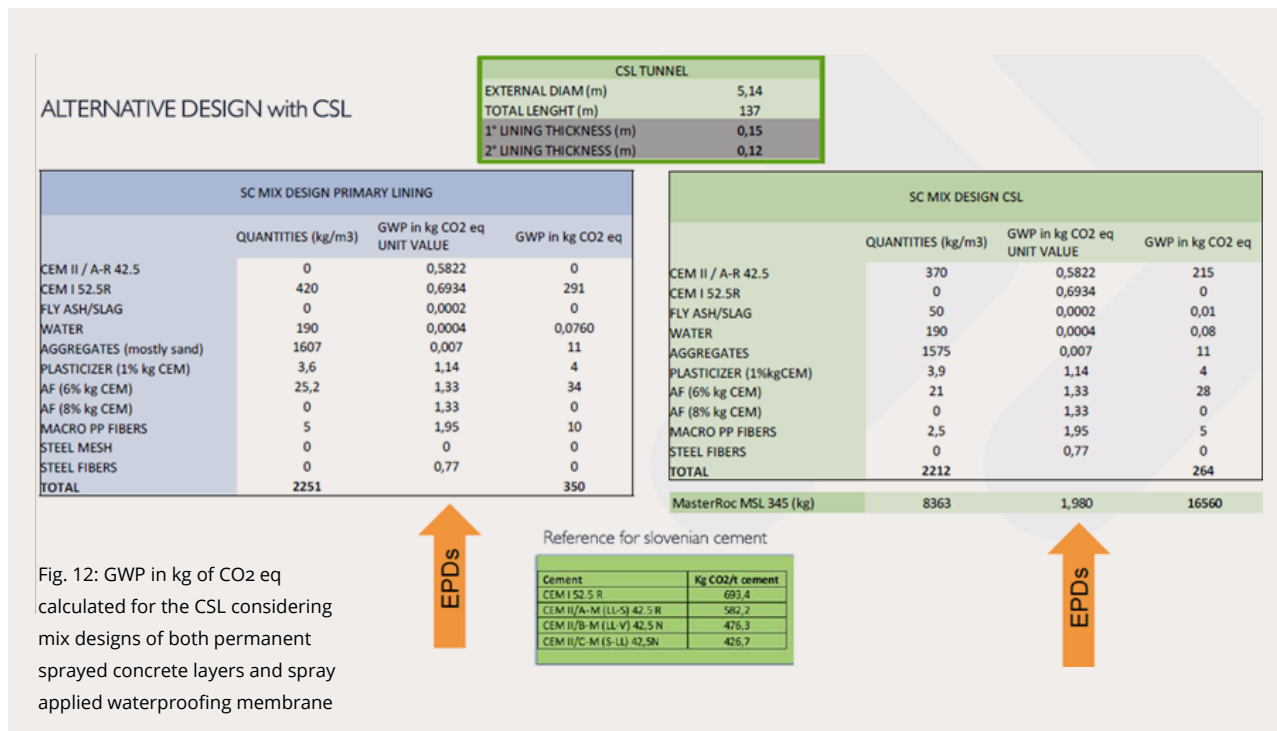


Fig. 11: GWP in kg of CO₂ eq calculated for the CSL considering mix designs of both sprayed concrete, cast concrete and TPO waterproofing membrane

Same exercise has been done for the alternative and applied solution of CSL (Figure 12). We calculated the CO₂ consumption from mix designs of the two layers of permanent sprayed concrete and the spray applied waterproofing membrane. Also in this case, all unit value of GWP (global warming potential) in kg of CO₂ equivalent have been taken from EPDs (Environmental product declarations) of all ingredients used in the mix designs, including slovenian cements, and the EPD of MasterRoc MSL 345

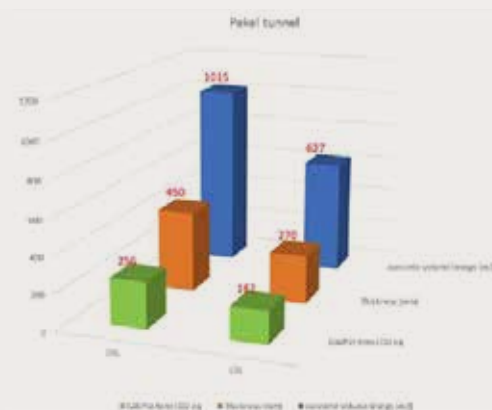


Results of GWP calculation, in terms of kg of CO₂ equivalent consumption is summarized in Figure 13 for the total length and in Figure 14 for 1 linear meter.

We can notice that choosing in this case a CSL instead of a DSL we got a saving of 38% in terms of concrete volumes, we reduced the total lining thickness by 40% from 45 cm to 27 cm, integrating in the permanent structure the primary sprayed concrete layer thanks to the waterproofing membrane bonding, and we saved 29% of CO₂.

Total lenght = 137 m	DSL	CSL	SAVINGS
Concrete volume linings (m ³)	1015	627	38%
Thickness (mm)	450	270	40%
GWP in tone CO ₂ eq	256	182	29%

Fig. 13: Comparison between GWP in kg of CO₂ equivalent between DSL designed and CSL applied in the total lenght



If we have a look to 1 linear meter chart (Figure 14), we can see that in only 1 linear meter we could save 0,55 tons of CO₂, so it means that in only 2 m we saved more than 1 ton of CO₂ and in the total length of 137 m we saved 74 tons of CO₂.

Per 1 linear meter	DSL	CSL	SAVINGS
Concrete volume linings (m ³)	7,43	4,59	38%
Thickness (mm)	450	270	40%
GWP in tone CO ₂ eq	1,88	1,33	29%

Fig. 14: Comparison between GWP in kg of CO₂ equivalent between DSL designed and CSL applied in 1 linear meter



Putting these numbers in the real life, we know that saving 74 tons of CO₂ means, for example, that we saved 6,105 times the earth circumference by a petrol car. On average, one mature tree can absorb about 22 kg of CO₂ per year. To offset 1 ton of CO₂, you would need about 45 trees to absorb the carbon over the course of a year.

All above numbers about concrete came directly from the design, if we consider again the real life, when the lining is applied on site, as the required minimum thickness from the design must be maintained, the real thicknesses can vary considerably, assuming rebound for sprayed layers and ondulation/shutter factors for casted concrete. It leads to additional material added to both the sprayed concrete and the cast inner lining, so the overall concrete volumes really consumed, which play a critical role in the CO₂ calculation, are dramatically influenced by the application and can be also quite far from the original and design values.

If we read our exercise on Pekel considering the following factor, from the real application on site:

- factor to consider 40% of rebound in primary SC lining = 1,4
- factor to consider 10% of rebound in secondary SC lining = 1,1
- factor to consider additional 15 cm due to ondulation/shutter in cast secondary 1,5, we land to different CO₂ consumption.

Total lenght = 137 m	DSL	CSL	SAVINGS	Per 1 linear meter	DSL	CSL	SAVINGS
Concrete volume linings (m ³)	1482	812	45%	Concrete volume linings (m ³)	10,85	5,95	45%
Thickness (mm)	450	270	40%	Thickness (mm)	450	270	40%
GWP in tone CO ₂ eq	367	231	37%	GWP in tone CO ₂ eq	2,69	1,69	37%

Fig. 15: Comparison between real concrete volumes applied, with related real CO₂ equivalent consumption in kg, between DSL and CSL both in total length and 1 linear meter

The CO₂ saved in 1 linear meter, considering the CSL instead of the original DSL, becomes 1 t and not only 0,55 t, as in the exercise done with design value, so it means in the total length of 137 m we have a total saving of 136 t equivalent CO₂.

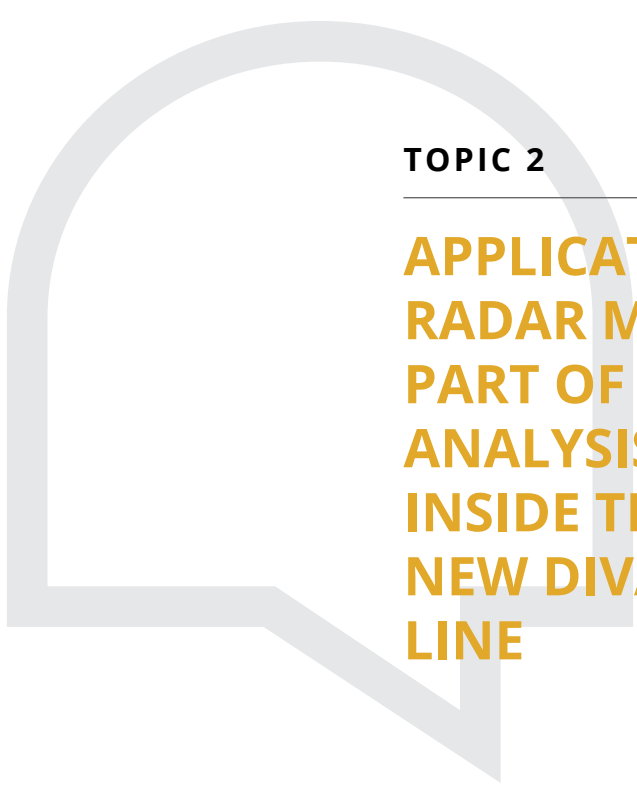
6. CONCLUSIONS

Switching to CSL from DSL for tunnel linings offers advantages such as thinner waterproofed permanent linings with faster installation, less concrete use, and lower CO₂ emissions. These advantages not only improve the efficiency and sustainability of tunnel construction projects but also contribute to significant cost savings over the lifecycle of the project. Reducing the amount of concrete used in tunnel linings leads to a reduction in CO₂ emissions associated with its production. By using a thinner CSL lining, there is less concrete to produce, transport, and apply, leading to a net reduction in CO₂ emissions.

With composite linings we achieve load distribution between both linings and higher effective depth, leading to a thinner secondary lining. Moreover, secondary lining can be applied with designed thickness without unnecessary concrete filling of over-excavation with use of unadjustable tunnel formwork gantry.

Additionally, optimizing the mix design of sprayed concrete in tunneling projects presents a significant opportunity to reduce CO₂ emissions while maintaining structural performance and safety. By incorporating alternative materials, reducing cement content, and enhancing the overall efficiency of the spraying process, the tunneling industry can take meaningful steps toward more sustainable construction practices.

Embracing both these changes (optimization of sprayed concrete mix designs and use of CSL) not only aligns with global sustainability goals but also represents a forward-thinking approach to construction in an era where environmental responsibility is increasingly vital.



TOPIC 2

APPLICATION OF BOREHOLE RADAR MEASUREMENTS AS PART OF THE GEOTECHNICAL ANALYSIS FOR BRIDGING CAVES INSIDE THE TUNNEL T2 OF THE NEW DIVAČA-KOPER RAILWAY LINE

Application of Borehole Radar Measurements as Part of the Geotechnical Analysis for Bridging Caves Inside the Tunnel T2 of the new Divača-Koper Railway Line

dr. Tina Živec M.Sc. Geol.

Elea iC d.o.o., Geology and Hydrogeology | Ljubljana, Slovenia

Mail: tina.zivec@elea.si

Markus Schmidt M. Sc. Geophys.

Bo-Ra-Tec GmbH | Weimar, Germany

Mail: markus.schmidt@boratec.net

dr. rer. nat. Thomas Richter M. Sc. Geophys.

Bo-Ra-Tec GmbH | Weimar, Germany

Mail: thomas.richter@boratec.net

Martin Hostnik M. Sc. Civ. Eng.

Elea iC d.o.o., Tunnels and Geotechnic | Ljubljana, Slovenia

Mail: martin.hostnik@elea.si

Abstract

The tunnel T2 as part of the new Divača-Koper railway line, runs partly through the Slovenian Dinaric Karst. In follow up to the regular karst investigations during the tunnel construction, two large caves with unfavourable location and orientation required specific geotechnical solutions for bridge constructions underground. To find a well-founded solution for the positioning and size of the bridging elements, additional investigations for detailed analysis along the karstified cave structures were needed. Borehole radar measurements including 3D analysis of the data were applied and it was possible to give precise evaluation of the karstification situation as a data base for geotechnical solutions.

Keywords: tunnelling, bridge construction, karstic structures, borehole, radar

Povzetek

Predor T2 kot del nove železniške proge Divača-Koper delno poteka po slovenskem dinarskem krasu. V okviru nadaljnjih rednih raziskav kraških pojavov med gradnjo predora sta dve veliki jami z neugodno lego in orientacijo potrebovali posebne geotehnične rešitve za premostitev, in sicer z gradnjo mostu pod zemljo. Da bi našli utemeljeno rešitev za postavitev in velikost premostitvenih elementov, so bile potrebne dodatne preiskave za podrobno analizo vzdolž kraških jamskih struktur. Uporabljene so bile meritve z georadarjem v vrtinah, vključno s 3D-analizo podatkov, kar je omogočilo natančno oceno zakraselosti kot podatkovno podlago za geotehnične rešitve.

Ključne besede: predorogradnji, gradnja mostu, kraški pojavi, vrtine, georadar

1. INTRODUCTION

The construction of tunnel T2 on the Divača-Koper railway crosses a geologically complex karstic region characterized by Eocene Alveolina Nummulitic limestones, Transitional marly layers, and Flysch sequences, intersected by multiple thrust faults. This setting creates highly variable engineering-geological and hydrogeological conditions, with frequent karstification, tectonic fracturing, and groundwater inflows. During the tunnel excavation, large caves 2TDK-066 and 2TDK-080 were encountered, which required special bridging solutions to ensure structural stability and safe tunnel operability.

To address these challenges, a comprehensive geological-geomechanical, hydrogeological and geophysical investigation program was carried out. The results were used to build engineering-geological 3D models, used for geotechnical numerical analyses, forming the basis for the design of bridging structures capable of withstanding high permanent and variable loads under complex karstic ground conditions.

2. ENGINEERING-GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS INFLUENCING THE KARSTIFICATION OF ROCKS

Tunnel T2 of the new railway Divača – Koper crosses a geologically diverse area between the Glinščica Valley and Črni Kal, cutting through Eocene-age rocks: permeable Alveolina Nummulitic limestone (ANA/E), Transitional layers with characteristic marlstone and marly limestone (PP/E), and impermeable Flysch rocks composed of alternating marlstone, siltstone and sandstone in varying proportions (F/E). The relationships between these geological formations vary, ranging from normal transitions to tectonic contacts and overturned strata. The alignment is intersected by several thrust faults, appearing sequentially from the Divača towards Koper portal: Petrinje, Škrklovič, Kastelec, Socerb, Osp and Črni Kal. These thrust faults are active, with tectonic displacement in a NE-SW direction. Karst features and caves are frequent in limestones, while flysch and transitional beds generally lack significant karstification.

Preliminary karst investigations, based on cave registry data and karst monitoring from the construction of the A1 Klanec-Srmin motorway section, identified three main sections of cavernosity (Fig. 1; [1], [3], [4]):

-
- km 9+929 - 11+280: impermeable flysch rocks and transitional layers, low cavernosity (estimated void density 1 cave/km, diameter up to 1 m);
-
- km 11+280 - 15+150: the Petrinje and Podgorje karst area, mainly limestones with occasional marlstone and flysch lenses. Epiphreatic caves (traces of former water levels) occur at different elevations, the area is penetrated by vadose shafts (estimated void density 10 caves/km, diameter up to 10 m);
-
- km 15+150 - 15+923: generally impermeable transitional layers overlain by limestones along the Osp thrust fault. Karstification linked to the thrust fault zone and karst water table fluctuation, with common overflow conduits (estimated void density up to 5 caves/km, diameter up to 1 m). During excavation two larger caves (2TDK-024 and 2TDK-025) were encountered.
-

Hydrogeological conditions are strongly controlled by lithology and fault zones. Groundwater level in flysch is high but has limited tunnel impact, while limestones and fault zones show significant karst water influence. The Beka-Ocizla cave system channels surface inflows, creating flood risks above the tunnel during extreme rainfall. Tunnel design (drained or undrained) was therefore adapted to local groundwater and karst conditions, with special measures implemented near high-risk fault-related voids and cave systems.

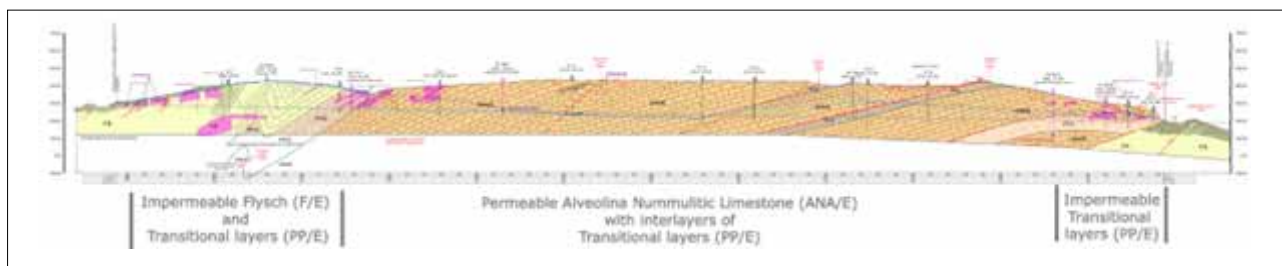


Fig. 1: Geological longitudinal section of tunnel T2, Execution plan. [3]

3. CHALLENGES FOR BRIDGING LARGE CAVES

Most of the tunnel T2 runs through Alveolina Nummulitic limestone, which is prone to selective karstification, with contact karst and potential water inflows along marly transitional layers and thrust faults. From the design stage, the karstified rock mass posed challenges for excavation stability and long-term operation, requiring specific decision-making measures. Despite extensive studies, the exact location and size of karst features remained uncertain, so continuous geological, hydrogeological, geophysical, and karstological documentation was carried out.

Based on 100 m horizontal investigation boreholes, combined with borehole radar and hydrogeological measurements, zones of low, medium, and high karstification degree were defined, dividing the tunnel into 100 m sections. During excavation, ground-penetrating radar was applied along the top heading floor to assess the influence zone beneath the tunnel invert, to verify potentially unstable sections during construction and operation. Karstification was also checked through predefined pre-drilling schemes as part of geological documentation, aimed at estimating the extent and infill of karst features, as well as potential groundwater inflows.

When karst features were encountered, karstological supervision conducted direct investigations, documenting their structure, hydrological role, and conservation value. The findings supported the development of 3D models and conservation guidelines, which formed the basis for technical bridging measures. Excavation of tunnel T2 also intersected two larger caves (2TDK-066 and 2TDK-080), which required special bridging solutions. [1], [4]

3.1 Cave 2TDK-066

Cave 2TDK-066 developed in limestone and intersects both main and service tunnel tubes (Fig. 2). During the excavation, the rock mass ranged from fresh to moderately weathered, showing high tectonic disturbance and intense karstification. Four fault systems cross the area, most dipping steeply towards NE-E. The cave extends from approximately km 12+975 to 12+935 in the main tube, continuing below the invert with collapsed rock blocks and sediments, and from km 12+975 to 12+945 in the service tube.

The cave represents a collapse-dominated karstic cave in a flood-prone zone, with unstable ceilings, weak sediments, and challenging geotechnical conditions for tunnelling. In the main tube, the cave floor was largely covered with rock blocks up to 6 m in size and cave sediments, reducing bearing capacity and destabilizing limestone blocks. In the service tube, a thick sediment layer was present in the bench and invert. Permanent water flows were observed in two chambers, corresponding to the karst groundwater table, while clay deposits on rock blocks indicated occasional flooding (Fig. 3). During excavation, nearby caves 2TDK-069 and 2TDK-073 were also discovered, though genetically separate from the main cave. [2], [5]

Fig. 2: Overview on the cave 2TDK-066 (red). Caves 2TDK-069 (green) and 2TDK-073 (yellow) were discovered in the service tube.

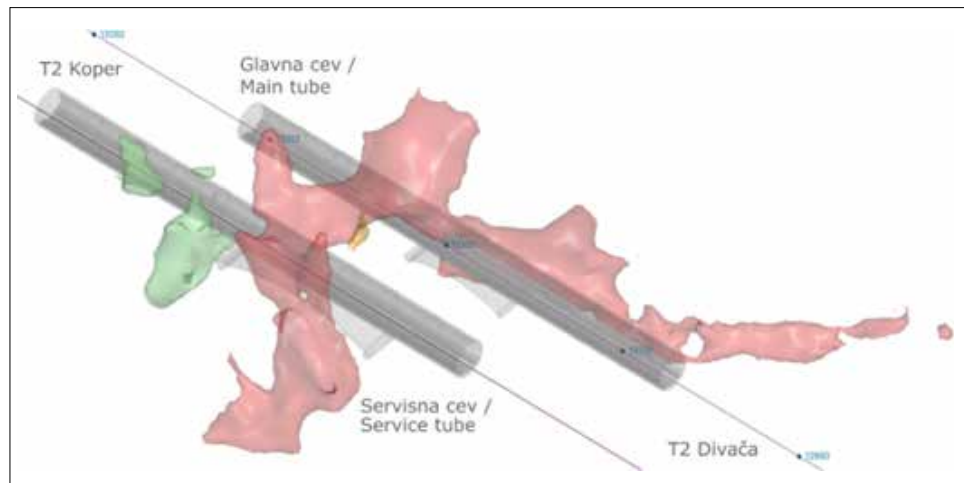


Fig. 3: Excavated tunnel face of the top heading in main tube at km 12+956 (left); the view from the First chamber towards main tube, big collapsed blocks can be seen on the floor (right; courtesy of: M. Prelovšek)



3.2 Cave 2TDK-080

Cave 2TDK-080 is located along the Škrklovica fault, dipping moderately to steeply towards NE. It developed in limestone, ranging from fresh to moderately weathered, locally strongly weathered, and moderately to intensely karstified. Tectonic damage was moderate to high, with heavily fractured and karstified limestone, that becomes less fractured and less karstified toward the T2 Koper portal. The limestone is medium- to thick-bedded, dipping gently to moderately towards NE, and intersected by three main fault systems. In the main tube, the excavation intersected the cave between km 12+470 and 12+550, while in the service tube it crossed caves 2TDK-080 and 2TDK-085 between km 12+500 and 12+570 (Fig. 4). Due to the complex karst and hydrogeological conditions, a passage below the top heading was excavated to install a hydrogeological bypass. Excavation revealed a network of smaller passages and cavities filled with cave sediments up to 5–8 m thick (Fig. 5).

Fig. 4: View on the cave 2TDK-080, extending along main and service tube of tunnel T2.

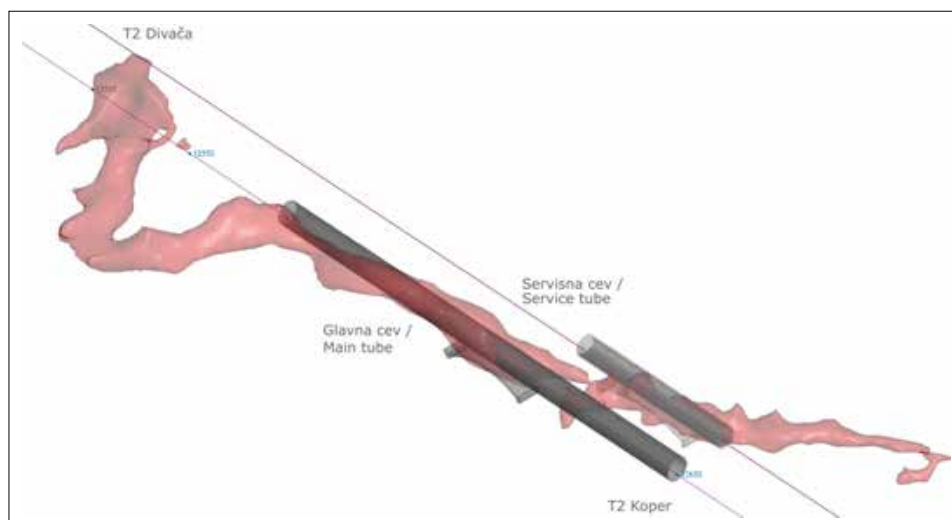


Fig. 5: Excavated tunnel face of deepening bench-invert in the service tube, at km 12+537 (left); the view from top heading in the main tube to the Entry chamber; the floor is filled with cave sediments and speleothems, stalactites are visible on the walls (courtesy of: M. Prelovšek).



Cave 2TDK-080 lies about 500 m north of 2TDK-066 and is both hydraulically and morphologically connected to it. It consists of a single N-S passage with several side passages. The cave originally formed under phreatic conditions, with its lower parts now epiphreatic and the northern passage likely vadose. Constrictions are mainly due to clay infill, while expansions result from block falls under (epi)phreatic conditions. Seasonal flooding is indicated by fine-grained alluvium, muddy stalactites, and water-logged floors, while investigations recorded minor water flow of only a few decilitres per second. [2], [6]

4. THE IMPORTANCE OF COMPREHENSIVE INVESTIGATION PLANNING, FOCUSING ON BOREHOLE RADA MEASUREMENTS

Due to the unfavourable dimension, geometry and orientation of larger caves 2TDK-066 and 2TDK-080, the designers carried out a variant study to determine the most suitable bridging method and a load-bearing structure, capable of withstanding high permanent and variable loads. The bridging construction had to be placed below the tunnel to avoid interference with the tunnel profile and the design emphasized economy, sustainability, and reliability. Four variants were considered: basic tunnel cross-section, arch structure, micropiling and shaft foundations. These were supported by preliminary static and geotechnical analysis to assess ground bearing capacity and the modulus of subgrade reaction. [2], [4]

The geotechnical analyses formed the basis for understanding the areas and directions of main compressive stresses, guiding additional investigations to verify engineering-geological and geomechanical characteristics of the rock mass, improve spatial understanding of cavernosity, and identify possible heterogeneities of the rock mass beneath the tunnel invert. Comprehensive documentation was collected during excavation, including geological face logging, geophysical and hydrogeological measurements, predrilling results, and karstological data.

Since the placement of the arch structure and its abutments depended on cavernosity and rock mass heterogeneity, factors that could affect both construction and long-term stability, geophysical measurements were planned with layouts and borehole depths designed to detect cavities of about 1 m in size. Additional investigations included drilling, borehole video recording, Oyo pressuremeter testing, laboratory rock testing and borehole radar measurements (Table 1).

Table 1: Presentation of geological-geomechanical investigations in boreholes for bridging caves 2TDK-066 and 2TDK-080.

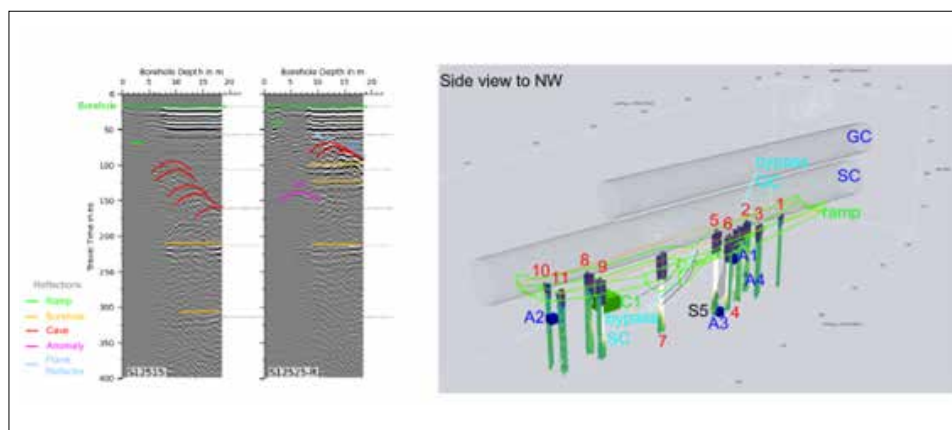
Bridging cave ID	2TDK-066 Main tube	2TDK-066 Service tube	2TDK-080 Main tube	2TDK-080 Service tube
No. of boreholes	8	10	12	11
Depth of boreholes [m]	20	20	20-27	20-23
No. of cored boreholes*	7	3	0 (5)	4 (1)
No. of Oyo pressuremeter tests	7	3	3	3
No. of video recordings	1	3	4	4

* Number of boreholes performed using rotary and percussion drilling given in brackets.

Borehole radar investigations included borehole deviation measurements, reflection measurements (using 100, 250 and 500 MHz antennas) and crosshole measurements (using a 100 MHz antenna). The raw data from deviation and radar measurements were processed to calculate radar-wave velocities and identify air-filled karstic zones. These results were visualized and integrated into a 3D model for spatial interpretation (Fig. 6). Data processing enabled the identification of reflectors (karst structures) and determination of radar-wave travel times between boreholes. Reflection measurements typically covered a wider area around boreholes, allowing the detection of numerous anomalies, including planar reflections (discontinuities) and reflections from cave passages. However, measurements were limited in areas where cavities were filled with cave sediments, which attenuated the radar signal. In such cases, geological, geophysical and karstological documentation from tunnel excavation and borehole drilling provided essential complementary information.

Additional investigations showed that limestone at the planned abutment locations was relatively competent, though locally fractured. Strength and deformation properties of the rock mass, obtained from in-situ pressuremeter tests and laboratory analyses, were largely consistent with the existing database of geomechanical parameters. The degree of karstification was generally low to moderate, though locally high. Small karst features, air-filled or sediment-filled, particularly in the area of bridging cave 2TDK-080, posing potential challenges for both the arch construction and tunnel operation.

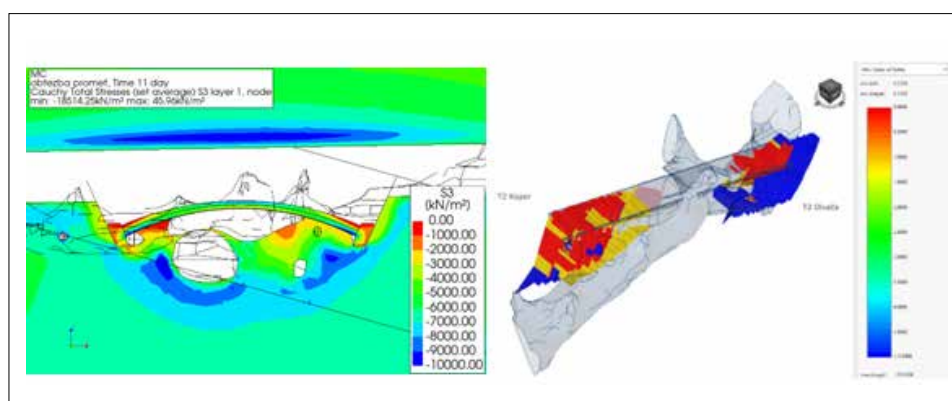
Fig. 6: Borehole radar measurements for bridging cave 2TDK-080 in service tube: example of reflection radargram based on measurements using 250 MHz antenna (left); spatial view on measured velocities in boreholes and reinterpreted anomalies based on crosshole georadar measurements (right). [2]



5. RESULTS OF THE INVESTIGATIONS AND THEIR IMPLEMENTATION INTO 3D MODEL ANALYSIS

Large caves 2TDK-066 and 2TDK-080 required special bridging measure due to their geometry and complex engineering-geological and karst conditions. To support the design, engineering-geological 3D models were built for the studied sections, incorporating results from geological documentation, predrilling, and additional boreholes. Based on the collected data, the extent of cave sediments and artificial backfill along the tunnel tubes was assessed, while the estimated locations of karst features and tectonically disturbed rock mass, identified through reflection and crosshole radar measurements, were also included. [2]

Fig. 7: Geotechnical 3D analysis using Mohr-Coulomb model of rock mass for bridging cave 2TDK-080 in service tube (left, [2]); 3D analysis of block failure during the excavation of the construction pit for bridging cave 2TDK-080 in service tube (right).



The engineering-geological 3D models were further integrated into 3D models for numerical analyses. Results from finite element method (FEM) with a spatial model showed minimal to negligible settlements of the arch structure (Fig. 7 left). All analyses confirmed that the selected arch design was geotechnically sound, with both structural and ground displacements within acceptable limits, and without exceeding the foundation ground's bearing capacity.

In addition to the geotechnical 3D analyses, a 3D block failure analysis was performed for the deepest abutment excavation in cave 2TDK-080 within the service tube (Fig. 7 right). The objective was to assess slope stability and refine the support measures. The results indicated the potential risks of ravelling, gravity-induced fallouts and block slides associated with deep reaching joints

6. CONCLUSIONS

Additional investigations confirmed that the proposed abutment sites consist of relatively competent limestone, with moderate to locally high tectonic disturbance and karstification. Small karstic features were identified, particularly near the abutments for bridging cave 2TDK-080, posing localized risks for tunnel construction and long-term operation.

Implementation of engineering-geological and geophysical data into 3D models enabled a reliable characterization of subsurface conditions. Geotechnical numerical analyses using finite element method (FEM) indicated negligible settlements of the arch structure, confirming the suitability of the selected solution. A supplementary 3D block-failure analysis was also carried out for the excavation pit of cave 2TDK-080 in the service tube, and additional support measures were proposed based on the results.

Overall, the combined approach confirmed that the chosen arch structure is geotechnically feasible and provides a safe and sustainable solution for bridging large karst caves in tunnel T2

References

- [1] ELEA iC, d.o.o. (2020), "Interpretacija krasoslovnih pogojev za gradnjo predorov T1 in T2, faza PZI", 190175/1-E/01, 2020.
- [2] ELEA iC, d.o.o. (2025), "Premoščanje kraških pojavov – Jama 66 – GC/SC; Jama 80 – GC/SC, faza PZI", 190175/1-2/05, 2025.
- [3] IRGO Consulting, d.o.o. & ELEA iC, d.o.o. (2020), "GG elaborat predora T1 in T2, faza PZI", 190175/1-E/02, 2020.
- [4] JEMEC, P. (2024), ZUPANČIČ, P., et al. "Gradnja predorov v močno zakraseli kamnini z veliko prevotljenostjo", Zbornik predavanj, 23. Šukljotov dan, 2024.
- [5] PRELOVŠEK, M. (2024), "Poročila krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-066", januar-februar 2024.
- [6] PRELOVŠEK, M. (2024), "Poročila krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-080", april-maj 2024.
- [7] SCHMIDT, M. (2019), LEHMANN, P. et al., "Geophysical karst and structural exploration of the Divača – Koper tunnels and their integration in BIM", Zbornik referatov, 12. mednarodna konferenca o predorih in podzemnih objektih, 2019.
- [8] SCHMIDT, M. (2023), FUX, J., et al., "Geophysical Detection of Karstic Structures Along the Tunnels of the New Divača-Koper Railway Line Using Borehole Radar Technology", Zbornik referatov, 14. mednarodna konferenca o predorih in podzemnih objektih, 2023.



TOPIC 3

SHORTCOMING AND CHALLENGES IN EVACUATION SIGNS IN UNDERGROUND CAR PARKS

Shortcoming and Challenges in Evacuation Signs in Underground Car Parks

Željko Špiljar

INVENTO VENTILACIJA d.o.o. | Zagreb, Croatia

Mail: zeljko.spiljar@invento-vent.hr

Dora Helena Špiljar

ZO INVEST | Zagreb, Croatia

Mail: dora.spiljar@zoinvest.hr

Abstract

In case of emergency, evacuation signs lead people to safety. However, if a fire occurs in an underground car park, opaque smoke reduces visibility. Numerical modelling has been carried out to estimate the thickness of the smoke layer beneath the ceiling in an underground car park. A worldwide field survey in underground car parks shows that the evacuation signs in many cases are not installed according to the local regulations and standards. Furthermore, the smoke layer thickness numerical modelling results show that the evacuation signs, if they are mounted directly on the ceiling, will be invisible in case of fire in underground car parks. Although enough evacuation signs may be installed, in the case of fire, they may not be visible and thus not helpful during the human evacuation.

Keywords: evacuation sign, underground car park, fire

1. INTRODUCTION

Emergency evacuation, such as natural disasters, fires, explosions, acts of terrorism, and so on, is the process of moving people from an area of immediate or real threat to an individual's safety and life to a safe area. The evacuation process is often divided into the pre-evacuation phase and the evacuation phase. In the first phase, before the start of the evacuation, vulnerable people notice signs and information about the danger and make decisions about the necessary action according to them. Decisions can be, for example, how to start evacuation immediately, stay in place and find shelter, or do nothing [1]. After the decision to evacuate is made, the second phase, evacuation, begins, i.e. moving from the threatened area to a safe area. Several factors can influence the evacuation process and its outcome, including the type and characteristics of the hazard, the notifications and information about the hazard, the behaviour of the evacuees, as well as the plan for developing and implementing operational evacuation guidelines. In addition, it is necessary to take into account various human behaviours that occur during evacuation, such as avoiding congestion, bypassing hazards, crowd psychology, panicking, prioritising certain routes or exits, and ignoring instructions due to familiarity with the building. Such behaviours depend on each individual and are difficult to take into account in the analysis of the evacuation system [2]. A large number of people with various disabilities are not ready to evacuate from the threatened area on their own [3]. These include people in wheelchairs [4], people with Down syndrome [5], the elderly [6], and so on. The lack of an evacuation

system for people with disabilities and information about disasters involving disabilities, as well as the lack of training and education for disaster prevention and evacuation involving people with disabilities, further complicates the evacuation of people with disabilities and endangers their health and lives [7]. Familiarity with the environment, or space, also has a positive influence on choosing the nearest evacuation exit [8]. However, when there is a threat, such as a wildfire, evacuation signs do not always direct people to safe areas [9]. This is why dynamic evacuation guidance systems are being developed, for example, with electronic signs that show the direction of the safest and shortest evacuation route during emergencies such as fires or terrorist attacks [10]. The worst form of evacuation behaviour is panic behaviour. Panic quickly spreads to all those present, which often leads to unreasonable behaviour. Panic behaviour during the evacuation of people in the event of a fire is characterised by two elements [11]. The first element is situational awareness, or less familiarity with the situation. For example, not knowing the exit location leads to a higher level of panic. The second element is the intensity of visual stimulation, for example, when the level of panic increases with the perception of the size of the fire surrounding the person. Panic-like behaviour of people leads to an increase in evacuation time [12]. This is probably because people who panic during an evacuation start to perform random actions before reaching their destination. Since the visual and auditory perception of people during an evacuation is overloaded in panic situations, evacuation using exit signs and loudspeakers often seems ineffective [13]. Furthermore, panic-like behaviour of people during an evacuation can lead to the occurrence of a stampede phenomenon, which causes one or more people to fall to the ground [14]. Fallen persons may be able to get up from the ground and continue the evacuation, or be trampled to death. The stampede phenomenon depends on the density of people, the way people are arranged, the locations and distances of exits and obstacles at the exit. The higher the density of people being evacuated, the more pedestrians fall to the ground. Moreover, the probability of people dying after falling to the ground increases with increasing pedestrian density. The probability of a stampede occurring is lower when the number of evacuation exits is higher. In addition, the presence of obstacles,

such as poles at the exit, can reduce the risk of stampede accidents when the pedestrian density is low [15]. The dynamics of the evacuation of people in the event of a fire are related to the spread of smoke. Smoke stratifies from top to bottom, which leaves less and less space for pedestrian movement. Therefore, pedestrian movement behaviour can be divided into three phases: normal walking, crouching, and crawling [16]. The success of evacuations in commercial buildings is supported by the fact that employees are familiar with the building and therefore with the evacuation exits [17]. People are already trained, alert and have been trained in evacuation procedures through evacuation drills. Fire protection systems are generally well-maintained and in operation, and systems may also have voice messages in addition to fire alarms. Alarm systems with evacuation lighting and voice messages reduce evacuation times and are extremely useful for people with hearing or vision impairments [18]. The success of evacuation of visually impaired people depends not only on the degree of vision impairment but also on the distance to the evacuation exits [19]. In residential buildings, evacuation has a completely different character. Residents may be sleeping, not dressed, or not ready to immediately begin evacuation. The time before evacuation is therefore generally longer [20]. Evacuation of healthcare facilities, hospitals, is quite challenging. Hospitals house patients with temporary or permanent disabilities, mobility impairments, unconsciousness, the elderly, or patients connected to hospital devices [21]. The evacuation of such patients requires the assistance of healthcare personnel [22], but their number depends on the time of day and day of the week. Also, individual healthcare personnel are not able to perform rescue or evacuation activities independently. Building characteristics, such as long distances for people on upper floors and the need for vertical evacuations, multiple elevator rides, staff fatigue, and wayfinding, highlight the importance of carefully establishing evacuation strategies. The level of training of staff, therefore, becomes a key factor in the successful evacuation of healthcare facilities. Evacuation stairs are most commonly used for vertical evacuation of people from buildings. The success of evacuation using evacuation stairs depends on several factors, including the location of the stairs in the building, the width of the stairs, the number, width and slope of the stairs [23]. In addition to the

structural design of the stairs, it is necessary to take into account the behaviour of the evacuees and their level of motivation to evacuate. Gender can also have an impact on the success of the evacuation. Studies have shown that during evacuation, men give preference to women or groups with children [24]. During the evacuation of tall buildings using stairs, fatigue occurs, especially in the elderly. People interrupt the evacuation due to fatigue to rest, which further extends the evacuation time [25]. Evacuation using stairs poses a problem for people with disabilities both when evacuating themselves and when evacuating with the help of another person [26]. Due to the problems associated with the evacuation of disabled people by staircases and the need for faster and more efficient evacuation of tall buildings, the traditional concept that elevators should not be used for evacuation has been abandoned. However, elevators have limited space, and flames, heat and smoke can enter the elevator shaft. As elevators move, they create a piston effect, and the negative pressure will cause smoke to be sucked in [27] and an uninterrupted source of electricity is required. For example, people's decision to use an elevator over stairs is influenced by the level at which they are when the evacuation begins [28] and whether they are willing to assist people with reduced mobility, given that elevator space is limited. People tend to choose evacuation elevators when they are offered as the main exit option and in situations where staircases are crowded. Conversely, in situations where people have to decide between using an elevator or stairs for evacuation, they choose to use the stairs [29]. Emergency evacuation plans and drills are mandatory in many countries. Their importance is significant; however, sometimes there is a discrepancy between the objectives of the drills and their outcomes, because people find it difficult to understand the importance and seriousness of the drills. However, due to a lack of financial resources or bad weather conditions, drills are postponed or not carried out at all. Although people effectively learn some evacuation procedures from ordinary, simple activities, even if they only look for emergency evacuation signs that indicate the best evacuation routes [30]. External factors, which at first glance have no connection with the evacuation procedures, also have an impact on the success of the evacuation. For example, a traffic accident, which leads to traffic congestion, will affect the evacuation process be-

cause vehicles are delayed at the scene of the accident [31]. The presence of smoke influences the choice of evacuation route. When there is no smoke, most people escape through the main exit, and when smoke blocks the path to the main exit, most people escape through the fire escape. Furthermore, low-mounted evacuation exit signs have a positive influence on the use of the nearest evacuation exit. In the case of fire in the underground car park, timely fire detection is the most important [32]. All evacuees must be able to safely find the exit, including old and disabled people [33]. The exit signs direct evacuees to the nearest exits. Therefore, it is crucial to determine the effective distance [34] and the optimal number and location of exit signs [35]. However, some exit signs could be invisible, and exits may be obstructed by fire and smoke or evacuees. Smoke, flame and multi-modal flame and smoke detectors can be used for fire detection in underground car parks [36]. Analysing crowd evacuation behaviours supported by simulation studies and psychological findings can help to evacuate people more efficiently when the emergency situation changes [37]. Different models have been developed for evacuation. Helbing's model presents a model of pedestrian behaviour. Because, according to Helbing's model, some evacuees are moving through the smoke and fire, a modified fire effect model considering the psychological anxiety caused by fire has been developed [38]. When the developed model is used, the evacuees change the movement direction away from the fire to evacuate safely. An extended evacuation model of a self-propelled particle system shows that one corner exit is the best solution for crowd evacuation [39]. Human reactions and psychological anxiety caused by fire are the key factors of human behaviour in the case of fire. The number of leaders, the interaction between individuals [40], decision-making, risk perception, psychological deviation and cultural background [41] are factors that influence reactions for safe evacuation.

2. SMOKE LAYER THICKNESS IN UNDERGROUND CAR PARK

To estimate smoke layer thickness, smoke stratification and smoke velocity in underground car parks, numerical modelling has been carried out. Numerical modelling is a useful tool to determine all these parameters, and they can be checked separately in any section of an underground car park for any time interval. The computational analysis took into account the underground car park geometrical complexity, including all horizontal and vertical pillars, boundary and partition walls and all obstructions to the smoke flow. The sewage, electrical installation, plumbing and sprinkler installation were not considered in the analysis. The cars are the primary source of fires in underground car parks. Fires can occur, for example, in the car interior, in the petrol tank, inside the engine beneath the bonnet and spread to the adjacent vehicles. The source of fire examples a litter box along with an ashtray installed in the underground car park, an ashtray full of cigarette butts in the car interior and the paper press container situated in the underground car park. If installed, the smoke extraction mechanical ventilation system is switched off during the evacuation time from the underground car park. After the fire ignites, it produces a buoyant smoke plume. The smoke rises above the source of fire until it reaches the underground car park ceiling. The smoke spreads uniformly in all directions from the fire. A clear layer, with no smoke, guarantees the safety of evacuees. Breathing hot and poisonous gases can cause death. Therefore, the clear layer is crucial for safe human evacuation from an underground car park. Figure 1 layer thickness beneath the ceiling is approximately up to 450 mm. The height of the analysed underground car park is 2.90 m. Therefore, a minimum clear layer with no smoke is approximately 2.4 m.

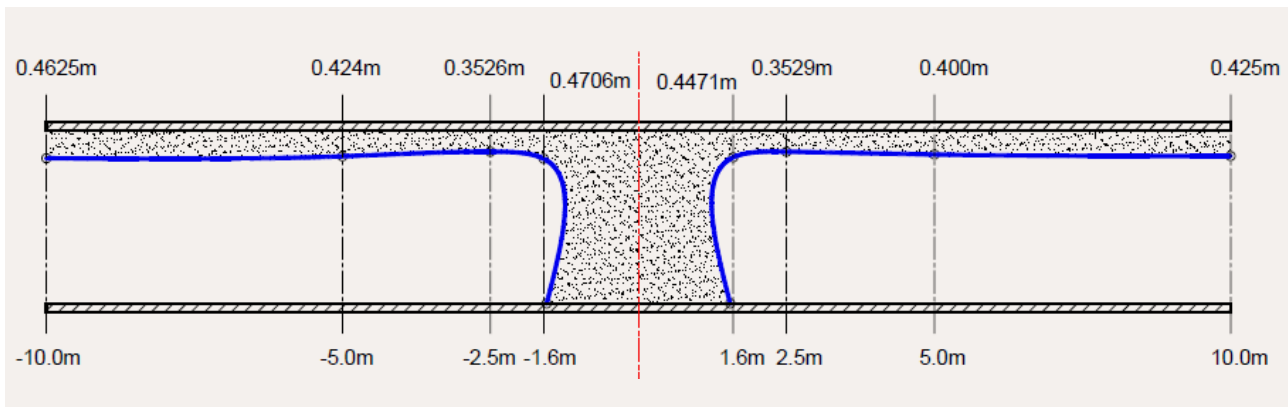


Figure 1. Smoke layer thickness

However, for safe human evacuation, the fire escape routes must be appropriately marked. Opaque smoke reduces visibility. Therefore, the evacuation signs must be visible during the evacuation period. Otherwise, people are not able to follow escape routes, and they will find themselves in dangerous conditions. The smoke layer thickness analysis shows the evacuation signs must be installed at least 500 mm beneath the ceiling. Only in that case, they will be visible to the evacuees.

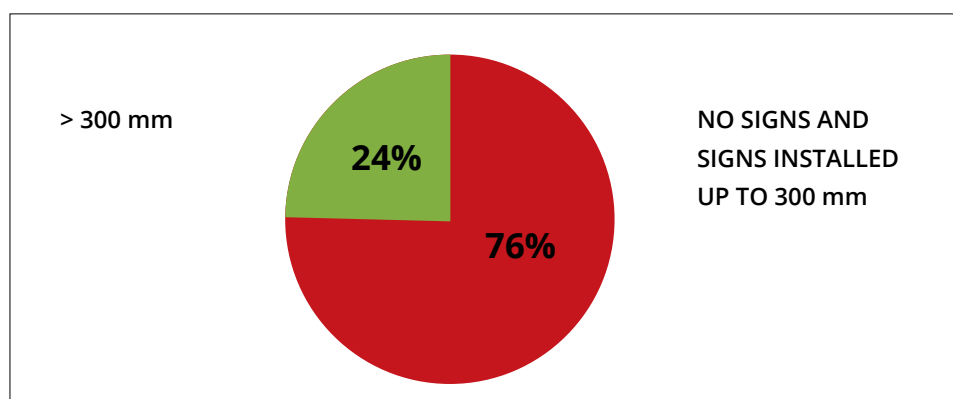
3. EVACUATION SIGNS IN UNDERGROUND CAR PARKS – FIELD SURVEY

After the smoke movement and smoke layer thickness analysis, the field survey in underground car parks was conducted. In total, 66 underground car parks were included in the survey. The majority of inspected car parks are located in Zagreb, the capital of Croatia, where 37 underground car parks were included in the field survey. Other underground car parks included are in Croatia (6), Slovenia (3), Austria (1), Montenegro (3), Bosnia and Herzegovina (4), United Kingdom (4), Germany (2), India (1), China (2), Slovakia (2) and Argentina (1). The evacuation sign positions are divided into three classes according to distance beneath the ceiling: no signs, signs installed up to 300 mm beneath the ceiling, and finally, signs installed more than 300 mm beneath the ceiling. In Table 1, a list of underground car parks and evacuation sign heights is presented.

	Underground car park	No signs	<300 mm	>300mm	Remarks
1	CROATIA	10	26	7	Adhesive wall signs (3)
2	SLOVENIA	0	2	1	
3	AUSTRIA	0	0	1	Adhesive wall sign
4	MONTENEGRO	2	0	1	
5	BOSNIA AND HERZEGOVINA	1	0	3	Adhesive wall signs (2)
6	UNITED KINGDOM	0	1	3	
7	GERMANY	0	2	0	
8	INDIA	1	0	0	Adhesive wall sign
9	CHINA	0	2	0	
10	SLOVAKIA	0	2	0	
11	ARGENTINA	1	0	0	

Usually, the evacuation sign is 180 mm, and the sign is green and white in colour. In some underground car parks, evacuation signs are adhesive wall signs installed on the wall. These signs are flammable and may ignite in case of fire. Figure 2 shows the evacuation sign's position percentages according to the installation heights: no signs, plus signs up to 300 mm and signs more than 300 mm beneath the ceiling.

Figure 2. Evacuation sign's positions in underground car park; no signs - 300mm / >300mm



The numerical simulation results show that the smoke layer thickness is approximately 450 mm. Therefore, the evacuation signs installed up to 300 mm beneath the ceiling will not be visible in case of fire in an underground car park. In Figure 8, the invisible evacuation sign's percentages are presented. Approximately the 80% underground car park evacuation signs will not be visible in case of fire. The examples of installed evacuation signs in underground car parks are shown in Figure 3. Figure 3a shows the evacuation sign above the exit door, pointed oppositely. The forbidden access sign on the exit door is shown in Figure 3b, and the black and white evacuation sign printed on the paper is shown in Figure 3c.

Fig. 3 Evacuation signs examples from left to right:
a. The sign above exit door
b. Exit door – no entry
c. Printed b/w paper



4. CONCLUSION

The evacuation signs help people to safely find an exit from an underground car park in cases of emergency. Fire accidents occur rarely, and people usually do not spend much time in underground car parks. However, fires are not the only accidents that can endanger people in underground car parks. In addition to elemental disasters, such as earthquakes, carbon monoxide in an underground car park can create a dangerous environment for humans. Regardless of the nature of an accident, all evacuation signs must be visible during the evacuation period, although, in case of fire, opaque smoke reduces visibility. The numerical modelling results show the smoke layer thickness covers approximately 500 mm beneath the underground car park ceiling. Therefore, all evacuation signs installed directly on the ceiling or up to 500 mm beneath the ceiling will not be visible. During 180 seconds of the evacuation period, up to 13% of the underground car park area is filled with smoke. Smoke spreads in all directions, and the smoke velocity is 0.75 m/s. The field survey involved 66 underground car parks. Up to 80% of underground car parks involved in the research have no evacuation signs at all, or the signs are installed up to 300 mm beneath the ceiling. Some signs are correctly installed, but signs are made of flammable adhesive material. In one case, evacuation signs are printed in black and white on paper. All countries have fire safety regulations, so it is incomprehensible how authorities, with inspection services or at the building technical commission, do not pay attention to that safety aspect. In the capital city of one European Union country, 80% underground car parks do not meet fire safety regulations regarding evacuation signs. Even worse, up to 30% of the underground car parks have no evacuation signs installed. Therefore, are the evacuation signs installed for our safety or as a matter of form?

References

- [1] E. D. Kuligowski, "The Process of Human Behavior in Fires," National Institute of Standard and Technology, vol. 1632, 2009.
- [2] J. C. Chu and C.-Y. Yeh, "Emergency Evacuation Guidance Design for Complex Building Geometries," *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 18, no. 4, 2012, doi: 10.1061/(asce)js.1943-555x.0000080.
- [3] M. J. Zakour, "Effects of Support on Evacuation Preparedness of Persons with Disabilities," *J Soc Work Disabil Rehabil*, vol. 14, no. 1, 2015, doi: 10.1080/1536710X.2015.989561.
- [4] L. A. McClure, M. L. Boninger, M. L. Oyster, M. J. Roach, J. Nagy, and G. Nemunaitis, "Emergency evacuation readiness of full-time wheelchair users with spinal cord injury," *Arch Phys Med Rehabil*, vol. 92, no. 3, 2011, doi: 10.1016/j.apmr.2010.08.030.
- [5] C. Frawley, L. Campbell, and V. Kelchner, "Perceptions of emergency drills: a consensual qualitative research study with mothers of children with Down syndrome," *Int J Dev Disabil*, pp. 1–9, Mar. 2024, doi: 10.1080/20473869.2024.2410527.
- [6] D. Smith, "Elder Evacuation Is a Complicated Process," *Caring for the Ages*, vol. 18, no. 9, 2017, doi: 10.1016/j.carage.2017.08.015.
- [7] E. S. Park, D. K. Yoon, and Y. W. Choi, "Leave no one behind: Experiences of persons with disability after the 2017 Pohang earthquake in South Korea," *International Journal of Disaster Risk Reduction*, vol. 40, 2019, doi: 10.1016/j.ijdrr.2019.101261.
- [8] M. Kobes, I. Helsloot, B. de Vries, J. G. Post, N. Oberijé, and K. Groenewegen, "Way finding during fire evacuation; an analysis of unannounced fire drills in a hotel at night," *Build Environ*, vol. 45, no. 3, 2010, doi: 10.1016/j.buildenv.2009.07.004.
- [9] A. Morales, R. Alcarria, D. Martin, and T. Robles, "Enhancing evacuation plans with a situation awareness system based on end-user knowledge provision," *Sensors (Switzerland)*, vol. 14, no. 6, 2014, doi: 10.3390/s140611153.
- [10] A. Veichtlbauer and T. Pfeifferberger, "Dynamic evacuation guidance as safety critical application in building automation," in *Lecture Notes in Computer Science (including subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics)*, 2013. doi: 10.1007/978-3-642-41476-3_5.
- [11] K. Deng et al., "Experimental Study on Panic during Simulated Fire Evacuation Using Psycho-and Physiological Metrics," *Int J Environ Res Public Health*, vol. 19, no. 11, 2022, doi: 10.3390/ijerph19116905.
- [12] M. De Iuliis, E. Battagazzorre, M. Domaneschi, G. P. Cimellaro, and A. G. Bottino, "Large scale simulation of pedestrian seismic evacuation including panic behavior," *Sustain Cities Soc*, vol. 94, 2023, doi: 10.1016/j.scs.2023.104527.
- [13] A. Ferscha and K. Zia, "On the efficiency of lifebelt based crowd evacuation," in *Proceedings - IEEE International Symposium on Distributed Simulation and Real-Time Applications, DS-RT*, 2009. doi: 10.1109/DS-RT.2009.29.
- [14] F. Huo, Y. Li, C. Li, and Y. Ma, "An extended model describing pedestrian evacuation considering pedestrian crowding and stampede behavior," *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, vol. 604, 2022, doi: 10.1016/j.physa.2022.127907.
- [15] L. Jiang, J. Li, C. Shen, S. Yang, and Z. Han, "Obstacle optimization for panic flow - Reducing the tangential momentum increases the escape speed," *PLoS One*, vol. 9, no. 12, 2014, doi: 10.1371/journal.pone.0115463.
- [16] Y. Zheng, B. Jia, X. G. Li, and R. Jiang, "Evacuation dynamics considering pedestrians' movement behavior change with fire and smoke spreading," *Saf Sci*, vol. 92, 2017, doi: 10.1016/j.ssci.2016.10.009.
- [17] R. D. Peacock, B. L. Hoskins, and E. D. Kuligowski, "Overall and local movement speeds during fire drill evacuations in buildings up to 31 stories," *Saf Sci*, vol. 50, no. 8, 2012, doi: 10.1016/j.ssci.2012.01.003.
- [18] G.-H. Lee, S.-G. Choi, and S.-K. Kim, "A Study on the Development of Fire Alarm System with Evacuation Lighting and Voice Alarm Functions," *Fire science and engineering*, vol. 32, no. 4, 2018, doi: 10.7731/kifse.2018.32.4.025.
- [19] H. Yue, C. F. Shao, H. Z. Guan, and L. M. Duan, "Simulation of pedestrian evacuation flow with affected visual field using cellular automata," *Wuli Xuebao/Acta Physica Sinica*, vol. 59, no. 7, 2010, doi: 10.7498/aps.59.4499.
- [20] E. Ronchi and D. Nilsson, "Fire evacuation in high-rise buildings: a review of human behaviour and modelling research," *Fire Sci Rev*, vol. 2, no. 1, 2013, doi: 10.1186/2193-0414-2-7.
- [21] K. Christensen and Y. Sasaki, "Agent-Based emergency evacuation simulation with individuals with disabilities in the population," *JASSS*, vol. 11, no. 3, 2008.
- [22] I. M. Abir, A. Mohd Ibrahim, S. F. Toha, and A. A. Shafie, "A review on the hospital evacuation simulation models," 2022. doi: 10.1016/j.ijdrr.2022.103083.
- [23] J. L. Pauls, J. J. Fruin, and J. M. Zupan, "Minimum Stair Width for Evacuation, Overtaking Movement and Counterflow — Technical Bases and Suggestions for the Past, Present and Future," in *Pedestrian and Evacuation Dynamics 2005*, 2007. doi: 10.1007/978-3-540-47064-9_5.

- [24] K. E. Boyce, D. A. Purser, and T. J. Shields, "Experimental studies to investigate merging behaviour in a staircase," in *Fire and Materials*, 2012. doi: 10.1002/fam.1091.
- [25] M. Spearpoint and H. A. MacLennan, "The effect of an ageing and less fit population on the ability of people to egress buildings," *Saf Sci*, vol. 50, no. 8, 2012, doi: 10.1016/j.ssci.2011.12.019.
- [26] T. J. Shields, K. E. Boyce, and N. McConnell, "The behaviour and evacuation experiences of WTC 9/11 evacuees with self-designated mobility impairments," *Fire Saf J*, vol. 44, no. 6, 2009, doi: 10.1016/j.firesaf.2009.04.004.
- [27] S. W. Chien and W. J. W. Wen, "A research of the elevator evacuation performance and strategies for Taipei 101 financial center," *Journal of Disaster Research*, vol. 6, no. 6, 2011, doi: 10.20965/jdr.2011.p0581.
- [28] M. J. Kinsey, E. R. Galea, and P. J. Lawrence, "Human Factors Associated with the Selection of Lifts/Elevators or Stairs in Emergency and Normal Usage Conditions," *Fire Technol*, vol. 48, no. 1, 2012, doi: 10.1007/s10694-010-0176-7.
- [29] M. Aleksandrov, A. Rajabifard, M. Kalantari, R. Lovreglio, and V. A. González, "People Choice Modelling for Evacuation of Tall Buildings," *Fire Technol*, vol. 54, no. 5, 2018, doi: 10.1007/s10694-018-0731-1.
- [30] J. Ribeiro, J. E. Almeida, R. J. F. Rossetti, A. Coelho, and A. L. Coelho, "Using serious games to train evacuation behaviour," in *Iberian Conference on Information Systems and Technologies, CISTI*, 2012.
- [31] G. Ren, Z. Huang, L. Lu, J. Hua, and J. Wang, "Method of generating strategic guidance information for driving evacuation flows to approach safety-based system optimal dynamic flows: Case study of a large stadium," *J Syst Sci Complex*, vol. 28, no. 3, 2015, doi: 10.1007/s11424-014-2279-6.
- [32] Q. Li, "Estimation of fire detection time," in *Procedia Engineering*, 2011. doi: 10.1016/j.proeng.2011.04.652.
- [33] M. W. Boyce, J. Al-Awar Smither, D. O. Fisher, and P. A. Hancock, "Design of instructions for evacuating disabled adults," *Appl Ergon*, vol. 58, 2017, doi: 10.1016/j.apergo.2016.05.010.
- [34] M. Liu, X. Zheng, and Y. Cheng, "Determining the effective distance of emergency evacuation signs," *Fire Saf J*, vol. 46, no. 6, 2011, doi: 10.1016/j.firesaf.2011.06.002.
- [35] Z. Zhang, L. Jia, and Y. Qin, "Optimal number and location planning of evacuation signage in public space," *Saf Sci*, vol. 91, 2017, doi: 10.1016/j.ssci.2016.07.021.
- [36] S. Verstockt et al., "A multi-modal video analysis approach for car park fire detection," *Fire Saf J*, vol. 57, 2013, doi: 10.1016/j.firesaf.2012.07.005.
- [37] P. B. Luh, C. T. Wilkie, S. C. Chang, K. L. Marsh, and N. Olderman, "Modeling and optimization of building emergency evacuation considering blocking effects on crowd movement," *IEEE Transactions on Automation Science and Engineering*, vol. 9, no. 4, 2012, doi: 10.1109/TASE.2012.2200039.
- [38] S. Bae, J. H. Choi, and H. S. Ryou, "A modified fire effect model on evacuation by considering the psychological anxiety caused by the fire," in *Transportation Research Procedia*, 2014. doi: 10.1016/j.trpro.2014.09.090.
- [39] Z. G. Shao and Y. Y. Yang, "Effective strategies of collective evacuation from an enclosed space," *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, vol. 427, 2015, doi: 10.1016/j.physa.2015.01.080.
- [40] A. R. Srinivasan, F. S. N. Karan, and S. Chakraborty, "Pedestrian dynamics with explicit sharing of exit choice during egress through a long corridor," *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, vol. 468, 2017, doi: 10.1016/j.physa.2016.11.118.
- [41] H. L. Mu, J. H. Wang, Z. L. Mao, J. Sun, S. M. Lo, and Q. S. Wang, "Pre-evacuation human reactions in fires: An attribution analysis considering psychological process," in *Procedia Engineering*, 2013. doi: 10.1016/j.proeng.2013.02.142.

TOPIC 4

**THE ITALIAN APPROACH FOR THE
EVALUATION OF THE POTENTIAL
ECOTOXICITY OF SPOIL MATERIAL
IN EPB EXCAVATION**

The Italian Approach for the Evaluation of the Potential Ecotoxicity of Spoil Material in EPB Excavation

POLITECNICO DI TORINO,
Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering (DIATI) | Turin, Italy

Pofessor Daniele PEILA

Mail: danielle.peila@polito.it

Andrea Carigi

Mail: andrea.carigi@polito.it

Carmine Todaro

Mail: carmine.todaro@polito.it

Alfio Di Giovanni

Mail: alfio.digiovanni@polito.it

WATER RESEARCH INSTITUTE, National Research Council | Rome, Italy

Anna Barra Caracciolo (Prof.)

Mail: anna.barracaracciolo@irsa.cnr.it

Luisa Patrolecco (Dott.)

Mail: luisa.patrolecco@cnr.it

Paola Grenni (Dott.)

Mail: paola.grenni@irsa.cnr.it

Abstract

Earth Pressure Balance TBM is currently the most used technology in mechanised tunnelling. The use of EPB-TBM requires soil conditioning additives among which the most important is foam to optimise soil properties, stabilise the tunnel face, reduce wear on the TBM equipment and prevent clogging of the screw conveyor, thereby improving operational efficiency. The various parameters for which foam is used in real excavations should be studied in detail in site-specific studies at the design stage, considering the geomechanical and environmental aspects. This is because the additives can contain surfactants (e.g. anionic sodium lauryl ether sulphate, or SLES) as the main component, and these require time to degrade when the spoil material is produced.

Indeed, although the conditioning ensures the correct working principles of the TBM, only a proper environmental study could lead to the correct manage the spoil material, minimizing the possible risk for the environment due to high concentrations of SLES in soil debris, in particular in deposits where there is a direct contact with water bodies. In this paper, the Italian approach to this topic is presented, the most used ecotoxicological tests are discussed, integrated in a proper excavated material management procedure.

Keywords: Earth Pressure Balance TBM; conditioning agents; foam; environmental aspects; spoil material reuse.

1 INTRODUCTION

In recent years, there has been a growing global trend towards tunnel construction [1-2]. For example, 50% of railway tunnels in Europe are currently built using mechanised methods [3], with the Earth Pressure Balance (EPB) technology being the most widely used [4].

In order to work properly, the EPB technology needs that the material to be excavated has to be transformed into a new one that can apply the correct pressure to the excavation face during the support phase. This new material should then be removed properly from the excavation chamber via a screw conveyor that dumps it onto a conveyor belt during the transportation phase. This transformation is achieved by adding water and the conditioning agents, and by the mixing action of the cutterhead rotation. The key points can be summarised as follows: the conditioned material should be enough liquid to apply the correct pressure, but also enough solid to enable correct extraction and transportation outside the trough via belts. However, some other properties are required: the excavated material needs to be compressible [5], to have low abrasivity [6] and low clogging tendencies [7]. Furthermore, enough pulpy, consistency and homogeneity are necessary for ensuring the flow of the material in the excavation chamber and in the screw, that should be completely full in order to work as a plug and a pressure dissipator (from the pressure in the excavation chamber, commonly of some bars, to the atmospheric pressure present at the exiting gate of the screw conveyor) [8-9].

The quantity of the excavated material when tunnelling with EPBs depends mainly on two factors, i.e. the geology nature of the medium intended to be excavated and the dimensions of the machine. While the theoretical volume excavated by the machine can be predicted, the real extracted volume takes into account the nature of the medium (through the bulking factor) and the conditioning parameters adopted during the excavation since also the conditioning agent volumes added during the excavation process should be extracted [10]. The result is that close to the construction site, specific temporary deposit areas should be realised in order to hold the excavated material for a certain time. The quantity is not negligible, as described by [11] concerning the Sparvo Tunnel (A1 Motorway) where 383 m³ of theoretical volume plus the liquid used for the conditioning were extracted ev-

ery stroke (2 m). Considering that commonly the full-face mechanised approach is adopted for tunnelling longer than 1 km, it is clear that the correct management of the excavated material is an important environmental constraint, also in the view of the rising impact that sustainability is covering in underground works. Indeed, the excavated material can be a valuable by-product for industrial or green fields, also considering the framework of EU policies on environmental protection and the circular economy model economy where nothing is wasted and where natural resources are managed sustainably. However, spoil material from tunnelling projects must meet stringent environmental legislative criteria in Europe and worldwide, which focus on resource efficiency, waste prevention, and pollution control, often requiring site-specific analysis and reuse strategies to comply with regulations like the EU Waste Hierarchy and the Do No Significant Harm (DNSH) principle. Additionally, spoil material can contain residual concentrations of the conditioning agents, which can contain anionic surfactants (e.g. sodium lauryl ether sulphate, or SLES) in various percentages (5-50%). Currently, there are no established threshold limits for SLES concentrations in either European or Italian legislation. However, the presence of SLES residues in re-used excavated materials could potentially pose an environmental risk [12]. In the scenario where lubricant products contain chemicals not included in the aforementioned Decrees, it is essential to provide a technical document demonstrating that the excavated soils do not pose a risk to the environment or human health. This document must be approved by the relevant Italian authorities [13]. There is a paucity of indications within the regulatory framework for the assessment of the environmental compatibility of soil debris, in terms of both foaming agent degradation and ecotoxicological effects, when an ecological approach is applied [14].

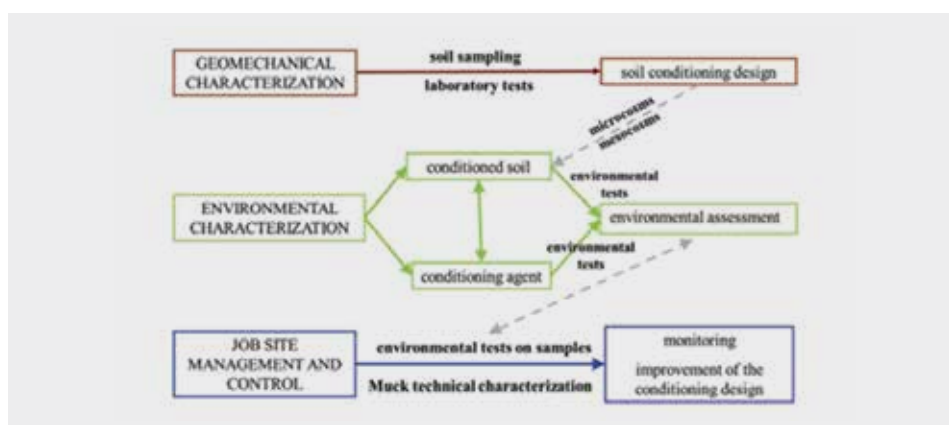
This paper describes the Italian approach developed by the Politecnico di Torino and the National Research Council of Italy. The assessment presented here is a valuable tool for addressing the legislative limitations regarding the reuse of spoil material produced using EPB technology, and could lead to the development of an Excavation Protocol in collaboration with the competent authorities for evaluating the environmental compatibility of spoil material during the excavation period.

2. CHEMICALS USED IN THE EPB CONDITIONING PHASE

The additives most frequently used during EPB tunnelling are water and foam, although the addition of polymers is also sometimes required. With regard to the water, the provision is guaranteed by the aquifer of the construction site, or alternatively, the aquifer nearest the construction site. Meanwhile, the foam is produced by expanding the generator liquid by a factor of 6 to 25. The generator liquid is in turn made up of a water solution with a concentration by volume of 0.5 – 6 % of foaming agent. Foaming agents are commercial products, supplied by chemical companies, made up of a water-base solution of anionic surfactants. Between them, Sodium Lauryl Ether Sulphate (SLES) is one of the main used, in a variable percentage ranged between 5-50 % [15-17]. The quantity of foaming agent to be used for the proper conditioning of a certain soil is summarised by one parameter, the treatment ratio (TR). TR is expressed in litres of foaming agent to be used for the conditioning of 1 m³ of soil and it is function of the concentration of the foaming agent in the generator liquid c (%), the foam expansion ratio FER and the foam injection ratio FIR (%). The reference values of these 3 parameters to be used during the real excavation are commonly predicted at the laboratory scale, through laboratory test campaigns, using representative samples from construction site (Figure 1 – phase A).

Fig. 1: Overview of the steps of soil conditioning design.

A: geomechanical characterisation;
B: environmental characterization;
C: job site control. [18]



The chemicals (e.g. the anionic surfactant sodium lauryl ether sulphate, SLES), that is the main constitute of the additives used for the soil conditioning, can require a range of time to degrade after the excavation. In fact, residual concentration of the anionic surfactant can be present in the excavated material. Its degradation time can be influenced by a number of abiotic and biotic factors. Such factors may include the type of soil (soil lithology), the amount of water, and other environmental factors (e.g. temperature). In addition, the amount of SLES, and the presence of a microbial community capable of biodegrade SLES, may also have a significant role. It is therefore essential to select the foaming agent with the optimal "environmental characteristics", which are not predetermined but are a function of the dosages adopted, in turn influenced by the geotechnical, abiotic and biotic factors previously mentioned with regard to the excavated soil. The selection of the foaming agent, which is also linked to the estimated dosage, has a direct impact on the design of the construction site, since the area for the temporary deposit of the excavated material should be correctly designed (Figure 2).



Fig. 2: Example of a temporary deposit of spoil material of an EPB construction site. [19]

3. THE ITALIAN APPROACH FOR THE EXCAVATED MATERIAL MANAGEMENT

The Operative Protocol for the management of spoil material, which delineates the criteria for classifying the material as a by-product, was developed by the Water Research Institute of the National Research Council. This protocol may be described as an ecological approach. It is important to emphasise that each construction site exhibits distinct characteristics (e.g. soil lithology), necessitating a site-specific protocol. In consideration of the Italian political organization, it is essential that the Protocol has to be shared with the relevant National and local control authorities (e.g. the Ministry of the Environment, the Regional Environmental Authorities etc.). With reference to Figure 1, the protocol is framed in the phase B of the scheme.

THE PROTOCOL IS BASED ON 3 STEPS:

1. a preliminary ecotoxicological risk assessment of the different commercial foaming agents that can be used in a specific excavation area. Each chemical in the foaming agent is considered, taking into account the technical and the safety data sheets; the effects on both the aquatic and the terrestrial compartment for each chemical is considered;
2. ecotoxicological characterization of the different commercial foaming agents, using one or more ecotoxicological standard tests; the most common used is the *Aliivibrio fischeri* luminescent bacteria toxicity test - UNI EN ISO 11348-1:2019 [20]; In consideration of 1 and 2 steps, some foaming agents are selected;
3. Following the geotechnical tests to evaluate the optimal TR and other soil conditioning factors, the assessment of the soil material's environmental compat-

ibility over time is evaluated. This is carried out using microcosm and/or mesocosm experiments [21-22] that consider the soils excavated from the construction site and the TR of the different foaming agents (and, where applicable, the other additives). These experiments determine the actual concentration of the main components of the foaming agent in the excavated soil, as well as its biodegradation in terms of DT50 (the time it takes for 50% of a given substance to be broken down by biological processes). They also evaluate the potential residual ecotoxicity of the spoil material by testing different organisms selected based on the final destination of the excavated soil.

3.1 Preliminary ecotoxicological risk assessment of foaming agents

With regard to step 1, the ecotoxicological risk assessment of each chemical that is present in the foaming agents that can be used for the EPB tunneling is evaluated. This is performed in accordance with the Technical Guidance Documents (TGDs) [23]. This approach involves estimating exposure to a contaminant (i.e. the concentration of the contaminant in a given environment safety Data Sheets of the foaming agents) and its effect on the ecosystem (i.e. ecotoxicity) [12]. Exposure to a contaminant can be obtained using an appropriate predictive model that provides the PEC (Predictive Environmental Concentration) as a result. With reference to a foaming agent, and specifically SLES, the PEC can be calculated based on its concentration in the foaming agent and the TR, which determine the real amount of SLES in the soil (or in water). The PEC is then compared to the PNEC (Predicted No Effect Concentration). PNEC is the concentration in each environment below which adverse effects will probably not occur in the short or long term [24] and it can be estimated according to the TGDs.

This procedure is applied to each substance reported in the safety data sheet of a foaming agent. The results of these preliminary steps allow the identification of the most suitable products from an environmental perspective. It is important to highlight that, at this preliminary stage of the evaluation, the soil to be conditioned and excavated has not yet been taken into account.

3.2 Preliminary ecotoxicological tests on the foaming agents

Following the initial ecotoxicological risk assessment of foaming agents to select the most environmentally friendly option for use at the excavation site, ecotoxicological testing can be conducted on the foaming agents and, if necessary, the other additives that could be used during EPB tunnelling. Various ecotoxicological tests could be used for this purpose. The most commonly used test is the *Vibrio fischeri* (also known as *Aliivibrio fischeri*) bioluminescence inhibition test, which quantifies the possible effects of EPB tunneling foaming agents and other additives. This test determines the Effective Concentration (EC) values, specifically EC20 and EC50, which represent the concentration of the foaming agent that causes a 20% or 50% reduction in bacterial light output, respectively. A higher EC value indicates a less toxic substance. Moreover, the effective concentrations (EC20 and EC50 values) of a SLES standard solution is determined. Additionally, the ecotoxicity of the mixtures (foaming agent plus additive, in the real proportion) is performed. The *A. fischeri* acute toxicity test is performed in

accordance with the standard method [20]. This test is based on the inhibition of the luminescence naturally emitted by the bacterium *A. fischeri* after its exposure to a sample. The difference in light output between the sample and the blank (saline solution, 20 g/L NaCl) is due to the sample effect on the organisms, measured at 30 min of exposure. The endpoint (luminescence inhibition %) is calculated and the lyophilized, freeze-dried *A. fischeri* (strain NRRL B-11177) has to be used.

In this stage, the SLES concentrations expected in the conditioned soil is also calculated for each foaming agent by converting the TR values (L/m³) of each foaming agent into mg SLES/kg soil, considering a soil density of 1.54 t/m³ and each specific product density. The SLES concentration (%) range for each product is indicated in the chemical safety data sheet. The same soil samples used for the slump cone tests is also analysed for determining the actual SLES concentrations.

3.3 Microcosms and mesocosms – the biodegradation test

In the third phase of the evaluation, the medium intended to be excavated has to be considered, in the form of a representative samples. It is important to highlight that important care should be taken in the selection of the representative sample/samples, considering that when the full-face mechanized approach is selected instead of traditional one, commonly long and large tunnel are realized and different lithology are interested of the excavation.

Anyway, based on the result obtained at the end of step 1 and 2 (i.e. a list of “environmentally-friendly products”) microcosms and/or mesocosms should be set-up. A certain amount of soil is conditioned by using prescriptions obtained during the laboratory test campaign [25] carried out for obtaining the best conditioning parameters (Figure 1 – phase A). While the water content is exactly replied, the common practice suggests to increase the TR of 20-30% in order to cover the increase of the amount of used foaming agent potentially needed for limited areas during the excavation at the real scale.

Microcosm consist in a quantity of conditioned material equal to about 2 kg contained in glass beakers with volumes of 2 liters, maintained for 28 days in laboratory conditions in controlled environment. Mesocosms consists in containers of about 1 m³, set-up in the real construction site. Examples of microcosms and mesocosms are showed in Figure 3.



Fig. 3: Examples of mecosocoms (A), microcosms under curing (B) and microcosm after the preparation (before the packaging in the glass backers). [14]

The SLES degradation is evaluated by assessing its concentration in the soil during 28 days, according to a pre-fixed time scheduling. A “control sample” prepared conditioning the soil only with water is needed for the comparison (for assessing eventually pre-existing ecotoxicity of the soil). If other additives are intended to be used for improving the “transportability” of the soil, biodegradation experiments should also be carried out considering them. This is because each factor that can impeded the biodegradation process, carried out by micro-organisms (naturally present in the soil) has to be taken into consideration.

At the same time (at 0, 7, 14, 21 and 28 days) used for the chemical analyses for determine the SLES biodegradation in the mesocosm or microcosm experiments, samples from microcosms and/or mesocosms are also used for ecotoxicological tests on soils or elutriates (water extracts). The specific tests to be carried out are selected depending on the final destination site of the spoil material and consist in tests with soil or water organisms. Test working principle is always the same, i.e. a testing alive organism (or a community of them) (plant, bacteria, crustacean, etc) is put in contact with soil/elutriates and specific vital effects are monitored. Details on tests are reported in [26]. It should be reported that different testing organisms could be differently affected by the presence in its environment of SLES. The sensibility of different organisms could consequently be different. It is suggested to combine together the results obtained with the ecotoxicological tests building an integrated index able to evaluate the overall risk [27].

All of these phases are site-specific, since the product, its TR and its biodegradability can vary depending on the type of rock encountered during tunnel excavation.

To enhance the mechanical properties of the excavated material, a lime treatment to speed up the drying process at the construction site can be performed if permitted by the relevant authorities and the legislation.

Following all the steps, a “Site-specific protocol” that consider the best foaming agents (in terms of geotechnical and environmental compatibility) that can be used, the time of the permanence of the excavated material in the temporary deposit areas before use as a by prod-

uct and the ecotoxicological and chemical analyses to perform to evaluate the environmental compatibility is specified. This Protocol is shared among different Authorities, from the National to the local ones.

3.4 Direct implications of the site specific protocol

The method described here, which results in a site-specific protocol, has two important implications. The first is that there is a real possibility of reusing the excavated soil for more valuable purposes than landfill filling material, without affecting the environment. The second implication relates to the logistical organisation of the construction site. The results of biodegradation and ecotoxicological tests are crucial for correctly designing the temporary deposit area (i.e. huge tanks for holding the excavated material coming from the machine via belt conveyors) and selecting the most meaningful ecotoxicological tests to be carried out during tunnel construction (Figure 1 – phase C).

4. CONCLUSIONS

The operative method reported in this paper results in a site-specific Protocol for the management of the excavated soil in large constriction sites. It has been developed to address the lack of guidance in Italy and Europe regarding the potential reuse of excavated material produced during tunnelling with EPB machines. The proposed procedure can be used to support all tunnelling stakeholders in classifying the muck produced during excavation as a by-product. It considers aspects related to the chemical composition of the foaming agent, the geotechnical requirements of the intended excavation material and the soil's natural ability to biodegrade SLES. The outcomes allow us to certify the muck's suitability for certain uses and the absence of environmental damage, as well as enabling us to design temporary construction site deposits correctly. Finally, the selection of an ecotoxicological test for the protocol used during the tunnel excavation phase depends on the sensitivity and repeatability of the test, as well as the intended use of the excavated material. It is important to note that specific operative methods have to be developed for each contraction site.

References

- [1] Gruber, B.L., & Östrand, P. 2019. Implementation of new methods for inspection of tunnels. *Tunnels and Underground Cities. Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art*, 2423–2431. CRC Press.
- [2] Foria, F., Moschetti, E., Calicchio, M., Grigoras, VM., Boyaci B. 2023. Digital strategies and technologies in the management of existing railway tunnels. *Expnding Underground-Knowledge and Passon to Make a Positive Impact on the World*, 2652–2659. CRC Press.
- [3] European Commission (2018). Annex 13 – Case study on tunnels.
- [4] Thewes M., & Budach C. 2012. Foam conditioning in EPB tunnelling Foam conditioning in EPB tunnelling. September 2016. <https://doi.org/10.1201/b12748-19>
- [5] Mooney M.A., Wu Y., Parikh D., & Mori L. 2017. EPB granular soil conditioning under pressure. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (pp. 33–46). CRC Press.
- [6] Oñate Salazar C.G., Todaro C., Bosio F., Bassini E., Ugues D., Peila D. A new test device for the study of metal wear in conditioned granular soil used in EPB shield tunnelling, (2018) *Tunnelling and Underground Space Technology*, 73, pp. 212 - 221, DOI: 10.1016/j.tust.2017.12.014
- [7] Todaro C., Carigi A., Peila L., Martinelli D., Peila D. Soil conditioning tests of clay for EPB tunnelling, (2022) *Underground Space (China)*, 7 (4), pp. 483 - 497, DOI: 10.1016/j.undsp.2021.11.002
- [8] Bezuijen, A., Talmon, A. M., Joutstra, J. F. W., & Grote, B. (2006). Pressure gradients and muck properties at the face of an EPB. *Tunnelling. A Decade of Progress. GeoDelft 1995-2005*, 43.
- [9] Peila, D., Oggeri, C., & Borio, L. (2009). Using the slump test to assess the behavior of conditioned soil for EPB tunneling. *Environmental & Engineering Geoscience*, 15(3), 167-174.
- [10] V. Sivalingam, L. Pakianathan, M. Marotta, D. Velu, Theoretical Basis and Practical Application of Excavation Management System for Tunnelling with EPB TBM, 2023, In *Proceedings of Underground Singapore 2023*
- [11] Lunardi, P., Cassani, G., Gatti, M. (2013). First First results of the use of “Martina”, the world's largest EPB-TBM (15.62 m in diameter), to bore the Sparvo Tunnel (A1 Motorway). *World Tunnel Congress 2013 Geneva Underground – the way to the future!* G. Agagnostou & H. Ehrbar (eds) © 2013 Taylor & Francis Group, London ISBN 978-1-138-00094-0.
- [12] A. Finizio, A., Patrolecco, L., Grenni, P., Galli, E., Muzzini, V.G., Raueo, J., Rizzi, C., Barra Caracciolo, A. (2020) Environmental risk assessment of the anionic surfactant sodium lauryl ether sulphate in site-specific conditions arising from mechanized tunnelling *J. Hazard Mater.*, 383, Article 121116, 10.1016/j.jhazmat.2019.121116
- [13] Mariani, L., Grenni, P., Caracciolo, A.B., Donati, E., Raueo, J., Rolando, L., Patrolecco, L. Toxic response of the bacterium *Vibrio fischeri* to sodium lauryl ether sulphate residues in excavated soils. *Ecotoxicology* 2020, 29, 815–824.
- [14] Grenni, P., Barra Caracciolo, A., and Patrolecco, P. (2019). Site-specific protocols for evaluating environmental compatibility of spoil materials produced by EPB-TBM. In “*Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Ar t*. *Proceedings of the WTC 2019 ITA-AITES World Tunnel Congress (WTC 2019)*”pp. 360-366. Taylor & Francis Group, London.
- [15] Barra Caracciolo, A., Grenni, P., Patrolecco, L. & Mininni, G. 2016. Qualificazione ambientale e recupero delle terre e rocce da scavo prodotte nella realizzazione di grandi opere ingegneristiche. In E.Brugnoli & V.F. Uricchio (eds), *La ricerca sulle Acque e le nuove prospettive di valorizzazione dei risultati in abito pubblico e private*. Caciucci Editore, 299-304.
- [16] Barra Caracciolo, A., Cardoni, M., Pescatore, T. & Patrolecco, L. 2017. Characteristics and environmental fate of the anionic surfactant sodium lauryl ether sulphate (SLES) used as the main component in foaming agents for mechanized tunnelling. *Environmental Pollution* 226: 94-103.
- [17] Barra Caracciolo, A., Ademollo, N., Cardoni, M., Di Giulio, A., Grenni, P., Pescatore, T., Raueo, J. & Patrolecco L. 2018. Assessment of biodegradation of the anionic surfactant sodium lauryl ether sulphate used in two foaming agents for mechanized tunnelling excavation. *Journal of Hazardous Materials* 365: 538-545
- [18] Martinelli D., Todaro C., Luciani L., Peila L., Carigi A. & Peila D. (2019) *Moderno approccio per lo studio del condizionamento dei terreni granulari non coesivi per lo scavo con macchine EPB. Gallerie ed opere sotterranee*, 128, 19–28.
- [19] E. Dal Negro, A. Boscaro, A. Picchio, E. Barbero, Management of the muck produced by EPB TBM tunnel excavation: environmental aspects and consistency control for efficient handling, 2019, In *Proceeding of World Tunnel Congress 2019, Naples (IT), Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art*, 10.4324/9781003029724-10
- [20] UNI EN ISO 11348-1 (2019) *Qualità dell'acqua - Determinazione dell'effetto inibitorio di campioni acquosi sull'emissione di luce di Vibrio fischeri (prova su batteri luminescenti) - Parte 1: Metodo con batteri preparati di fresco*. UNI – Ente Italiano di Normazione.
- [21] Barra Caracciolo, A., Ademollo, N., Cardoni, M., Di Giulio, A., Grenni, P., Pescatore, T., Raueo, J., Patrolecco, L. Assessment of Biodegradation of the Anionic Surfactant Sodium Lauryl Ether Sulphate Used in Two Foaming Agents for Mechanized Tunnelling Excavation. *J. Hazard. Mater.* 2019, 365, 538–545
- [22] Barra Caracciolo, A., Grenni, P., Mariani, L., Raueo, J., Di Lenola, M., Muzzini, V.G., Donati, E., Lacchetti, I., Gucci, P.M.B., Finizio, A., Beccaloni, E., Patrolecco, L. Mesocosm experiments at a tunnelling construction site for assessing re-use of spoil material as a by-product, *Water*, 12 (2) (2021), p. 161
- [23] European Commission 2003. Technical Guidance Document in support of Commission Directive 93/67/EEC on Risk assessment for new notified substances and Commission Regulation (EC) No 1488/94 on Risk assessment for existing substances and Commission Directive (EC) 98/8 on biocides, second ed. European Commission, Luxembourg, Part 1, 2 and 3, 760 pp
- [24] Finizio, A. & Vighi, M. 2014. Predicted No Effect Concentration (PNEC). In: *Encyclopedia of toxicology* (third edition) pp. 1061-1065. Elsevier.
- [25] Peila D., Martinelli D., Todaro C., Luciani A. Soil conditioning in EPB shield tunnelling – An overview of laboratory tests, (2019) *Geomechanik und Tunnelbau*, 12 (5), pp. 491 - 498, DOI: 10.1002/geot.201900021
- [26] Y Firouzei, P Grenni, A Barra Caracciolo, L Patrolecco, C Todaro, D. Martinelli, A. Carigi, G. Hajipour, J. Hassanpour, D. Peila. 2020. The most common laboratory procedures for the evaluation of EPB TBMs excavated material ecotoxicity in Italy: A review. *GEAM Geoinf. Ambient. Min* 2, 44-56.
- [27] Grenni, P., Barra Caracciolo, A., Patrolecco, L., Ademollo, N., Raueo, J., Saccà, M.L., Mingazzini, M., Palumbo, M.T., Galli, E., Muzzini, V., Polcaro, C.M., Donati, E., Lacchetti, I., Di Giulio, A., Gucci, P., Beccaloni, E. & Mininni, G. 2018. A bioassay battery for the ecotoxicity assessment of soils conditioned with two different commercial foaming products. *Ecotoxicology & Environmental Safety* 148: 1067–1077.

TOPIC 5

**NEXT-GENERATION TUNNEL
INSPECTION: DIGITAL TWINS
ON A WEB PLATFORM**

Next-Generation Tunnel Inspection: Digital Twins on a Web Platform

dr. Tilen Urbančič, univ. dipl. inž. geod.

Geotočka d.o.o. | Tehnološki park 24, Ljubljana, Slovenia

Mail: tilen.urbancic@geotocka.si

dr. Luka Gradišar, mag. inž. grad.

Elea iC d.o.o. | Dunajska cesta 21, Ljubljana, Slovenia

Mail: luka.gradisar@elea.si

Uroš Barlič, univ. dipl. inž. grad.

KobiLabs d.o.o. | Podutiška cesta 92, Ljubljana, Slovenia

Mail: uros@kobilabs.com

Jure Česnik (mag. inž. grad.)

Elea iC d.o.o. | Dunajska cesta 21, Ljubljana, Slovenia

Mail: jure.cesnik@elea.si

Abstract

Tunnel digital twin is a digital solution for capturing, processing, and visualizing 3D tunnel models, significantly enhancing traditional tunnel inspections. We present a solution based on photogrammetric capture using high-resolution cameras to create a digital twin of a tunnel. This twin is then enriched with automated damage and asset detection, and hosted on a 3D web platform for an interactive overview. Because the system is automated, fast, and independent of human factors, it enables objective data capture, processing, and the creation of a reliable, interactive archive of the tunnel.

Keywords: tunnel inspection, tunnel digital twin, photogrammetry, automatic recognition, machine learning, interactive 3D web platform, tunnel archive

Povzetek

Digitalni dvojčki predorov so digitalna rešitev za zajem, obdelavo in prikaz 3D modelov predorov, ki izjemno nadgradi klasične preglede predorov. Predstavljamo rešitev, ki temelji na fotogrametričnem zajemu z visokoločljivimi kamerami za izdelavo digitalnega dvojčka predora. Ta se nato obogati z avtomatsko identifikacijo poškodb in sredstev ter gosti na 3D spletni platformi za interaktivni pregled. Ker je sistem avtomatiziran, hiter in neodvisen od človeškega faktorja, rešitev omogoča objektivni zajem, obdelavo in pripravo zanesljivega interaktivnega arhiva predora.

Ključne besede: pregled predorov, digitalni dvojček predora, fotogrametrija, avtomatska prepoznavna, strojno učenje, interaktivna 3D spletna platforma, arhiv predora

1. INTRODUCTION

Regular inspections are a crucial part of the tunnel life cycle, ensuring both operational safety and long-term integrity. Traditional inspections often rely on manual visual surveys, which are time and labor intensive and require temporary partial or full closures, disrupting traffic flow and roadway availability. Given the scale and length of tunnel infrastructure, such methods result in limited detail and difficulties in maintaining a consistent and objective record of tunnel conditions.

Years of technological progress have created opportunities for new workflows. High-resolution imaging, photogrammetry and 3D reconstruction techniques now allow large-scale and precise digital representations of infrastructure assets [1, 2]. Furthermore, computer vision and machine learning are increasingly used for automated recognition of various details such as structural damage, road assets and other elements [3, 4, 5]. Together, these developments support the concept of a virtual model hosted on a digital platform, which mirrors the physical tunnel that can be enriched with additional information and labels. This can improve the efficiency of inspection processes and increases the reliability of maintenance planning.

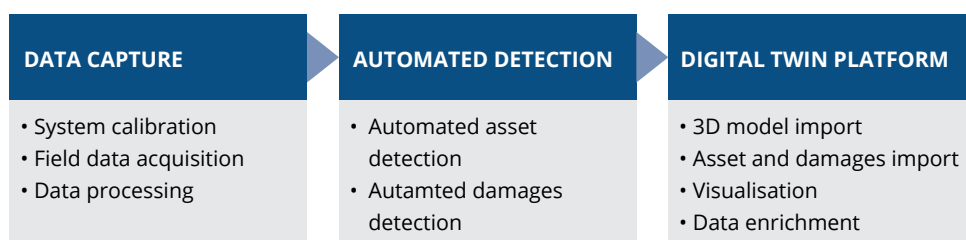
In this paper, we present a digital twin solution for tunnels based on photogrammetric capture with high-resolution cameras. The system integrates automated damage and asset detection and hosts the enriched model on a 3D web platform. This approach enables fast, automated and objective tunnel documentation, reducing human bias and providing a reliable, interactive archive for future inspections and decision-making.

2. TUNNEL DIGITAL TWIN

Digital twins are widely regarded as a transformative approach to asset management. They create a dynamic connection between physical assets and their digital counterparts by combining data capture, integration, visualization and analysis. Unlike static models, a digital twin continuously evolves to represent both the current and historical states of an asset, while also enabling simulations of possible future scenarios [6]. In tunnel applications, digital twins provide not only a geometric replica but also an interactive environment enriched with information [7] such as detected cracks, defects, structural components, signage, fixtures and other relevant features.

In this study, the digital twin framework was developed and validated using real-world data from two major Slovenian tunnels: the Karavanke tunnel and the Šentvid tunnel. The experiments conducted on these tunnels allowed for testing the data capture, automated object and defect detection, and communication with the results through an interactive online digital twin platform. The overall process is split into three interconnected processes that are visualized by Figure 1 and described in the following chapters.

Fig. 1: Three interconnected processes for tunnel digital twin creation



2.1 Data capture

Modern as-built approaches to 3D capture of objects, in addition to laser scanning, are often based on photogrammetric methods. A major advantage of close-range photogrammetry in comparison to other data acquisition methods is the high resolution of field-acquired source data, enriched with RGB color. Such data represents an extremely useful input source for the creation of digital twins and other processing with modern computational approaches.

For the tunnel acquisition, we used a system with multiple high-resolution cameras. The data acquisition process can be divided into three stages: calibration of the measurement system, field data acquisition, and data processing (Figure 2).

SYSTEM CALIBRATION	FIELD DATA ACQUISITION	DATA PROCESSING
• Calibration of cameras • Calibration of measurement system	• Geodetic reference and control points • Photogrammetric acquisition	• Control points determination • Processing of photogrammatic data • Exports for automated detection and use on a web platform

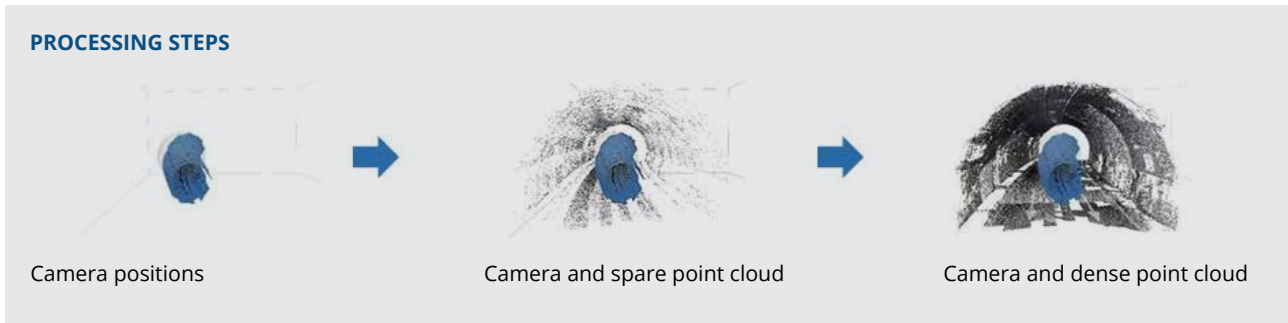
Fig. 2: Main steps of data acquisition

Calibration involves the calibration of each individual camera and followed by calibration of the entire measurement system, i.e., all the sensors used. Calibration of the entire system means determining the relative relationships (translation vectors and rotation matrices) between the cameras and the positioning and orientation sensors. Pre-determined calibration parameters of the measurement system enable the correct processing of field-acquired data. This refers primarily to the determination of the positions and orientation of the captured images, which are the basis for creating a 3D model of the tunnel, automated detection on images, and inspecting the condition of assets.

The fieldwork for digitizing the entire tunnel interior consists of two phases. The first phase is the establishment of a control points, which is required for accurate georeferencing of all captured spatial data, and the second phase is photogrammetric acquisition with a mobile unit. Despite the use of a positioning and orientation system, to achieve high accuracy of results. It is necessary to ensure a georeferencing framework throughout the entire tunnel. For this purpose, standard methodology and instruments for precise terrestrial surveying are used.

Photogrammetric acquisition of the tunnel is conducted with a mobile multi-camera system mounted on a vehicle. The configuration of the system allows for capturing the interior of the tunnel, specifically all surfaces within the camera's field of view. The cameras are oriented perpendicular to the driving direction. Image capture is performed while driving at a speed of several tens of km/h in a way that ensures sufficient longitudinal overlap of the images. The spatial resolution of the images is sub-millimetre.

Data processing follows the sequence of field data acquisition. First, the coordinates of control points from classical terrestrial surveying must be provided. These enable the georeferencing of results. This is followed by preprocessing of data from the positioning and orientation system of the images. The results of these steps allow for the reconstruction of all captured images in the selected coordinate system. The typical workflow of image processing includes the creation of a sparse and dense point cloud, generation of a 3D model of the tunnel in the form of a 3D mesh, texturing of the 3D model for use in a web viewer, and export of georeferenced data for the automated image detection and inspection of assets within the tunnel (Figure 3).



Results for automated image detection and web platform

Fig. 3: Processing steps and results of photogrammetric acquisition.



Raw image for automated detection



3D model for web platform

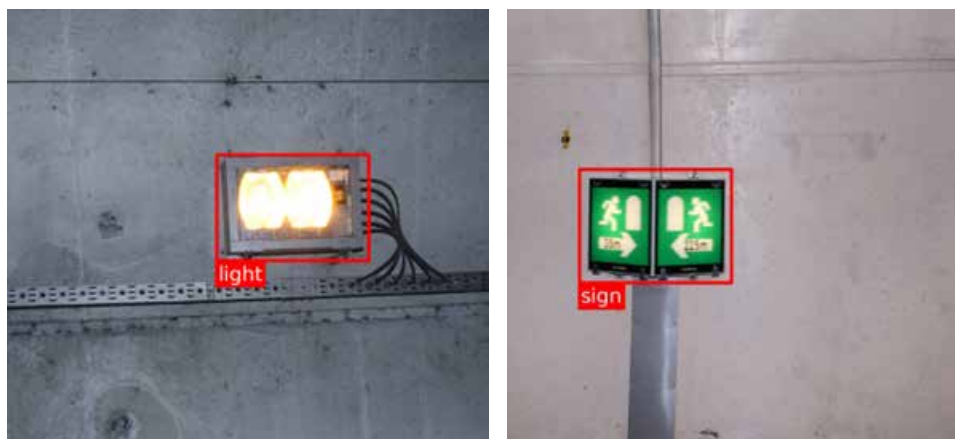
2.2 Automated detection

Manual inspection of tunnels is a highly demanding task. Due to the tunnel's characteristics, such as its considerable length and repetitive geometry, the inspection process is labor-intensive, prone to human error, and, because of time constraints, makes precise documentation difficult. To address these challenges, we employ automated detection supported by machine learning techniques. Within the tunnel digital twin, the automated detection pipeline is divided into two main tasks: identifying tunnel elements through object detection and defect detection through a multi-step machine learning approach.

Object detection focuses on recognizing larger tunnel components such as lighting fixtures, signage, markings, and other elements found in the tunnel infrastructure (Figure 4). This task is performed by machine learning models from the object detection domain, such as the You Only Look Once (YOLO) models [8]. These operate on down-scaled versions of the captured images, enabling uncropped-image processing within the limitations of current computational resources. The output consists of bounding boxes that mark detected elements along with the label of their associated object type [9]. These results are then used to place labelled point markers at the center of each bounding box, providing both spatial localization and semantic classification of objects within the tunnel environment.

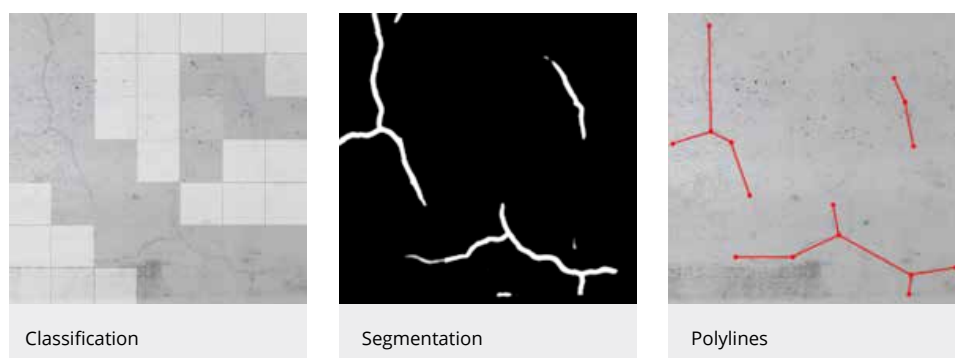
Defect detection, in contrast, requires a different approach, primarily due to the difference in identification targets, such as concrete cracks, crack repairs, delamination, and similar types of structural damage. These defects are typically thin and spread over large surfaces, making bounding-box methods insufficient for this purpose.

Fig. 4: Examples of object detection of typical elements in the tunnel.



Instead, the goal is to extract accurate line and area-based representations, which also enable precise tracking of damage progression over time. To achieve this, the system employs a multi-step workflow. First, high-resolution images are divided into smaller patches to ensure manageable processing loads during both training and inference. Next, an initial model performs classification to filter between patches that contain defects and those that do not. This filtering step significantly reduces the number of patches passed to the second stage, since the majority contain undamaged concrete and would be inefficient to process further. In the second step, a pixel-level segmentation model is applied. This model produces binary masks that isolate damaged regions with pixel-level accuracy. Finally, these masks are converted into labelled polylines (Figure 5), capturing both the spatial geometry and the specific type of detected defects.

Fig. 5: Results for each step in the defect detection pipeline.



Since all original images are georeferenced, the detected objects and defects can be projected directly into the 3D space of the digital twin model. This is accomplished by transforming positions from local image coordinates to global coordinates, which enables precise mapping of the detections onto the 3D tunnel representation. In this way, automated detection enriches the digital twin with labelled elements and surface-level defect data. While the results are promising, there are some limitations due to lighting conditions, stained and contaminated surface, and the varying visual characteristics of different tunnels, all of which affect performance and are the focus of ongoing work.

2.3 Digital twin platform

Tunnel Twin is a web-based 3D visualization platform powered by Three.js for immersive inspection of captured tunnel environments. It can import and visualize both 3D models described in chapter 2.1 and project results from automated detection described in chapter 2.2. Users can then navigate along the tunnel alignment, interactively explore the scene, and append custom data to any tunnel feature – e.g., segments, rings, assets, or individual defects (Figure 6). This data enrichment can include adding attributes, links, documents, photos, and tags.

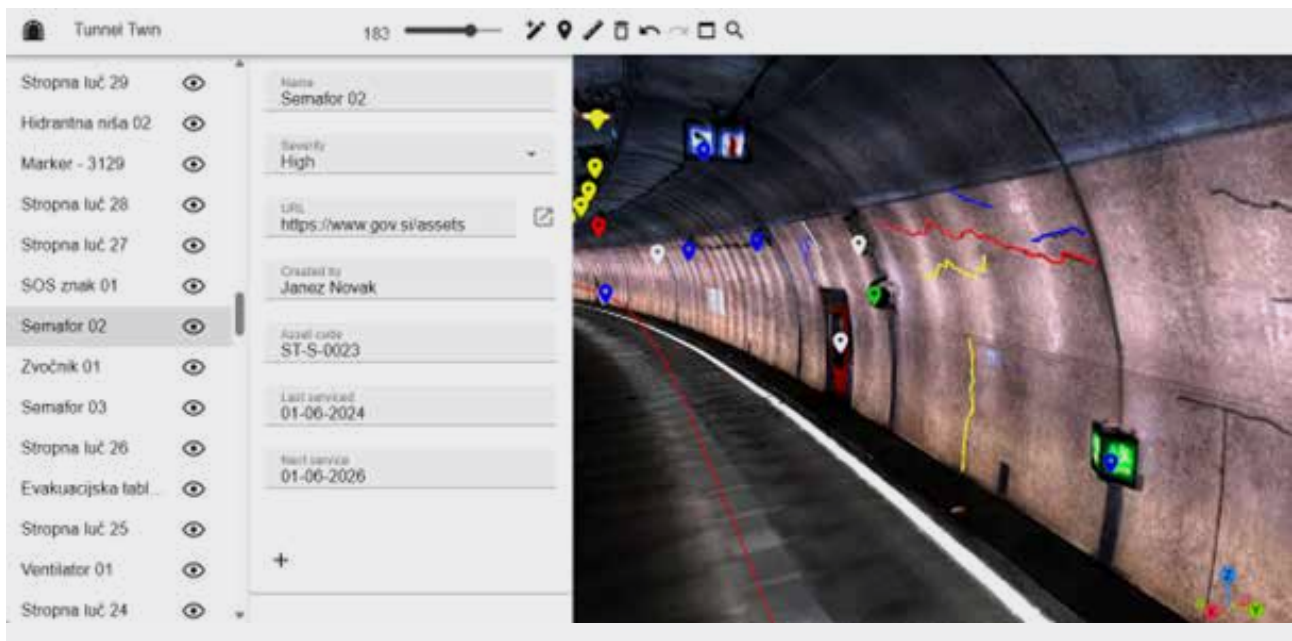


Fig. 6: Tunnel Twin 3D platform with detected assets and damages and their attributes

The platform also lets users interact with the 3D tunnel geometry and interactively create additional points, lines or polylines and attach new data to them which reduces time in the field by enabling precise and controlled office work. It is also crucial that users can easily access the original photographs from inside of the tunnel model and are able to perform the same operations as on a 3D model (Figure 7).

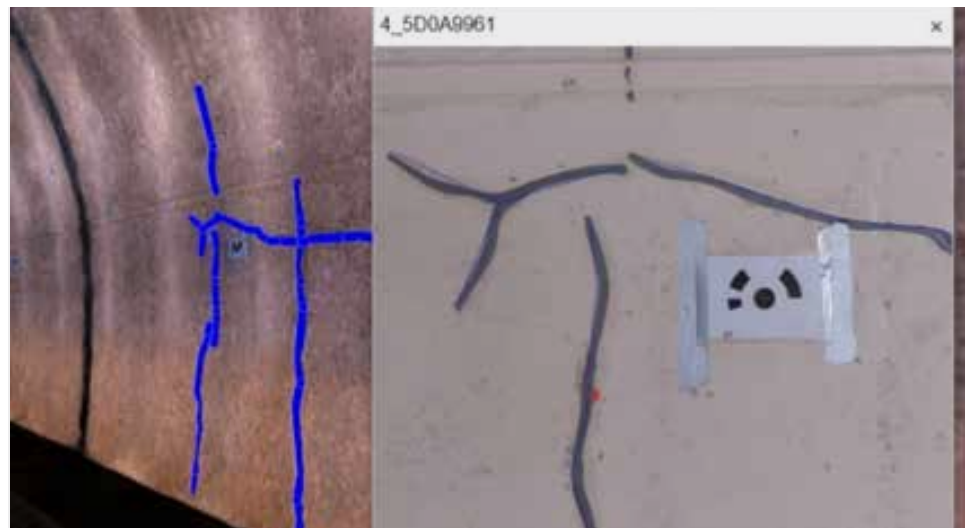


Fig. 7: Input and visualisations of assets and damages on the 3D model and original photographs

Additionally, a built-in search and filtering engine enables fast queries on all the geometric assets, be they the result of automated or manual processes, and their user-defined attributes. This streamlines inspection workflows, maintenance planning, and data-driven decision making. Besides these core operations the platform, due to its modular nature, can be expanded to include client-specific tools or workflows such as external database connections, inclusion of BIM models, detailed crack analysis results, time-lapse comparison of the tunnel, and similar.

3. CONCLUSIONS

The proposed digital twin solution for tunnels establishes a comprehensive framework that streamlines the entire inspection workflow, from data capture to actionable outcomes. Unlike traditional manual inspections, this process is transparent, objective, and more robust because it reduces dependence on time constraints and subjective human interpretation during fieldwork.

In addition, the system provides flexibility by enabling the display, import, or export of digital, high-resolution, georeferenced results in various formats. This creates a dynamic, continuously evolving digital archive that can be enriched with new data over time. This offers opportunities for deeper integration with long-term analyses, comparative studies, and infrastructure management, extending far beyond the limitations of static reporting. Furthermore, the framework opens up opportunities for predictive analytics and decision support systems, supporting new pathways for intelligent infrastructure management.

The tunnel digital twin shifts the focus from fragmented, labour-intensive in-field inspections to integrated, scalable, data-driven tunnel management, significantly strengthening inspection accuracy and long-term reliability.

References

- [1] JANISZEWSKI M., TORKAN M., UOTINEN L., and RINNE M. (2022), "Rapid Photogrammetry with a 360-Degree Camera for Tunnel Mapping", *Remote Sensing*, Vol. 14, No. 21, pp. 5494.
- [2] FANG K., DONG A., TANG H., MIAO M., AN P., ZHANG B., and JIA S. (2023), "3D tunnel reconstruction and visualization through multi-smartphone photogrammetry", *Measurement*, Vol. 223, 2023, pp. 113764.
- [3] DENG W., MOU Y., KASHIWA T., ESCALERA S., NAGAI K., NAKAYAMA K., MATSUO Y., and PRENDINGER H. (2020), "Vision based pixel-level bridge structural damage detection using a link ASPP network", *Automation in Construction*, Vol. 110, 2020, pp. 102973.
- [4] MA N., FAN J., WANG W., WU J., JIANG Y., XIE L., and FAN R. (2022), "Computer vision for road imaging and pothole detection: a state-of-the-art review of systems and algorithms", *Transportation Safety and Environment*, Vol. 4, No. 4, pp. tdac026.
- [5] TABERNIK D., and SKOČAJ D. (2019), "Deep Learning for Large-Scale Traffic-Sign Detection and Recognition", *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, pp. 1–14.
- [6] SHARMA A., KOSASIH E., ZHANG J., BRINTRUP A., and CALINESCU A. (2022), "Digital Twins: State of the art theory and practice, challenges, and open research questions", *Journal of Industrial Information Integration*, Vol. 30, 2022, pp. 100383.
- [7] LI T., LI X., RUI Y., LING J., and others (2024), "Digital twin for intelligent tunnel construction", *Automation in Construction*, Vol. 158, 2024, pp. 105210.
- [8] REDMON J., DIVVALA S., GIRSHICK R., and FARHADI A. (2016), "You Only Look Once: Unified, Real-Time Object Detection", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR)*, 2016, pp. 779–788.
- [9] BENALI AMJOU D. A., and AMROUCH M. (2023), "Object Detection Using Deep Learning, CNNs and Vision Transformers: A Review", *IEEE Access*, Vol. 11, 2023, pp. 35479–35516.

TOPIC 6

**UPORABA TEHNOLOGIJE
OBOGATENE RESNIČNOSTI
V PREDORIH**

**USING AUGMENTED REALITY
TECHNOLOGY IN TUNNELS**

Uporaba tehnologije obogatene resničnosti v predorih

dr. Tilen Urbančiču, univ. dipl. inž. geod.

Geotočka d.o.o. | Tehnološki park 24, Ljubljana, Slovenija

Mail: tilen.urbancic@geotocka.si

Tilen Čuk, dipl. inž. geod.

Geotočka d.o.o. | Tehnološki park24, Ljubljana, Slovenija

Mail: tilen.cuk@geotocka.si

Sandi Naglič, abs. arh.

24 Geotočka d.o.o. | Tehnološki park24, Ljubljana, Slovenija

Mail: sandi.naglic@geotocka.si

Jaka Gorišek mag., inž. geod. in geoinf.

DARS d.d. | Ulica XIV. Divizije 4, Celje, Slovenija

Mail: jaka.gorisek@dars.si

Abstract

Spatial data from remote sensing acquisitions and modern technologies for their inspection have become an increasingly important element in the construction and maintenance of the built environment over the last decade. In the case of tunnels, this trend can be traced both in monitoring the quality of the executed phases during construction and for the needs of tunnel condition inspection and consequently maintenance during operation. In this paper we will present augmented reality technology and the experience of its application in two cases. Based on the facts obtained, the main advantages and disadvantages of using this type of technology and the possibilities for the future will be outlined.

Keywords: augmented reality, tunnel construction, tunnel maintenance, BIM, digital twin

Povzetek

Prostorski podatki zajemov daljinskega zaznavanja in sodobne tehnologije za njihovo pregledovanje so v zadnjem desetletju vse pogostejše pomembne člen pri gradnji in vzdrževanju grajenega okolja. V primeru predorov ta trend lahko zasledujemo tako pri spremljanju kakovosti izvedenih faz v času gradnje kot za potrebe pregledov stanja predorov in posledično vzdrževanja v času obratovanja. V prispevku bomo predstavili možnost uporabe projektiranih podatkov ter terensko zajetih 3D prostorskih podatkov v kombinaciji s tehnologijo obogatene resničnosti. Na osnovi opravljenih testov predstavljamo izkušnje uporabe AR sistema na primeru faze gradnje ter faze upravljanja in vzdrževanja. Na osnovi ugotovljenih dejstev izpostavljamo glavne prednosti in slabosti uporabe tovrstne tehnologije ter priložnosti AR sistemov v prihodnje.

Ključne besede: obogatena resničnost, predorogradnja, vzdrževanje predorov, BIM, digitalni dvojček

1. UVOD

Obogatena resničnost (angl. Augmented Reality – AR) je tehnologija, ki omogoča nadgradnjo resničnega sveta z digitalnimi informacijami v realnem času [1]. Uporabniki AR lahko doživijo izboljšane informacije stanja v naravi na osnovi informacij virtualnih modelov in drugih prostorskih informacij. Le-te se lahko uporabijo za pomoč kadru na gradbiščih ali že zgrajenih objektih [2]. Začetki testiranj in raziskav s področja uvajanja AR pri gradnji ali spremljanju gradbeno inženirskih objektov so stari do približno tri dekade. Na področju pregledov mostov so avtorji v [3] npr. predlagali metodo za obogatitev kontekstualnih informacij in podatkov o vzdrževanju. Webster in sod. [4] so predstavili sistem, ki prikazuje potencial AR pri pomoči vzdrževalnim delavcem, da se pri izkopnih delih izognejo že zgrajeni podzemni infrastrukturi.

V splošnem lahko ugotovimo, da je področje uporabe AR v gradbeništvu še vedno v fazi razvoja. Prve rešitve so temeljile na konceptualnih pristopih [5, 6, 7]. Potencial uporabnosti AR v gradbeništvu so raziskovali in ocenjevali tudi slovenski raziskovalci [8]. Razvoj sistemov, izkušnje iz laboratorijskega okolja in vse pogostejše vključevanje strokovnjakov iz različnih področij so omogočili, da se je podpora AR začela omenjati tudi na področju predorogradnje in vzdrževanja predorov [9, 10].

V svetovnem merilu velja, da je gradbena industrija v zadnjih letih doživela pomemben napredek, pri čemer se je AR pojavila kot transformativna tehnologija. Z dodajanjem digitalnih informacij fizičnemu okolju lahko AR poenostavi postopke dokumentiranja, saj omogoča zajemanje in vizualizacijo podatkov v realnem času. V literaturi zasledimo, da lahko potencialni časovni prihranki v dnevnih procesih dokumentiranja z uvedbo digitalnih sistemov dosežejo kar 87 % [11].

Melnyk in sod. [10] ugotavljajo, da je razlog za počasen napredek uporabe AR v predorih omejena dostopnost in inherentna kompleksnost uporabe AR v takšnih okoljih. V omenjeni raziskavi so predstavili študijo primera, katere cilj je bil oceniti praktičnost integracije tehnologije AR v procese gradnje predorov in oceniti uporabnost takrat razpoložljive strojne opreme.

Razvoj tako strojne kot programske opreme s področja uporabe AR je torej v zadnjih letih vse hitrejši. Uporaba mobilnih naprav ali specializiranih orodij omogoča prikaz digitalnih modelov neposredno na terenu, kar zagotavlja sprotno preverjanje skladnosti izvedbe, hitrejša odkri-

vanje napak ter boljšo dokumentacijo napredka projekta. Tehnologija prispeva tudi k večji transparentnosti in zmanjšanju napak že v zgodnjih fazah izvedbe. Čeprav AR ni povsem nova, šele danes ponuja dovolj intuitivno uporabniško izkušnjo in zmogljivosti, da postaja uporabna v praksi. V prispevku predstavljamo našo izkušnjo uporabe AR na primeru stare in nove cevi predora Karavanke.

2. UPORABLJENE METODE

V tem poglavju predstavljamo uporabljeni programsko in strojno opremo ter delovišči, kjer smo izvedli praktičen del.

2.1 Sistem Trimble SiteVision

Za izvajanje testiranj smo uporabili sodoben sistem Trimble SiteVision, ki omogoča vizualizacijo digitalnih 3D prostorskih podatkov neposredno na terenu. Za uporabo sistema ustvarimo v programu Trimble Connect projekt z vsemi podatki oz. modeli, ki jih potrebujemo za terensko delo. Pomembne nastavitve projekta so poleg lokacije projekta in samih modelov ali drugih geodetskih podlag tudi ustrezno izbran ravninski in višinski koordinatni sistem. Sistem po ustrezni predhodni obdelavi in pripravi georeferenciranih rezultatov daljinske zaznave (npr. fotogrametrični zajem, terestrično lasersko skeniranje,...) ali projektiranih 3D modelov omogoča enostavno postavitve modelov v fizičnem prostoru. To je v primeru gradbeno inženirskih objektov kot je npr. predor ključno zaradi kompleksnosti okolja in omejene dostopnosti GNSS signala. Kot smo že omenili je pomembno, da so vsi podatki točno georeferencirani, saj je le tako omogočena dosledna uporaba enotne koordinatne osnove med digitalnim modelom in realnim okoljem. Če teh pogojev ni, je uporaba AR omejena in nezanesljiva. Za učinkovito uporabo AR z BIM modeli je priporočena uporaba IFC formata v verziji 4.0 ali višje, saj šele od te različice naprej IFC formalno podpira georeferenciranje modelov prek referenčnih koordinatnih osnov.

Trimble SiteVision podobno kot drugi sistemi AR vključuje funkcionalnosti, kot so sprotno spremljanje položaja, povezovanje z različnimi podatkovnimi viri, možnost prikaza atributnih podatkov in podpora za več formatov 3D prostorskih podatkov, kar povečuje uporabnost v vseh fazah projekta. Omogoča tudi beleženje opažanj na terenu, kar prispeva k boljši sledljivosti izvedenih del.

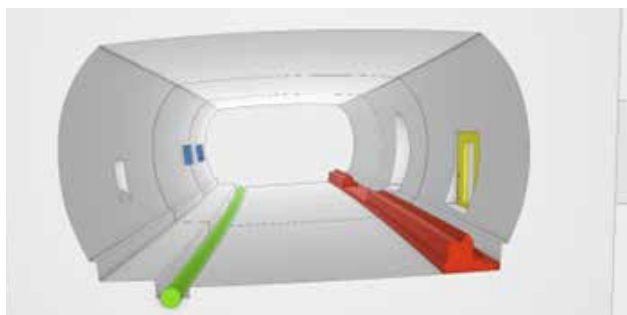
Dodatno velja omeniti, da je Trimble SiteVision posebej prilagojen za uporabo v okoljih z omejeno dostopnostjo GNSS signala, kot so predori, kjer satelitski signal ni dostopen zaradi zaprtosti prostora. V teh primerih sistem uporablja QR kode za notranje pozicioniranje, ki služijo kot fizične referenčne točke za določitev natančnega položaja v prostoru. Z vnaprej izmerjenimi lokacijami QR kod sistem določi in ohranja pravilno orientacijo in pozicioniranje modelov, kar je ključno za učinkovito uporabo AR.

2.2 Testni območji – predor Karavanke

Da bi preverili uporabnost AR v različnih okoliščinah, smo izbrali dva primera ni sicer odseka v novi in stari cevi Karavanškega predora. Prvi primer je bil osredotočen na fazo gradnje z BIM projektom, drugi pa na preverjanje modela dejanskega stanja. S tem smo želeli preveriti uporabo AR tehnologije v fazi gradnje predora – od začetnih faz načrtovanja in izvedbe do vzdrževanja obstoječe infrastrukture.

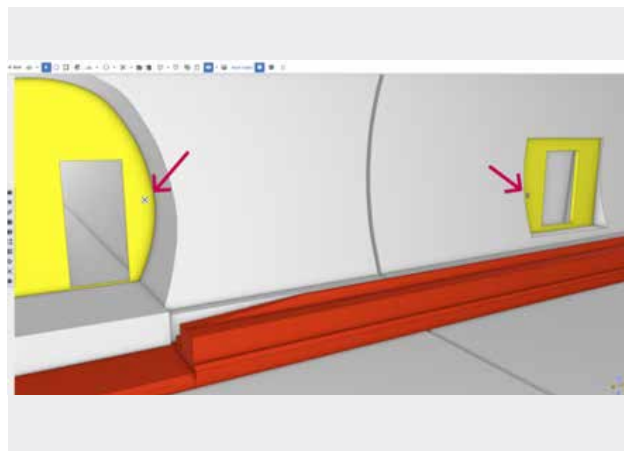
2.2.1 Vzhodna cev predora Karavanke – čas gradnje

Projekt druge cevi Karavanškega predora predstavlja pomembno infrastrukturno investicijo, kjer je bil celoten projekt načrtovan v BIM okolju (Slika 1), kar omogoča celovit digitalni prikaz vseh gradbenih elementov. To nam je omogočilo natančno preverjanje skladnosti med digitalnim modelom in dejansko izvedbo na terenu, kar je ključno za doseganje visoke kakovosti gradnje.



Slika 1: Izsek podatkov in BIM modela vzhodne cevi predora Karavanke

Med testiranjem smo uporabili georeferenciran IFC model in sistem QR kod (Slika 2) za natančno notranje pozicioniranje ter izvedli večfazne preglede lokacij in poteka ključnih komponent, kot so sekundarna obloga, namestitve komunalnih vodov, odvodnjavanje, elektroinstalacije in varnostna oprema.



Slika 2: Lokacije QR kod v programu oz. projektu Trimble Connect.

2.2.2 Zahodna cev predora Karavanke – čas upravljanja in vzdrževanja

Za obstoječo cev Karavanškega predora smo se najprej odločili, da za potrebe preizkusa obogatene resničnosti izdelamo poenostavljen digitalni dvojček predora. To odločitev smo sprejeli, ker za obstoječi predor ni bilo na voljo obstoječih 3D podatkov ali BIM dokumentacije, ki bi omogočila neposredno uporabo AR tehnologije. Da bi zagotovili podatkovno osnovo, smo izvedli zajem s tehnologijo terestričnega laserskega skeniranja (TLS), ki je metoda za visoko natančen zajem prostorskih podatkov. Postopek zajema je vključeval pripravo delovišča z oslonilnimi točkami za georeferenciranje in izvedbo skeniranja iz več zaporednih stojišč na izbranem 100-metrskem odseku predora. Po zajemu smo podatke obdelali (filtrirali, registrirali in georeferencirali) in pripravili za izdelavo 3D modela ključne infrastrukture (primarna obloga, cestišče, signalizacija). Za uporabo v AR okolju smo ga izvozili v IFC format.



Slika 3: Prekrivanje IFC modela zahodne predorske cevi predora Karavanke z dejanskim stanjem.

Cilj testiranja je bil ugotoviti natančnost in stabilnost AR sistema v odvisnosti od razporeditve oz. oddaljenosti QR kod. Kakovost smo med terenskim delom ocenjevali z izmero odstopanj pri natančni primerjavi med digitalnim modelom dejanskega stanja in realnim stanjem v predoru. Pozornost smo namenili preverjanju točnosti pozicioniranja, vizualizaciji ključnih elementov ter preizkušanju stabilnosti sistema na daljših razdaljah.

3. DELO NA TERENU

Večkrat omenjena posebnost pozicioniranja z AR sistemi v podzemnih prostorih je uporaba ustreznih oslonilnih točk. V primeru uporabljenega sistema uprabo namenske QR kode. Kode se predhodno namesti na območju, kjer želimo uporabljati sodobne rešitve AR tehnologije. Vsem QR kodam je potrebno na specifičnem mestu določiti koordinate v izbranem projektnem koordinatnem sistemu. Na ta način zagotovimo usklajenost koordinatnih sistemov projektnih modelov oz. podatkov. V našem primeru smo za georeferenciranje uprabili pradhodno vzpostavljeno geodetsko mrežo v posamezni predorski cevi in 3D koordinate točk določili s tahimetrično izmero. Pred uporabo AR sistema na terenu je potrebno v vmesni fazi vzpostavljene QR kode v predoru glede na koordinate uvoziti oz. vnesti v projekt v programu Trimble Connect in pripravljene podatke pripraviti na izbranem orodju, ki podpira uporabo AR tehnologije.

Neposredna uporaba na terenu vključuje naslednje korake:

- namestitev pripravljenih fizičnih QR kod na korektno koordinatno pozicijo na terenu (Slika 4),
- navezava in umestitev 3D modela s pomočjo nameščenih QR kod in izbranega orodja (Slika 4),
- pravilna uporaba orodja in AR tehnologije omogoča korektno projiciranje in strukturiran pregled 3D modela in podatkov na terenu (Slika 5),

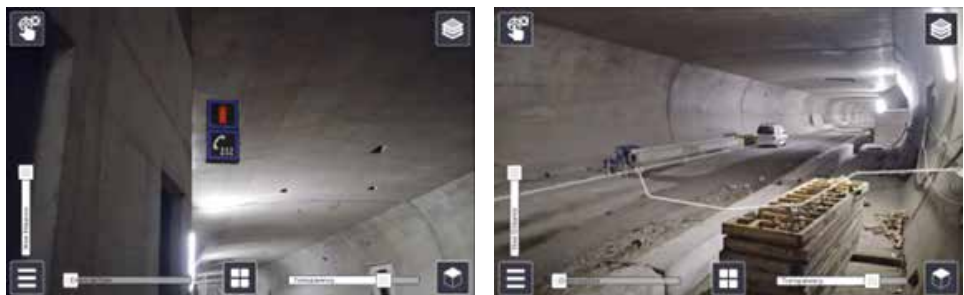
Slika 4: Uporaba QR kod.

- a) Nameščena QR koda v predoru pred prepoznavo.
- b) Prepoznana QR koda po georeferenciranju pred pripravljenega 3D modela.



Slika 5: Uporaba AR sistema na terenu:

- a) Pogled na predvideno oz. projektirano lokacijo signala v predoru;
- b) Potek dela komunalne infrastrukture v 3D modelu in predoru v času gradnje.



- med uporabo na terenu nam tehnologija omogoča poleg pregleda 3D in 2D podatkov, tudi vnašanje novih prostorskih komentarjev, fotografij, meritev dimenzij okolja, označevanje napak, ipd., ki se avtomatsko sinhronizirajo s pomočjo oblčnih sistemov in so dostopne v pregled ostalim uporabnikom projekta v skupnem podatkovnem okolju, ker omogoča hitro in zanesljivo koordinacijo na projektu.

4. REZULTATI IN RAZPRAVA

Ugotovili smo, da uporaba AR pripomore k lažjemu razumevanju projekta, saj vizualna predstavitev na terenu olajša interpretacijo načrtov in usklajevanje med različnimi izvajalci. AR se je izkazala kot pripomoček za boljše skupinsko razumevanje projektne dokumentacije in učinkovitejše reševanje morebitnih neskladnosti v realnem času. Ugotovili smo tudi, da je AR predvsem koristen dopolnilni pripomoček, ki olajša razumevanje projektnih rešitev in prispeva k hitrejšemu preverjanju skladnosti gradnje.

Rezultati so potrdili, da AR omogoča ne le vizualizacijo, temveč tudi podporo pri načrtovanju vzdrževalnih del in dolgoročnem spremljanju stanja objekta. Ključno je bilo, da QR kode zagotavljajo stabilno in ponovljivo umeščanje modelov. Ugotovili smo, da uporaba poenostavljenega digitalnega dvojčka omogoča dovolj kakovostno vizualizacijo za osnovne nadzorne in vzdrževalne namene, čeprav za natančne tehnične analize priporočamo čim bolj detajlne modele. AR prispeva tudi k boljšemu razumevanju strukture ter olajša komunikacijo med upravljavci infrastrukture in izvajalci del.

Izvedba priprave podatkov in uporaba AR v opisanih primerih so zelo spodbudni. Povprečna natančnost poravnave modelov je bila med 5 cm in 20 cm, kar je zadostovalo za učinkovito preverjanje skladnosti. Vizualizacija je bila stabilna tudi v slabših svetlobnih pogojih in na daljših razdaljah. Tehnologija po pričakovanjih omogoča odkrivanje napak in sprotno preverjanje izvedenih del.

Poleg pozitivnih vidikov smo identificirali tudi nekatere omejitve sistema. Za optimalno delovanje sistema sta bili na vsaki kampadi nameščeni koordinatno določeni vsaj dve QR kodi. V tem primeru je bila zagotovljeno natančno pozicioniranje (več QR kod omogoča boljšo orientacijo) in stabilnost prikaza. Izpostaviti velja tudi dejstvo, da veliko omejitev pri uporabi AR sistema predstavljajo kompleksne geometrijske oblike objekta

ter zelo ozki prostori, kjer je zaznavanje QR kod oteženo. Izkazalo se je, da sistem deluje zanesljivo kadar je maksimalna razdalja med QR kodami je približno 10 m. V primeru večkratne uporabe sistema AR je smiselno zagotoviti permanentno postavitev QR kod.

Na osnovi izkušenj ugotavljamo in potrjujemo, da lahko uvedba AR tehnologije prinaša številne koristi investitorjem, izvajalcem, nadzoru in drugim zainteresiranim udeležencem v gradbenih procesih. Te se nanašajo na čas gradnje in obdobje upravljanja in vzdrževanja. Poleg očitnih koristi vizualizacije ocenjujemo, da ima lahko AR pomembno vlogo pri večji varnosti, transparentnosti in dolgoročnem vzdrževanju infrastrukture.

Kot najpomembnejše koristi v času gradnje prepoznavamo večjo preglednost in nadzor nad izvajanjem del:

-
- ➔ Večja preglednost in nadzor nad izvajanjem del: AR omogoča sproti vpogled v napredek del in vizualno primerjavo načrtovanih elementov z dejansko izvedbo, kar zmanjšuje verjetnost napak.
-
- ➔ Zmanjšanje napak in odstopanj: Zaradi vizualne podpore lahko izvajalci hitro zaznajo napake in odstopanja že v zgodnjih fazah gradnje, kar omogoča pravočasne popravke in preprečuje zamude.
-
- ➔ Hitrejše odločanje in učinkovita komunikacija: Digitalni prikaz projektnih rešitev neposredno na terenu olajša razumevanje kompleksnih detajlov, kar omogoča hitrejše sprejemanje odločitev in izboljšano komunikacijo med vsemi deležniki.
-
- ➔ Sprotno beleženje in dokumentiranje izvedenih del: Omogoča digitalno shranjevanje opažanj in fotografij, kar izboljša sledljivost in natančnost projektne dokumentacije.
-
- ➔ Povečana varnost: Z boljšo vizualizacijo kritičnih območij in faz izvedbe pripomore k boljši pripravi in varnemu delu na terenu.
-

Za čas upravljanja in vzdrževanja predorov na osnovi izvedenih testov ter izkušenj iz podobnih primerov uporabe AR kot koristi za investitorja vidimo:

-
- Enostaven dostop do podatkov o skritih inštalacijah: AR omogoča hitro lociranje skritih infrastrukturnih elementov brez potrebe po dodatnih izkopih ali rušenjih.
-
- Večja učinkovitost vzdrževalnih del: Vzdrževalne ekipe lahko sproti preverjajo stanje objektov in načrtujejo posege na podlagi vizualizacije dejanskega stanja.
-
- Podpora pri izvajanju vzdrževalnih del, kot je npr. čiščenje kanalizacijskih cevi cestiščne kanalizacije preko prikaza ključnih detajlov podzemnega sistema odvodnje.
-
- Podpora pri kriznih dogodkih: V nujnih primerih omogoča hiter vpogled v ključne dele objekta, kar pospeši odzivni čas in izboljša varnost.
-
- Dolgotrajno spremljanje stanja: AR lahko postane del pametne infrastrukture, ki omogoča stalno spremljanje in arhiviranje stanja objektov ter povezovanje z drugimi sistemi (npr. senzorji za zaznavanje poškodb).
-
- Podpora pri izvajanju rednih/izrednih pregledov objektov pri zaznavanju napredovanja poškodb glede na pretekle preglede.
-
- Usposabljanje osebja: AR omogoča realistične simulacije in usposabljanje novih ekip v realnem okolju brez tveganj za varnost ali poškodbe infrastrukture.
-
- Prikazovanje lokacij in informacij o fizičnih sredstvih (an. asset management) v življenjskem ciklu objekta.
-

AR tehnologija torej ne le izboljšuje trenutno izvajanje del, ampak postavlja temelje za digitalno upravljanje objektov skozi celoten življenjski cikel, kar pomeni dolgoročne prihranke in večjo varnost infrastrukture.

To zagotavlja polno izkoriščanje potenciala AR in drugih naprednih tehnologij ter dolgoročno izboljšuje kakovost in učinkovitost gradbenih procesov.

5. ZAKLJUČEK

BIM metodologija in uporaba odprtega standarda IFC predstavljata hrbtenico sodobnega digitalnega gradbeništva. Ključno je, da so projekti zasnovani v BIM okolju in zapisani v ustreznem formatu IFC, saj šele od te različice naprej IFC omogoča formalno georeferenciranje modelov in s tem natančno umeščanje v prostorski koordinatni sistem. To je osnova za uspešno uporabo AR, saj brez georeferenciranih podatkov tehnologija ne more zagotoviti zanesljive vizualizacije in preverjanja skladnosti na terenu. Pomembno je poudariti, da tudi če so projekti pripravljeni v BIM okolju, mora biti dokumentacija ves čas ažurna in skladna z dejanskim stanjem na terenu ter kar je najpomembneje, pravilno georeferencirana. BIM modeli, ki niso vzdrževani, hitro izgubijo svojo uporabno vrednost za AR, saj lahko vodijo do napačnih interpretacij in odločitev. Še posebej za obstoječo infrastrukturo, kjer BIM dokumentacija ne obstaja, je izdelava digitalnih dvojčkov ključni predpogoj za uvedbo AR. Poleg tega je ključno, da vsi deležniki, ki uporabljajo AR, dosežejo konsenz o tem, kateri podatki morajo biti ažurni in vzdrževani. Vsaka sprememba v realnem okolju, ki ni zabeležena v digitalnem modelu, zmanjšuje zanesljivost AR prikaza. Zato je treba jasno določiti, kateri elementi imajo praktično vrednost za uporabo (npr. konstrukcijski elementi, inštalacije, varnostna oprema) in kateri podatki so manj kritični. Uporabniki AR morajo imeti jasen vpogled v kakovost in zanesljivost podatkov, s katerimi delajo, saj je to ključni dejavnik pri sprejemanju odločitev na podlagi prikazanih informacij.

Za predore ali druge objekte, kjer dokumentacija v BIM/IFC obliki še ne obstaja, je predpogoj za uporabo AR izdelava digitalnega dvojčka. To pomeni, da je treba najprej izvesti natančen zajem podatkov (npr. s TLS ali drugimi metodami) in na podlagi teh podatkov izdelati digitalni model, ki omogoča nadaljnjo uporabo v AR okoljih. Pomembno je tudi, da so vsi vpleteni deležniki dobro usposobljeni za delo s temi sistemi, saj pravilna implementacija in vzdrževanje georeferenciranih podatkov zahtevata strokovno znanje in natančnost v vseh fazah projekta. Na splošno smo ugotovili, da je AR izredno učinkovit pripomoček za vizualizacijo in lažje razumevanje projekta ter da predstavlja primeren pristop za podporo komunikaciji med deležniki.

Smiselno bi bilo tudi preučiti stabilnosti prikaza glede na uporabljeno mobilno napravo (tablice, telefoni ipd.). Primerjava različnih naprav in njihovih IMU-senzorjev bo pokazala, kako strojna oprema vpliva na natančnost in časovno stabilnost AR prikaza v predoru. Od tega je odvisno tudi število ter primeren položaj QR kod, ki mora-jo zagotoviti zanesljivo pokritje celotnega predora. Za oblikovanje ustreznih smernic bodo zato potrebne dodatne analize in testiranja, ki bodo opredelila optimalno kombinacijo strojne opreme in razporeditve QR kod.

Naše testiranja AR v predorih potrjuje velik potencial te tehnologije za prihodnost gradbeništva.

To vključuje podrobno načrtovanje, izvedbo zajema podatkov in izdelavo georeferenciranih modelov, ki omogočajo kakovostno vizualizacijo in podporo pri upravljanju objektov. V prihodnosti bi bilo smiselno razviti standardizirane protokole za vzdrževanje BIM modelov in digitalnih dvojčkov ter okrepiti povezavo med AR in pametnimi senzorji za sprotno spremljanje stanja infrastrukture. Tako bo AR resnično lahko postala temelj digitalne preobrazbe v gradbeništvu.

Reference

- [1] WANG X. (2013), "Augmented reality in built environment: classification and implications for future research", *Automation in Construction*, Vol. 30, pp. 1-13.
- [2] GOLPARVAR-FARD M., PENA-MORA F., SAVARESE S. (2009), "D4 AR – A 4-dimensional augmented reality model for automating construction progress monitoring data collection, processing and communication", *Journal of Information Technology in Construction*, Vol. 14, pp. 129-153.
- [3] HAMMAD A., GARRETT J.H., KARIMI H. (2004), "Location-based Computing for Infrastructure Field Tasks", *Telegeoinformatics: Location-based Computing and Services*, pp. 287-314.
- [4] WEBSTER A., FEINER S., MACINTYRE B., MASSIE W., KRUEGER T. (1996), (2004). "Augmented reality in architectural construction, inspection and renovation", *Proc., 3rd Congress on Computing in Civil Engineering*, ASCE, Reston, VA., pp. 913-919.
- [5] WANG X. (2007), "Agent-based augmented reality system for urban design: framework and experimentation", *International Conference on the Association for Computer-Aided Architectural Design Research in Asia*.
- [6] HOU L., WANG X. (2011), "Experimental Framework for Evaluating Cognitive Workload of Using AR System in General Assembly Task", *International Association for Automation and Robotics in Construction*, Seoul, Korea, pp. 625-630.
- [7] MACHADO L. R., VILELA C. (2020), "Conceptual framework for integrating BIM and augmented reality in construction management", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 26, No. 1, pp. 83-94.
- [8] MEŽA S., TURK Ž., DOLENC, M. (2015), "Measuring the potential of augmented reality in civil engineering", *Advances in Engineering Software*, Vol. 90, pp. 1-10.
- [9] ZHOU Y., LUO H., YNAG Y. (2017), "Implementation of augmented reality for segment displacement inspection during tunneling construction", *Automation in Construction*, pp. 112-121.
- [10] MELNYK O., HUYNAMAJER M., FENZL D., HUEMER C., WENIGHOFER R., MAZAK-HUEMER A. (2024), "Augmented reality for enhanced documentation and anchor inspection reporting in conventional tunnelling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 153, pp. 106040.
- [11] WINKLER L. (2020), "Digitales Datenmanagement für Injektionsarbeiten", Ph.D. thesis, TU Wien, pp. 306.

TOPIC 7

**GEOLOŠKO-GEOMEHANSKE
PREISKAVE ZA POTREBE OBNOVE
OBSTOJEČIH ŽELEZNIŠKIH
PREDOROV: PRIMER PREDORA
VINTGAR**

Geološko-geomehanske preiskave za potrebe obnove obstoječih železniških predorov: primer predora Vintgar

IRGO CONSULTING D.O.O.,
Oddelek za inženirsko geologijo, Slovenčeva ulica 93, 1000 Ljubljana, Slovenija

Klara Ocepek, mag. inž. geol.
Mail: klara.ocepek@irgo.si

Anej Braniselj, mag. inž. geol.
Mail: anej.braniselj@irgo.si

dr. Nina Jurečič, univ. dipl. inž. geol.
Mail: nina.jurecic@irgo.si

Abstract

The Vintgar Tunnel (L=1181.29 m) is the third tunnel along the Jesenice–Podhom railway route. For the tunnel's renovation project documentation, geological and geomechanical investigations were carried out. Based on the results of the investigations, a geological and geomechanical model was prepared. The purpose of the investigations was to determine the structure of invert, the thickness of the tunnel lining, and to analyse the lithological structures, discontinuities, and hydrogeological influences. Since the tunnel was built over 100 years ago, no usable documentation was available, and conducting investigations within the railway corridor also presented an additional challenge. In this paper, we aim to present an example of the preparation of geological and geomechanical model for older existing tunnels in relation to the specific challenges of working within railway areas.

Keywords: Vintgar Tunnel, GG investigations, lining condition geological conditions

Povzetek

Predor Vintgar (L=1181,29 m) je tretji predor na trasi Jesenice–Bohinjska Bistrica. Za potrebe priprave projektne dokumentacije sanacije predora so bile izvedene geološko geomehanske in hidrogeološke preiskave, na podlagi katerih se je pripravil geološko geotehnični model predora. Namen preiskav je bila določitev sestave talnega oboka, debeline obloge ter analiza litološke zgradbe, diskontinuitet in hidrogeoloških vplivov. Ker je bil predor zgrajen pred več kot 100 leti, uporabne dokumentacije ni bilo, prav tako je predstavljala izziv izvedba preiskav v območju tirov. V prispevku želimo prikazati, primer priprave geološko geomehanskega modela za starejše obstoječe predore v povezavi s specifikom del v železniškem območju.

Ključne besede: Predor Vintgar, GG preiskave, stanje obloge, geološke razmere

1. UVOD

V Sloveniji se v zadnjem času intenzivno izvajajo sanacije dotrajane železniške infrastrukture. K temu prispevajo večje prometne obremenitve, strožji varnostni predpisi ter potreba po višjih hitrostih vlakov za zagotavljanje boljše pretočnosti prometa. Zaradi razgibane geomorfologije je na slovenskih železniških trasah veliko predorov, ki pa zaradi staranja gradbenih materialov ali neustreznih pogojev za varen in nemoten promet zahtevajo obsežnejšo obnovo.

Železniški odsek Jesenice-Bohinjska Bistrica je del regionalne železniške proge št. 70 Jesenice-Sežana in se začne na železniški postaji Jesenice v km 0+291 (kr. 2 Jesenice) in konča pred železniško postajo Bohinjska Bistrica v km 27+645 (kr. 1 Bohinjska Bistrica). Odsek je bil zgrajen in predan prometu leta 1906. Proga na tem odseku poteka skozi sedem predorov, za katere je predvidena nadgradnja v sklopu rekonstrukcije omenjenega odseka. Namen nadgradnje je izboljšati varnost, povečati pretočnost in vozne hitrosti ter podaljšati življenjsko dobo objektov.

Predor Vintgar je tretji predor iz smeri Jesenic, z začetkom nad sotesko Vintgar in koncem pred naseljem Podhom. Dolžina predora znaša 1181,29 m in poteka od km 6+189,34 do km 7+370,63. Dolžina predvropa na južnem portalu znaša 8 m, severni portal je brez predvropa. Predor, ki je bil zgrajen leta 1905, je obokan, grajen iz klesanih apnenčevih blokov in nearmiranega betona. Njegova os poteka v naklonu 9,8 ‰, kar omogoča gravitacijsko odvodnjavanje v smeri od severnega proti južnemu portalu. V preteklosti je bil predor večkrat pregledan, mestoma se je vršilo obtrkavanje obloge in odstranjevanje odpadajočih fug. Za potrebe načrtovanja sanacijskih ukrepov, ki bodo predmet nadgradnje, so bile izvedene geološko-geomehanske preiskave. Izvedene so bile z namenom določitve ocene obstoječega stanja, določitve sestave in kakovosti predorske obloge, prisotnosti vode in pregleda geoloških razmer v zaledju. Posebni izzivi pri izvedbi preiskav so izhajali iz dejstva, da so dela potekala v aktivnem železniškem predoru, z razmeroma majhno količino predhodne dokumentacije. To je zahtevalo prilagoditve in uporabo različnih metod za pridobitev ustreznih podatkov. Namen članka je predstaviti vrsto in rezultate geološko-geomehanskih preiskav, na podlagi katerih so bili podani sanacijski ukrepi.

2. TERENSKÉ IN LABORATORIJSKE PREISKAVE

Za potrebe priprave projektne dokumentacije sanacije predora Vintgar je bila izvedena obsežna serija geološko-geomehanskih preiskav, ki so vključevale tako terenske kot laboratorijske metode. Namen preiskav je bil zagotoviti zadostno količino podatkov o sestavi in stanju predorske obloge, geološki sestavi zaledja, hidrogeološkem stanju v predoru in njegovi okolici ter o spodnjem ustroju železniške proge.

Raziskave so obsegale več različnih metod:

- inženirsko-geološko kartiranje celotnega območja predora,
- pregled predorskih portalov,
- geomehanske raziskave obloge (vrtine v boke in teme predora),
- geomehanske vrtine v talni obok ter sondažni razkopi železniške konstrukcije,
- georadarske meritve za določitev debeline obloge in morebitnih votlin,
- laboratorijske analize vzorcev kamnine in betona,
- pregled hidrogeoloških razmer, hidrogeoloških preiskav in pregled odvodnje,
- pregled stanja predorske obloge.

3. OPIS IN REZULTATI TERENSKIH PREISKAV

3.1 Geološke značilnosti območja predora

Najprej je bilo izvedeno inženirsko-geološko kartiranje celotnega območja predora. Kartiranje je zajemalo severni in južni portal ter skalno pobočje nad in okoli predora. Poseben poudarek je bil na litoloških značilnostih, pojavnosti diskontinuitet (razpoke, prelomi), pojavu izcednih voda ter stanju brežin nad portali.

Predor v severnem delu poteka skozi svetlo do temno siv, skladovit do ploščat mikritni apnenec z roženci ladinjske starosti, proti jugu pa preide v skladovit do masiven anizijski dolomit. Meja na nivoju predora ni natančno poznana, glede na razmere na površini pa se verjetno pojavi v severni polovici predora. V skrajnem južnem delu (ca 100 m) predor poteka v pobočnih gruščih. Severni portal je umeščen v strmo skalno steno soteske Vintgar, južni pa v pobočne gruščne nanose. Geološko stanje na obeh portalih je stabilno, ukrepi za sanacijo iz geološkega vidika niso potrebni [1].

3.2 Pregled predorskih portalov

Severni portal predora Vintgar se nahaja v strmem pobočju tik za mostom, ki prečka sotesko Blejski Vintgar. Portal je prikazan na sliki 1 (levo). Kamninsko podlago sestavljajo ploščasti apnenci v plasteh, ki kljub neugodnemu vpadu ostajajo razmeroma stabilni. Občasno se pojavi krušenje manjših blokov, vendar ti zaradi konfiguracije terena ne dosežejo območja portala [1]. Čelna stena portala je zidana iz kamnitih klesancev s krono na vrhu, nad katero se nahaja krajša berma. Na vrhu kamnita obloga dodatno utrjuje brežino nad vhodom v predor. Levo je čelna stena vpeta v skalnato pobočje, desna stran pa je podprta z gravitacijskim zidom v obliki črke »Z«, ki se na skrajnem robu zaključuje s prirezanim krakom, prilagojenim naklonu pobočja. Celoten portal, zlasti območje nad njim in podporni zid, je poraščen, večjih poškodb pa ni opaziti [2].

Južni portal predora je umeščen v vzpenjajoče se pobočje, predvstop pa je z obeh strani zavarovan z gravitacijskima zidovima. Portal je prikazan na sliki 1 (desno). Tako čelna stena kot zidova sta zgrajena iz kamnitih klesancev in veziva. Portal je poraščen, večjih mehanskih poškodb med pregledom ni bilo zaznati. Brežino nad portalom stabilizira kamnita stena, ki je v celoti preraščena. Nad portalom poteka makadamska cesta, na desni strani pa je izveden odvodnjevalni kanal, speljan v kamnit jarek, ki poteka vzdolž trase [2].

Slika 1: Pogled na severno (levo) in južno (desno) portalno konstrukcijo predora
View of the northern (left) and southern (right) portal structure of the tunnel



3.3 Vrtanje v predorsko oblogo

Za določitev stanja predorske obloge je bilo v temenu in bokih izvedenih 30 geomehanskih vrtin, dolžine 1 meter. Od tega je bilo 10 vrtin izvedenih v teme (v osi predora), 10 vrtin v levi bok in 10 vrtin v desni bok. Vrtine so bile izvedene z uporabo vode, z vrtalko premera 100 mm. Vsa jedra so bila fotodokumentirana in popisana, odvzeti vzorci pa so bili analizirani v laboratoriju. Vrtine so omogočile določitev sestave obloge, prisotnosti razpok, stika med kamnitimi bloki in betonskim vezivom ter pojavnosti izpranih con in poroznosti [1].

Vrtine so pokazale, da je obloga večinoma sestavljena iz svežih klesanih blokov svetlo sivega apnenca z redkimi tesnimi razpokami, ki so mestoma zapolnjene s kalcitom ali betonskim vezivom. Z večanjem globine se pojavlja več razpok in večja poroznost, ki lahko omogoča precejšnje dotoke vode, čeprav aktivnih dotokov med vrtanjem ni bilo zaznanih. Z vrtanjem je bilo ugotovljeno, da je predorska obloga mestoma sestavljena iz sive ne armirane betonske obloge, ki z globino preide v klesan blok apnenca

svetlo sive barve (Slika 2). Na nekaterih delih pa je bilo ugotovljeno menjavanje blokov svetlo sivega apnenca s sivorjavim betonom (Slika 3). Na kontaktu s kosi apnenca je vezivo mestoma izprano in posledično delno porozno, kar je opazno na prevlekah razpok. Kosi apnenca so razpokani, na krajnih razpokah in kontaktih z betonom pa tudi rahlo prepereli. Na teh mestih je opazno precejanje vode, saj po razpokah sledimo korozijske prevleke. Agregat v betonu predstavljata pesek in grušč sivega apnenca/dolomita in belosive apnenčeve/dolomitne breče velikosti do 4 cm. Vezivo (cement) je sive do mestoma rjavo-sive barve in je delno porozen ter izpran [1].

Slika 2: Oblogo sestavlja nearmiran beton, ki z globino preide v klesan blok apnenca
The lining consists of unreinforced concrete, which with depth transitions into hewn limestone blocks.



Slika 3: Oblogo sestavlja menjavanje blokov apnenca in betona
The lining consists of alternating blocks of limestone and concrete



- **Značilnosti betona:**

Agregat: pesek in grušč apnenca/dolomita, vezivo: siv do sivorjav cement.

Beton je mestoma porozen, z znaki izpranosti, zlasti na stikih z apnenčastimi bloki.

- **Značilnosti kamnine:**

Svež apnenec z razpokami, pogosto zapolnjenimi s kalcitom. V določenih vrtinah so bile opažene korozijske prevleke, kar kaže na precejanje vode.

- **Lokalne posebnosti:**

Na določenih mestih se pojavljajo menjava med kamnitimi bloki in betonom že znotraj posamezne vrtine, kar kaže na heterogeno sestavo obloge.

3.4 Pregled talnega oboka in spodnjega ustroja

Za analizo spodnjega ustroja železniške proge in sestave talnega oboka je bila izvedena ena geomehanska vrtina v talni obok (PV-V1) in osem sondažnih razkopov, razporejenih po dolžini predora. Namen raziskav je bil določiti debelino in sestavo betonskega talnega oboka ter prisotnost, obliko in globino drenažne cevi. Hkrati se je preverilo tudi sestavo gramozne grede in slojev nad betonsko ploščo. Talni obok je grajen iz nearmiranega betona. V gramozni gredi pod tiri je prisoten betonski jašek za odvodnjavanje, ki poteka vzdolž predora. Gredo sestavlja gramoz različnih frakcij, ki je delno izpran. Ponekod z vmesnimi plastmi drobnega peska in drobirja. Drenažna cev je bila lokalno potrjena, vendar ne po celotni dolžini predora [1].

3.5 Georadarske meritve (GPR)

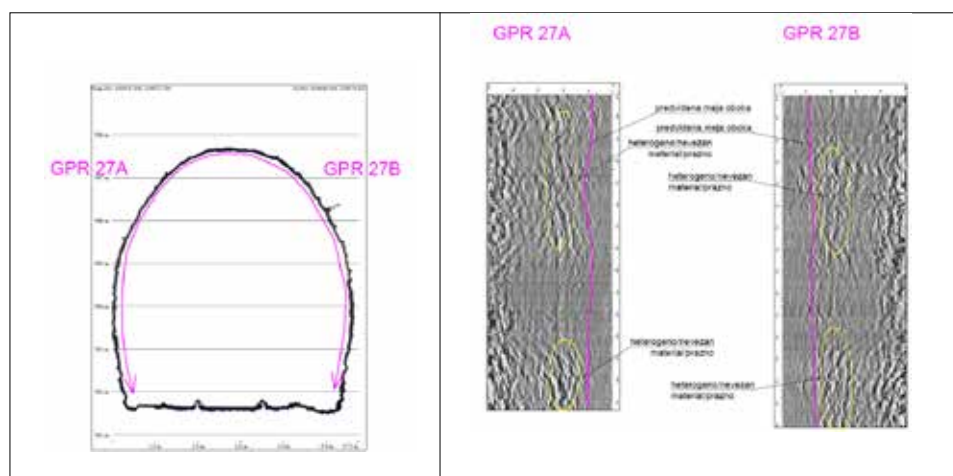
Za določitev debeline in morebitnih anomalij v predorski oblogi so bile izvedene georadarske meritve (GPR) na šestih lokacijah v predoru. Skupno je bilo izvedenih 12 prečnih merskih profilov (po dva na lokacijo), ki so v dolžini od 7,1-7,7 m potekali od osi predora v temenu po levem oz. desnem boku proti tlom. Meritve so bile opravljene s kalibrirano opremo proizvajalca GSSI, vse profile pa so naknadno obdelali v programu RADAN 7 [1].

Rezultati GPR meritev so potrdili naslednje:

- Debelina predorske obloge se v temenu giblje med 0,40 m in 0,70 m, proti bokom pa se debelina rahlo poveča in znaša med 0,50-0,95 m [1].
- Na profilu GRP 25A in B (predorski meter: 0+340) nismo zaznali anomalij. Na vseh ostalih profilih so območja z razpokano skalno osnovo okoli 1 m globine, mestoma tudi globlje [1].
- Na prečnih profilih GPR 26B (0+547) ter v GPR 27(0+747), GPR 28 (0+939) in GPR 29 (1+129) do bile v levem in desnem boku predora zabeležene večje anomalije, ki najverjetneje predstavljajo heterogen oz. nevezan material, lokalno tudi praznine za predorsko oblogo [1].

Rezultati meritev v profilu GPR 27A in GPR 27B so prikazani na sliki 5.

Slika 4: Rezultati GPR meritev v predoru Vintgar
Results of GPR measurements in the Vintgar tunnel



3.6 Laboratorijski rezultati

V laboratoriju so bile izvedene preiskave enoosne tlačne trdnosti (σ_u) in modula elastičnosti (E_t , E_s) za vzorce kamnite obloge (apnenec) ter preiskave enoosne tlačne trdnosti in prostorninske teže (γ) za vzorce nearmiranega betona. Izvedel se je tudi točkovni trdnostni indeks za vzorec hribine pod talnim obokom. Skupno so bili analizirani trije vzorci apnenca iz vrtin V-16, V-32 in V-36, trije vzorci nearmiranega betona iz vrtin V-12, V-13 in V-15 in en vzorec hribine iz vrtine PV-V1. Rezultati so omogočili ovrednotenje mehanskih lastnosti predorske obloge ter oceno njene nosilnosti in stanja v povezavi z georadarskimi in ostalimi terenskimi podatki [1]. Preiskave so bile izvedene v skladu s standardom SIST EN 1997-2:2007/AC:2010; Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 2. del, Preiskovanje in preizkušanje tal [4].

V preglednici 1 podajamo rezultate preiskave enoosne tlačne trdnosti vzorcev vrtin izvedenih v boke in teme predora (v oblogo). Prikazane so ločene vrednosti prostorninske teže in enoosne tlačne trdnosti za vzorce apnenca in nearmiranega betona.

Preglednica 1: Rezultati prostorninske teže in enoosne tlačne trdnosti za apnenec in beton na posameznih lokacijah obloge predora
Results of bulk density and uniaxial compressive strength for limestone and concrete at individual tunnel lining locations.

Material	Vrtina	γ (kN/m ³)	σ_u (MPa)
Apnenec	V-16	26,19	97
	V-32	26,88	82
	V-36	26,29	105
Nearmiran beton	V-12	20,21	6
	V-13	21,19	6
	V-15	19,13	2

Za določitev nosilnosti podlage se je analiziralo vzorec hribine iz vrtine PV-V1. Analizirana hribina se nahaja pod talnim obokom. Rezultat točkovnega trdnostnega indeksa je znašal $I_s(50)=2,05$ MPa. Iz rezultata točkovnega trdnostnega indeksa po preračunu znaša ocena ekvivalentne enoosne tlačne trdnosti, $\sigma_{ekv}=45,1$ MPa [1].

3.2 Pregled hidrogeoloških razmer

Predor Vintgar je izkopen skozi hrib Hom na nasprotni strani reke Radovne, ki predstavlja triasni kraško-razpoklinski vodonosnik. Nivo podzemne vode je neposredno vezan na reko Radovno. Na gorvodnem portalu se reka nahaja približno 35 m nižje, medtem ko na južnem portalu tla gradijo meljast prod (Qalg, mestoma tudi grušč – Qgr/Qpr), ki na globini 7,5–10 m prehaja v slabo prepusten glinast pesek. Izmerjen koeficient prepustnosti spodnje prodnate plasti znaša $2,8 \times 10^{-6}$ m/s. Glede na pričakovano razliko v prepustnostih prodnate plasti in spodaj ležečih glinastih peskov ocenjujemo, da se na kontaktu zelo verjetno pojavlja podzemna voda. Izviri dolvodno od posega ležijo na nadmorski višini 530–535 m. Predor se nahaja zunaj vodovarstvenih območij, vendar sta v bližini južnega portala evidentirani dve vodni dovoljenji za oskrbo s pitno vodo [1].

Izvedel se je hidrogeološki pregled notranje obloge, ki je pokazal, da je na lokacijah z močnejšim omočenjem prišlo do izpiranja fug. Na več mestih so se v predoru pojavili manjši dotoki, večinoma v obliki kapljanja iz območij izpranih fug. Redkeje je zabeležen koncentrirani tok vode, ki je zabeležen predvsem ob večjih padavinskih dogodkih. Na nekaterih mestih se izloča tudi siga [1].

Na treh vzorčnih mestih (305 m, 987 m in dolvodni portal B) so bile izvedene kemijske analize. Vsi vzorci imajo vodni tip Ca-HCO_3 , značilen za vode iz apnenčastih in dolomitnih kraških vodonosnikov. Analize kažejo prehod vode skozi kraške strukture z različno stopnjo dolomitizacije; višje koncentracije Mg^{2+} v vzorcih portal B in 987

m potrjujejo večjo dolomitizacijo na tem odseku. Nizke vrednosti Na^+ , K^+ in Cl^- potrjujejo odsotnost vpliva slanosti ali evaporitnih usedlin. Po standardu SIST EN 206:2013 se voda ne uvršča med kemično agresivne [1].

Zaradi naklona 9,8 ‰ poteka odvodnja enosmerno od severnega (gorvodnega) proti južnemu (dolvodnemu) portalu. Voda se zbira v centralni drenažni cevi pod železniško progo in se pri dolvodnem portalu preko prepusta odvaja v odvodni jarek. Jarek poteka ob železnici med km 7+375 in 7+575, nato zavije stran od trase. Dimenzije prepusta in jarka so ustrezne glede na pričakovane količine odvedene podzemne vode [1].

3.3 Stanje predorske obloge

V obravnavanem predoru je bil izdelan natančen pregled stanja predorske obloge. Predorska obloga je v večini dolžine sestavljena iz klesanih blokov svetlo sivega apnenca, povezanih z nearmiranim betonskim vezivom.

Med stacionažama km 6+268 in km 6+386 ter med stacionažama km 7+333 ter km 7+370 je bila obloga že sanirana z uporabo armaturnih mrež in brizganega betona ter hidroizolacijskega sloja. Sanacija je bila učinkovita in je prikazana na sliki 3 desno. Oblogo po celotni dolžini prekriva sajasta plast, pogosto je navlažena, intenziteta omočenja pa se giblje od manjših lis do manjših curkov, kar povzroča izpiranje fug in ponekod celo izpadanje kamnitih blokov (slika 3 levo) [2].

V sklopu geološko – geomehanskih preiskav so bile izvedene meritve predorske obloge z GPR metodo merjenja in z izvedbo vrtin v predorsko oblogo. Preiskave so pokazale, da je debelina obloge v temenu 40–70 cm, v bokih pa 50–95 cm. Na več GPR profilih so bile zaznane anomalije, ki kažejo na razpoke, heterogen ali nevezan material ter lokalne praznine za oblogo. Vrtine so potrdile, da so apnenčasti bloki večinoma kompaktni, z redkimi razpokami, pogosto zapolnjenimi s kalcitom, medtem ko je vezivni beton mestoma porozen in izpran zaradi vpliva

vode. Stanje obloge v temenu je nekoliko boljše, v bokih pa se pojavlja več razpok in poškodb [2].

Celovita analiza kaže, da je obloga na številnih mestih oslABLJENA in poškodovana. Za zagotavljanje dolgoročne stabilnosti ter doseg pogojev za nadgradnjo železniške proge bo zato potrebna izvedba ustrezne sanacije [2].

Slika 5: Stanje obloge, izpadanje kamnitih blokov (levo) in predhodna sanacija (desno)
Condition of the lining, dislodging of stone blocks (left) and previous rehabilitation (right).



4. ZAKLJUČEK

Predor Vintgar je primer starega železniškega predora, kjer se kljub razmeroma kakovostni osnovni kamnini, ki jo sestavlja apnenec z visoko tlačno trdnostjo, zaradi šibkega in dotrajanega betonskega veziva pojavljajo poškodbe in degradacija obloge. Voda, ki prodira skozi razpoke in fuge, pospešuje propadanje veziva, kar se kaže v izpranosti, lokalnih prazninah ter izpadanju blokov, zlasti v bokih predora. Hidrogeološke raziskave so potrdile, da dotoki niso kemično agresivni, vendar mehansko slabijo obstoječo strukturo, kar je skladno z izkušnjami pri podobnih predorih v Sloveniji in širše.

Z izvedbo kartiranja, georadarskih meritev, vrtin, laboratorijskih analiz in sondažnih razkopov je bil oblikovan natančen geološko-geotehnični model. Ta jasno opredeljuje stanje obloge, debelino in razpokanost materiala ter prisotnost drenažnih elementov. Ugotovitve potrjujejo, da je obloga mestoma oslABLJENA. Raziskave zagotavljajo ustrezno strokovno podlago za načrtovanje sanacijskih ukrepov.

Sklepno lahko rečemo, da je predor zaradi vpliva starosti in vode v nezadovoljivem stanju. Za zagotovitev dolgoročne stabilnosti in varne nadgradnje železniške proge bo potrebna celovita sanacija, s katero bo omogočena ohranitev funkcionalnosti predora tudi v prihodnje. Ob sanaciji bo potrebno dela izvajati v skladu s kulturnovarstvenimi pogoji določenimi s strani Zavoda za varstvo kulturne dediščine Slovenije.

Reference

- [1] JUREČIČ N. (2025) et. al., Geološko geomehansko poročilo za predora Dobrava in Vintgar. IRGO Consulting d.o.o., Ljubljana, 2025, pp. 145.
- [2] PEČOVNIK M., VESEL G. (2025), Tehnično poročilo: 2/6 Predor Vintgar. IRGO Consulting d.o.o., Ljubljana, 2025, pp. 28.
- [3] SIST EN 206:2013, Beton – Specifikacija, lastnosti, izdelava in skladnost. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2013, pp. 89.
- [4] SIST EN 1997-2:2007/AC:2010, Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 2. del: Preiskovanje in preizkušanje tal. Slovenski inštitut za standardizacijo (SIST), Ljubljana, 2010.
- [5] ISRM (1985), Suggested method for determining point load strength. International Society for Rock Mechanics, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 22(2), 51–60.

TOPIC 8

**BIM MODELING OF TUNNEL
EXCAVATION AND GUIDELINES
FROM THE KARAVANKE EASTERN
TUBE PROJECT**

BIM Modeling of Tunnel Excavation and Guidelines from the Karavanke Eastern Tube Project

Gašper Brus

DRI Upravljanje investicij, d.o.o., Department for BIM | Ljubljana, Slovenia
Mail: gasper.brus@dri.si

Dr Gregor Vilhar

IRGO Consulting d.o.o.
Department of Civil Engineering and Underground Structures | Ljubljana, Slovenia
Mail: gregor.vilhar@irgo.si

Jure Česnik

ELEA iC d.o.o. | Dunajska cesta 21, Ljubljana, Slovenia
Mail: jure.cesnik@elea.si

IRGO CONSULTING D.O.O.,
Department of Civil Engineering and Underground Structures | Ljubljana, Slovenija

Vid Pristavec

Mail: vid.pristavec@irgo.si

Mitja Pečovnik

Mail: mitja.pecovnik@irgo.si

Elvir Muhić

Mail: elvir.muhic@irgo.si

Abstract

The construction of the Eastern tube of the Karavanke Tunnel marks Slovenia's first BIM-based infrastructure project. BIM models were developed from design to as-built stages, addressing challenges in 3D geometry, element-attribute nomenclature and lack of established standards. Therefore, custom modeling guidelines were developed throughout the project. The method of modeling the excavation and primary lining is demonstrated for design and as-built stages. Then the usefulness of such models for clash detection, quantity take-off, billing of works, excavation visualization/time tracking, facility maintenance and asset management is explained. The BIM model was successfully implemented and the knowledge gained from it can serve as an excellent foundation for future tunneling projects.

Keywords: BIM, tunnel excavation/primary lining, custom modeling guidelines, model applicability

1. INTRODUCTION

In Slovenia, the construction of the eastern tube of the Karavanke Tunnel marks the completion of one of the most demanding infrastructure projects in recent years. The project stands as a milestone not only in terms of technical complexity but also in the digitalization of the entire sector. A key decision by the client was to develop a comprehensive BIM model alongside the design and construction phases—covering everything from the detailed design phase (PZI) to the as-built documentation phase (PID).

This is the first infrastructure project of its kind in Slovenia, requiring the definition of modeling methods and data enrichment processes for underground excavation models to enable the effective implementation of new technologies. These included clash detection, quantity control, construction sequencing, and recording data on completed works. The project encountered numerous challenges specific to the tunneling sector—such as the accuracy and real-time changes in geological data compared to the geological forecast, the scale of the project, and the absence of clear guidelines or comparable examples in both domestic and international contexts.

Nevertheless, the implementation of structured BIM processes proved essential for managing the project's complexity. It enabled visual representation of spatial geometries, real-time tracking of excavation and primary support works, and the evaluation of support measures through attribute data. Since international standards in this area are not yet fully established, it was necessary to collaborate with engineers and designers to develop custom guidelines for modeling, reporting, and attribute classification in a document titled Guidelines for modeling tunnel excavation and primary lining. These guidelines represent a significant contribution to the further development of BIM technology application in Slovenian infrastructure projects.

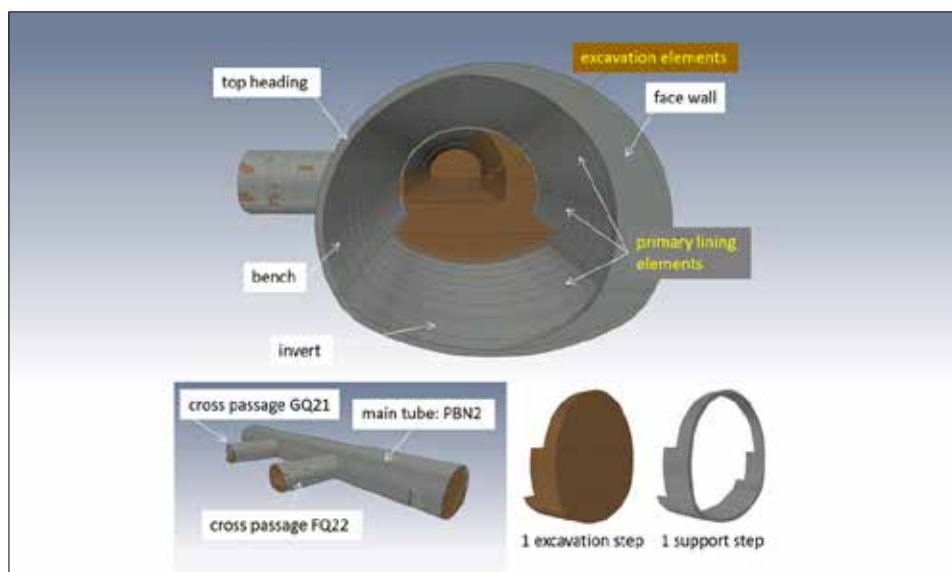
This paper presents the practical value of these guidelines, demonstrates the applicability of the developed BIM model, and addresses the key challenges faced during the construction of the eastern tube of the Karavanke Tunnel.

2. METHOD OF MODELING TUNNEL EXCAVATION AND PRIMARY LINING

Following the aforementioned guidelines, we modeled the excavation and primary lining using 3D solid elements, which were segmented along the tunnel axis in such a way that they matched the designed or as-built excavation/support steps. In addition, we modeled additional support measures installed more than 20 meters behind of the tunnel face, foundations, and the invert made of cast concrete. We modeled separately the following excavation stages using elements: top heading, temporary invert, bench (left and right), the invert, and niches.

Two types of solid elements were used in the model: excavation elements and primary lining elements. The geometry of the excavation elements reflected the actual excavation profile, as defined by Line 2. The primary lining elements were modeled as a shotcrete lining, extending from Line 1a to the installed shotcrete thickness—forming a closed ring shape. Other components of the primary support were not explicitly modeled; however, all relevant information regarding their installation was embedded in the attributes of each primary lining element. The geometric modeling methodology is described in detail in the project guidelines. Figure 1 illustrates a tunnel cross-section, showing the excavation elements in brown and the primary lining elements in gray. Each excavation step was individually modeled. In the example presented, both the reprofiling of the tunnel surface and the face wall are clearly visible.

Figure 1: A cross section of as-built BIM model. Excavation and primary support elements can be observed along with all the positions in the model [1].



Attribute usage was systematically defined and explained through the guidelines to cover all types and combinations of support measures implemented along the tunnel alignment. The guidelines were updated as necessary to reflect newly implemented support techniques throughout the construction process. Alongside detailed descriptions, the definitions included formula-based expressions for numerical values and enumerated valid string values for attributes with descriptive content. The attributes were divided into three property sets. Some key attributes, examples of their values and descriptions are given in the Table 1. BIM models of the excavation and primary lining were developed for both the detailed design and construction phases.

Table 1: Overview of some key attributes with example values and descriptions used in the Karavanke BIM model for excavation and primary support

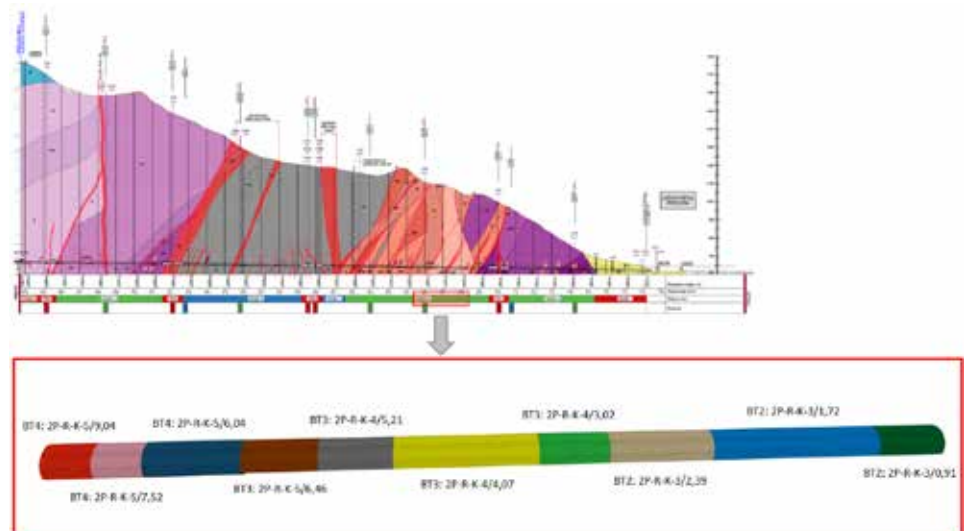
Attribute name	Example values	Attribute description
IzkopniKorak	IK-2274 ...	Excavation step number
PodporniTip	K-4/3,09,ON-K-7/16,19,ON-S-5/3,85 ...	Support type based on the matrix support method
Dolzina_m	1.0, 1.3, 1.7, 2.2, 2.6 ...	Length of the excavation step
Datum	2024-01-31...	Date of measure execution
AMObodTip	AM_B500B_Q189_1p, AM_B500B_Q283_2p ...	Perimeter reinforcement type and layer count
AMObodMasa_kg	440.575, 377.328 ...	Perimeter reinforcement mass
AMCeloTip	AM_B500B_Q189_1p, AM_B500B_Q189_2p ...	Face reinforcement type and number of layers
AMCeloMasa_kg	142.363 ...	Face reinforcement mass
BBObodTip	BB_C25/30_XC2_15cm, BB_C25/30_XC2_35cm ...	Perimeter shotcrete type and thickness
BBObodProstornina_m3	16.1832 ...	Perimeter shotcrete volume
SidroObodKolicina_SN_300kN_6m_D28mm	10	Number of standard grouted anchors 300kN/6m
BBCeloPovrsina_C25/30_10cm	56.36	Area of shotcrete at face with thickness 10cm in m ²
SidroCeloTip	Sidro_SIS_280kN_12m	Type of anchors at face
SidroCeloKolicina	5	Number of anchors at face
JekleniLokTip	JekleniLok_TH29, PalicniNosilec_50/30/20 ...	Type of steel arch
JekleniLokMasa_kg	105.125, ...	Steel arch mass

2.1 BIM model of excavation and primary lining during the detailed design phases

During the detailed design phase, the longitudinal profile of the tunnel was divided into sections based on predicted geological-geotechnical conditions and anticipated rock mass behavior types (BT), as determined through site investigations and interpretations. The distribution of support types along the alignment was defined according to the estimated proportion of each behavior type. Based on this distribution, conceptual BIM models were created. It should be noted that the precise location of individual support types within each section is not considered critical; what matters is that the overall proportions of support types are accurately represented.

A representative segment of the model between chainages 969.17 m and 1287.17 m is shown in Figure 2, where the behavior type transitions from BT2 to BT4. The figure illustrates the extent of each support type using color coding.

Figure 2: BIM model of excavation and primary support at detailed design phase between chainages 969,17m and 1287,17m (from BT2 to BT4). The extent of each support type can be seen.



2.2 As-built BIM model of excavation and primary support

During tunnel construction, as-built BIM models were developed to represent the actual excavation sequence and the applied support measures. The input data for each excavation step was compiled by the contractor in an Excel spreadsheet, based on daily construction reports. All data entries were subsequently reviewed and validated by the supervisor.

The spreadsheet was organized into separate sheets for each excavation position: top heading, bench, invert, additional support measures, foundations, poured concrete and niches. Each excavation step was associated with its approved support type.

Key information required for the development of the BIM model and subsequent calculations is provided in these sheets, while the remaining parameters were derived from the support type drawings. Figure 3 shows an excerpt from the input data sheet, which includes various non-consecutive excavation steps for the top heading. Any deviations from the standard support types were also written into these sheets and were included in the BIM models. It should be noted that, in the as-built model, each excavation step was individually modeled to accurately represent the actual in-situ conditions.

EXCAVATION STEP NUMBER	START CHAINAGE [M]	END CHAINAGE [M]	EXCAVATION STEP LENGTH [M]	DATE	EXCAVATION PHASE	APPROVED SUPPORT TYPE	EXCAVATION CATEGORY	PIPE ROOF TYPE	PIPE ROOF NUMBER OF ROOS	ANCHORS AT FACE TYPE AND LENGTH	NUMBER OF ANCHORS AT FACE
106	0+164,10	0+165,10	1,00	5.12.2020	K	K-7/4,28	BT7	CevniScit_114mm_S355_9m_d=6mm	32	Sidro_SIS_190kN_9m	4
1109	1+718,60	1+719,60	1,00	30.01.2022	K	K-7/18,60	BT4			Sidro_SIS_280kN_12m	9
1335	1+965,30	1+966,60	1,30	14.05.2022	K	K-6/9,98	BT4				
1428	2+086,20	2+087,50	1,30	12.08.2022	K	K-6/16,43	BT4				
2040	2+849,30	2+850,60	1,30	23.11.2023	K	K-6/6,34	BT3				

SPILES TYPE #1	NUMBER OF SPILES TYPE #1	SPILES TYPE #2	NUMBER OF SPILES TYPE #2
Sulica_Samouvtana_B5008_3m_De=32mm_dH=20mm	25		
Sulica_Samouvtana_B5008_4m_De=32mm_dH=20mm	18		
Sulica_RebrastaPalicaVVrtini_B5008_3m_D=28mm	33	Sulica_RebrastaPalicaVVrtini_B5008_4m_D=28mm	25
Sulica_RebrastaPalicaVVrtini_B5008_4m_D=28mm	25		

SHOTCRETE AT FACE TYPE #1	SHOTCRETE AT FACE APPROVED AREA [%] #1	SHOTCRETE AT FACE TYPE #2	SHOTCRETE AT FACE APPROVED AREA [%] #2	FACE REINFORCEMENT TYPE	FACE REINFORCEMENT AREA [M2]
BB_C25/30_XC2_3cm	100			AM_B5008_Q185_1p	36
BB_C25/30_XC2_5cm	100			N/A	0
MAB_B_C25/30_XC2_10cm	50	MAB_B_C25/30_XC2_5cm	50	AM_B5008_Q185_1p	28
MAB_B_C25/30_XC2_10cm	63	MAB_B_C25/30_XC2_5cm	37	AM_B5008_Q185_1p	40
BB_C25/30_XC2_3cm	100	N/A	0	N/A	0

PERIMETER ANCHORS TYPE #1	NUMBER OF PERIMETER ANCHORS TYPE #1	PERIMETER ANCHORS TYPE #2	NUMBER OF PERIMETER ANCHORS TYPE #2	PERIMETER ANCHORS TYPE #3	NUMBER OF PERIMETER ANCHORS TYPE #3	PERIMETER ANCHORS TYPE #4	NUMBER OF PERIMETER ANCHORS TYPE #4
Sidro_SIS_190kN_6m	8						
Sidro_SIS_450kN_9m	12	Sidro_SIS_450kN_12m	2	Sidro_SIS_450kN_12m	2	Sidro_SIS_450kN_12m	1
Sidro_SH_300kN_6m_D=28mm	7	Sidro_SIS_280kN_9m	7	Sidro_SIS_280kN_9m	2		
Sidro_SIS_450kN_9m	16						
Sidro_SIS_280kN_6m	2	Swellex_ekspanzijska_sidra_6m_240kN	5				

Figure 3: An excerpt from input data sheet for various non-consecutive excavation steps for the top heading

A comparison of the design and as-built models reveals a fundamental difference: the design model was conceptual, intended for preliminary analyses, while the as-built model reflects the actual constructed state and was used for final evaluations related to quantity verification, compliance checks, structural assessment, etc.

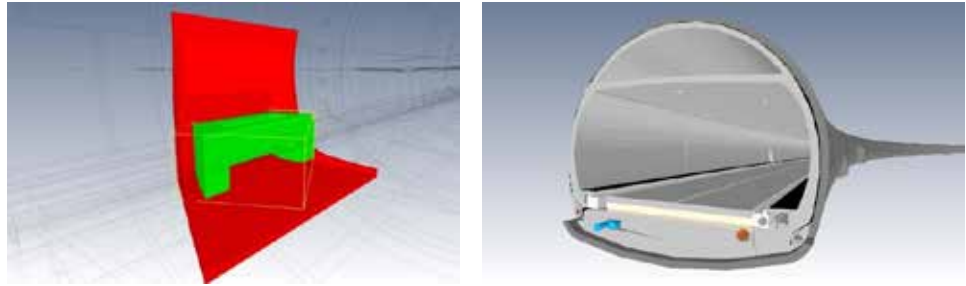
3. USE CASES FOR BIM MODEL OF TUNNEL EXCAVATION

3.1 Use case for clash detection

Tunnels as linear civil infrastructure structures have from the early design stages well-reserved spaces for various systems, particularly between the primary lining and other structural elements or electromechanical tunnel equipment. Consequently, clash detection within the tunnel does not play as significant a role as it does in buildings. Nevertheless, additional control contributes to the overall quality of the project.

Another relevant case for clash detection is the assessment of the impact of other structures on the tunnel. Since there are no nearby structures that could affect the tunnel tube on this project, only a basic clash detection was performed between the primary lining and other structural and electromechanical components of the tunnel. The chosen modeling approach, using simplified geometry, was therefore appropriate for identifying major clashes on the project as shown in Figure 4.

Figure 4: Identified clash showing a small mismatch in location of niche's primary lining and shaft (left) and evidence of correct position of the geometry of tunnel's primary lining and other tunnel's elements (right).



In cases where other civil infrastructure structures are present or planned near the tunnel and their impact on the tunnel needs to be assessed, the selected modeling method would no longer be suitable. Where an accurate representation of tunnel supporting measures extending beyond the modeled geometry is required, more detailed modeling is recommended in the affected area as (i) a BIM element representing the surface of the maximum influence zone of installed support measures (e.g., anchors, spiles, pipe umbrella), or as (ii) individual BIM elements of each support measure with actual geometry and location. In both cases, all other rules applied in the guidelines and use cases of the BIM model can still be utilized (information, quantity take-off, animation etc.).

3.2 Use case for quantity take-off and billing of works

Due to the specific nature of tunnel excavation (primarily the unpredictability of geological conditions), quantity takeoff and billing of works are carried out in accordance with the matrix method. This means that the costs of the tunnel excavation are divided into excavation costs, support elements costs, and other excavation and labor costs, with the support type serving as the basis for all calculations.

With the matrix method, the costs of excavation and support elements are calculated based on theoretical quantities defined by the support types (Line 1a, Line 2). As a result, it is not necessary to obtain (measure) the actual installed quantities of support measures for billing of works. Consequently, accurate quantities can be easily extracted from the BIM model:

- The quantity of tunnel excavation is obtained from the volume of the BIM element representing the excavation, defined by the support type and excavation step length
- Quantities of shotcrete, wire mesh, steel arches, deformation elements are calculated and written on the BIM element of the primary lining, defined by support type and excavation step length.
- Quantities of anchors, spiles, pipe umbrella are written on the BIM element of the primary lining based on as-built pieces (or support type for detailed-design BIM-model).
- Quantities of excavation and backfilling of the wedge under spiles/pipe umbrella are calculated and written on the BIM element of the primary lining, defined by support type and excavation step length.

Description	Quantity	Unit	Quantity Formula
Izkop kalote predora v hribini s podpornim številom K-7/13.52	3028,7	m ³	Prostornina_m3
Izkop stopnice predora v hribini s podpornim številom S-6/8.58	703,4	m ³	Prostornina_m3
Izkop talnega oboka predora v hribini s podpornim številom TO-7/4	206,5	m ³	Prostornina_m3
Brizgani beton C25/30 XC2, ds= 30 cm	751,5	m ²	BBObodPovrsina_m2
Armaturna mreža iz zavarjenih rebrastih jeklenih žic B500B, s premerom > od 4 in < od 12 mm, masa 4,0 do 6,0 kg/m2	1616,1	kg	AMObodMasa_kg
Armaturna mreža iz zavarjenih rebrastih jeklenih žic B500B, s premerom > od 4 in < od 12 mm, masa 4,0 do 6,0 kg/m2	4839,2	kg	AMObodMasa_kg
Palični nosilec 95/30/20, B500B, Wxmin>66 cm3	11144,3	kg	JekleniLokMasa_kg
Samouvtano injekcijsko sidro, Fy=>190 kN, dolžine 6 m	116,0	kos	SidroObodKolicina_SIS_190kN_6m
Samouvtano injekcijsko sidro, Fy=>190 kN, dolžine 6 m	144,0	kos	SidroObodKolicina_SIS_190kN_6m
Samouvtano injekcijsko sidro, Fy=>190 kN, dolžine 9 m	8,0	kos	SidroCeloKolicina
Samouvtano injekcijsko sidro, Fy=>190 kN, dolžine 12 m	32,0	kos	SidroCeloKolicina

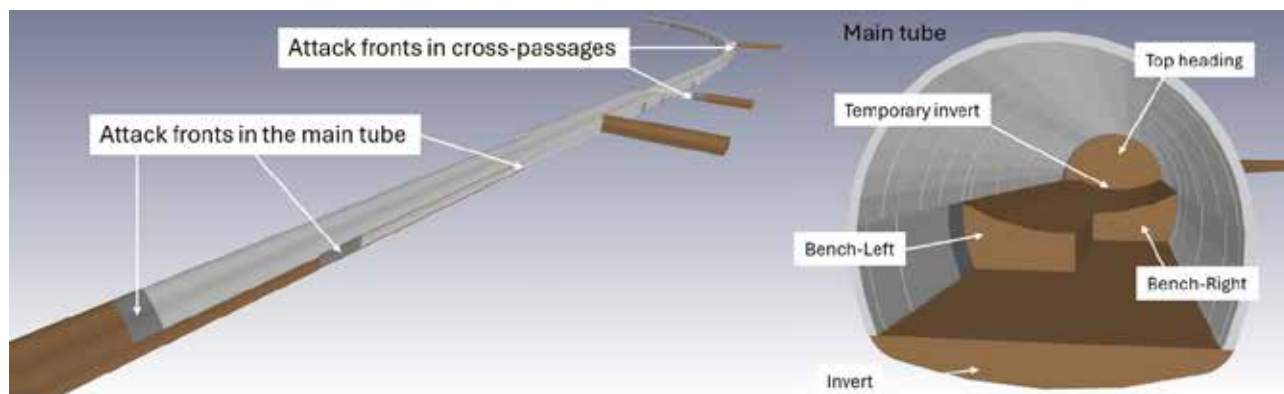
Table 2: Example of quantities extracted from as-built BIM-model in a period of one month.

The only exception where quantities cannot be easily extracted from the BIM model is a small percentage of support measures (injection works, surface repairs of shotcrete etc.). In these cases, actual quantities must be measured and then manually entered into the input file. Alternatively, point clouds may be used to obtain accurate quantities and automate the data extraction process. Additionally, other excavation and labor costs were not obtained from the BIM model, which also presents an opportunity for future enhancement.

3.3 Use case for excavation visualization/time tracking

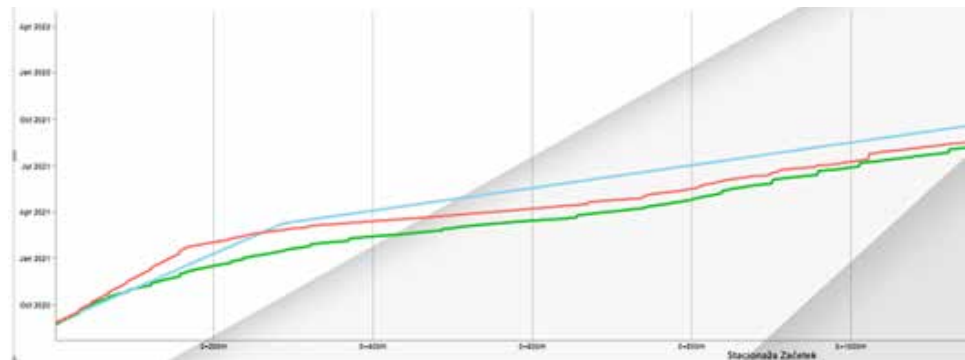
Excavation of the tunnel according to the NATM (New Austrian Tunneling Method) is relatively straightforward to visualize. The complexity only increases when multiple tunnel tubes with multiple attack fronts are excavated simultaneously. Since BIM elements represent singular excavation steps in top heading, bench, and invert for excavation and primary lining the selected modeling approach is fully adapted to accurately represent the construction sequence animation, both in the design-phase BIM model and the as-built BIM model.

Figure 5: Using BIM model for accurate visualization of tunnel excavation phases can be prepared; showing how excavation progresses in the main tube and for each cross-passages.



In addition, during construction, both the design and as-built BIM models can be utilized to prepare comparative analyses of predicted, contractual, and actual tunneling time according to the matrix method. To get predicted and contractual tunneling times construction norms for each support type are added on support types for each excavation step from the design or as-built BIM model. Actual tunneling time is derived from the recorded dates of excavation steps in the as-built BIM model. All data is then exported to a separate database, where it is further processed and integrated with other tunneling times (interruptions defined in the matrix method). The final output is a linear diagram displaying tunneling times

Figure 6: Linear diagram comparing predicted (blue), contractual (red) and actual (green) tunneling time that is prepared in Power BI using data obtained from BIM-models. The X-axis represents the distance along the tunnel (chainage), and the Y-axis represents time.



In the future, the BIM model and input datasets for generating the as-built BIM model can be enhanced with all necessary information required for preparing comparisons of the tunneling times according to the matrix method.

3.4 Use case for facility maintenance and asset management

The use of BIM model for facility maintenance and asset management is still in its early stages among Slovenian clients. As a result, at the beginning of the project no specific requirements have been defined regarding the information content or structure within the BIM model. Additionally, the primary tunnel lining does not require regular maintenance, unlike the tunnel's electromechanical systems or other structural components.

Nevertheless, the as-built BIM model is designed in such a way that it can serve as a knowledge base for executed works and as a tool for efficient information retrieval. In addition to the as-built BIM model of the primary lining, the geological BIM model could also provide supplementary information.

4. CONCLUSIONS

Throughout the project, as engineer and designer we encountered numerous challenges in the development of the BIM model. During the design phase, it was necessary to develop a modeling approach that incorporated all essential information, while ensuring that the BIM model remained simple to create and handle. In the construction phase, the main challenges involved acquiring all necessary data from the construction site to create the BIM model and doing so within a limited timeframe.

Despite these challenges, we can say that the BIM model was successfully developed and met the objectives defined at the beginning of the project. Additionally, based on the insights gained during the project, a document titled Guidelines for modeling tunnel excavation and primary lining was prepared, serving as an excellent foundation for future projects.

As mentioned throughout the article, the project also revealed new opportunities for utilizing the BIM model and ways to further enhance it. Some of these have already been defined, although it was too late to implement them within the current project, while others still require further specification and assessment regarding their applicability. These include:

-
- Visualization of support measure geometry for more precise clash detection.
-
- Visualization of various profiles (deformation allowance, over-profile etc.) for more accurate representation of geometry and assistance for various analysis.
-
- Development of an advanced system for inputting site data and integration with daily construction reports.
-
- Use of surface scans (point clouds) for verification of executed works.
-
- Enhancement of the BIM model and input data to enable comparison of forecasted, contractual, and actual construction times using the matrix method.
-
- Use of the geological BIM model.
-

References

- [1] VILHAR G.(2024), PEČOVNIK M., MUHIĆ E. and JOVIČIĆ V. "Podatkovna analiza BIM modela primarne podgradnje vzhodne cevi predora Karavanke". Zbornik. 16. Slovenski kongres o prometu in prometni infrastrukturi, Portorož, oktober 2024, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije, d.o.o.

TOPIC 9

**PREMOSTITEV KRAŠKIH JAM
NA 2. TIRU DIVAČA – KOPER:
PRIMER PREDORA LOKEV**

Premostitev kraških jam na 2. tiru Divača – Koper: primer predora Lokev

Elvir Muhić, mag.inž.geotehnol.&dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: elvir.muhic@irgo.si

Saša Galuf, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: sasa.galuf@irgo.si

mag. Boštjan Volk, univ. dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: bostjan.volk@irgo.si

dr. Sebastjan Bratina, univ.dipl. inž. grad.

FGG, Univerza v Ljubljani | Jamova 2, Ljubljana, Slovenia

Mail: sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si

dr. Vojkan Jovičić, univ. dipl. inž. grad.

FGG, Univerza v Ljubljani | Jamova 2, Ljubljana, Slovenia

Mail: vojkan.jovicic@fgg.uni-lj.si

Abstract

As predicted, during the construction of the Lokev and Beka tunnels on the second track of the Divača-Koper railway line in Slovenia, collisions between the tunnel route and large-scale karst phenomena frequently occurred, posing significant obstacles to the continuation of the works. A total more than 90 such occurrences were recorded in both tunnels, each approximately 6.5 km long, with some standing out due to their size and the complexity of their remediation. Two of the larger karst features identified during the construction of the Lokev tunnel were designated 2TDK-054 and 2TDK-076. In both cases, these consisted of systems of karst caves located within or directly beneath the tunnel route. The article describes the additional geological and geotechnical investigations required for the proper placement of bridging structures to span karst phenomena in the underground space. It also presents details of the temporary and permanent remediation measures, as well as the construction of the bridging reinforced concrete structures, which were constructed under challenging and spatially constrained conditions. Special emphasis is placed on the technological construction procedures designed to ensure the durability and safety of the bridging structures, which will not be accessible for maintenance during their operational phase.

Keywords: railway tunnel, karstic phenomena, remediation measures, bridging structures

Povzetek

V skladu z napovedmi je med gradnjo predorov Lokev in Beka na drugem tiru železniške proge Divača-Koper pogosto prihajalo do kolizij trase predora s kraškimi pojavi večjih dimenzij, kar je predstavljalo velike ovire za nadaljevanje del. V obeh predorih, od katerih je vsak dolg približno 6,5 km, je bilo zabeleženih skupno več kot 90 takšnih pojavov, med katerimi so nekateri izstopali zaradi svoje velikosti in zahtevnosti sanacije. Dva večja kraška pojava, ugotovljena med gradnjo predora Lokev, sta bila po-

imenovana 2TDK-054 in 2TDK-076. V obeh primerih je šlo za sistem kraških jam, ki so se nahajale na osi predora ali neposredno pod njo. Članek opisuje dodatne geološke in geotehnične raziskave, ki so bile potrebne za ustrezno umestitev konstrukcij za premostitev kraških pojavov v podzemnem prostoru. Predstavljene so tudi podrobnosti začasnih in trajnih sanacijskih ukrepov ter izvedba premostitvenih armiranobetonskih konstrukcij v danih zahtevnih in prostorsko omejenih razmerah. Poseben poudarek je v članku namenjen opisu tehnoloških postopkov gradnje, ki bodo zagotovili trajnost in varnost premostitvene konstrukcije, katera v fazi obratovanja ne bo dostopna za vzdrževanje.

Ključne besede: železniški predor, kraški pojavi, sanacijski ukrepi, premostitvene konstrukcije

1. UVOD

Nova železniška proga Divača-Koper povezuje pristanišče Koper z železniškim logističnim vozliščem v Divači. Trasa, ki je dolga 27,1 km, poteka skozi osem predorov in premaguje višinsko razliko 400 metrov med kraško planoto in morsko gladino v zahtevnih geotehničnih razmerah. Glavni izziv predstavlja gradnja dveh predorov Lokev in Beka, vsak približno 6,5 kilometrov dolg, ki oba potekata skozi močno zakraselo kamnino. Oba predora sta dvocevna, pri čemer je le glavna cev namenjena železniškemu prometu. Namen servisne cevi je da služi kot evakuacijska pot v primeru nesreč ter dovajanju zraka z možnostjo kasnejše nadgraditve za sprejem vzporednega železniškega tira (Jovičič et al. 2022). Posebna pozornost pri načrtovanju predorov Lokev in Beka je v fazi projektiranja bila namenjena zagotovitvi trajnosti vodnih virov v ranljivem kraškem vodonosniku, na katerega bi gradnja predorov lahko imela neugoden vpliv (Dvanajščak et al. 2022).

Med gradnjo 6,8 km dolgega predora Lokev so bili zabeleženi različni tipi večjih kraških pojavov, kot so vrtače, kaverne, kamini, rovi, brezna ter jame velikosti od 10 m³ pa celo do več 100 m³. V predoru Lokev je bilo evidentiranih skupno 55 večjih kraških pojavov, od tega pa je 9 zahtevalo obsežne sanacijske ukrepe. Zaznani kraški pojavi so bili votli, delno ali popolnoma zapolnjeni z jamskimi sedimenti, v določenih pogojih v spodnjem delu trase predora pa tudi vodonosni. Zakrasevanje je bilo običajno povezano z močno razpokanimi kamninami, kar je dodatno otežilo že sicer zahtevne stabilnostne pogoje pri izkopu predora. Dva večja kraška pojava, ki sta zahtevala obsežnejšo sanacijo, sta bila poimenovana jame 2TDK-054 in 2TDK-076. V obeh primerih je šlo za sistem kraških jam, ki so se nahajale v osi predora ali neposredno pod njo.

V članku je predstavljen opis obeh kraških pojavov na podlagi poročil, ki so bila narejena v okvirju geotehničnega in krasoslovnega nadzora. Opisane so dodatne geotehnične raziskave, ki so bile izvedene za namen ustrezne umestitve premostitvenih konstrukcij v podzemnem prostoru. Sanacijski ukrepi so bili izvedeni praviloma v dveh fazah. V prvi fazi po detekciji kraškega pojava so bili izvedeni začasni ukrepi, kateri so omogočili nemoteno nadaljevanje izkopa in podpiranje predora s poudarkom na začasne varnostne pogoje gradnje. V drugi fazi so bili izvedeni trajni ukrepi, potrebni za varno in dolgoročno obratovanje železniške proge, saj v fazi obratovanja konstrukcije kraški pojavi ne bodo več dostopni za eventualno sanacijo ali vzdrževanje.

2. GRADNJA PREMOSTITVENE KONSTRUKCIJE PREKO KRAŠKE JAME 2TDK 054

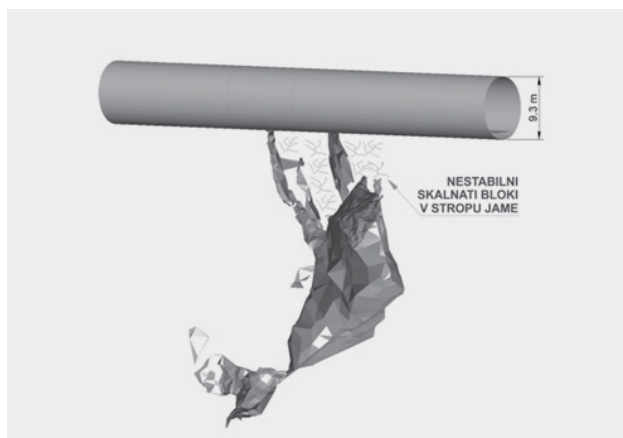
Vhod v kraško jamo 2TDK-054 se je odprl v glavni cevi predora približno 3 km od severnega portala. Jama je predstavljala del freatičnega sistema brezen, ki se je razvil v tektonsko močno deformiranem apnenčastem masivu. V daljšem časovnem obdobju so iz močno razpokanega območja v stropu izpadali posamezni bloki, kar je povzročalo širitev votline, medtem ko je tekoča voda postopno odplavila in odstranila jamske sedimente (Prelovšek in Drole, 2023). Posledica teh procesov je bilo formiranje osrednje dvorane tlorisnih dimenzij približno 10×25 m in povprečne višine več kot 20 m (Slika 1).

Strop osrednje dvorane je bil zaradi odlomov zelo neraven, v njem pa je bilo opaziti več kaminov, ki nakazujejo izrazit potencial za nadaljnje porušitve materiala s stropa. Takšne nestabilne geološke razmere so predstavljale resno tveganje za stabilnost predora. Za zagotavljanje varnega in nemotenega napredovanja del so bili izvedeni začasni sanacijski ukrepi, ki so vključevali zasutje votline z izkopanim materialom ter utrditev začasne povozne površine z AB ploščo. Za potrebe izgradnje premostitvene konstrukcije je jama bila posneta s pomočjo 3D laserskega skenerja, pri čemer smo pridobili natančne podatke o njeni velikosti in položaju glede na traso predora (Slika 2). Ker se je osrednja dvorana nahajala neposredno pod predorom, nadaljevanje izkopa ni bilo varno. Po posvetu s krasoslovnim nadzorom in na podlagi konzervatorskih smernic Zavoda RS za varstvo narave je bilo izdano dovoljenje za popolno zasutje jame z materialom iz kopa. Uporabljen je bil kamniti material velikosti približno 5-50 cm. Zasipavanje je potekalo skozi več navpičnih jaškov, ki so iz bokov predora potekali navzdol v jamo. Popolna zapolnitev jame ni bila izvedljiva, zato je v osrednjem delu dvorane, tik pod njenim stropom, ostal nezapolnjen prostor.

Slika 1: Osrednja dvorana jame 2TDK-054 (na sliki fotografije je krasoslovec, ki se spušča v jamo).



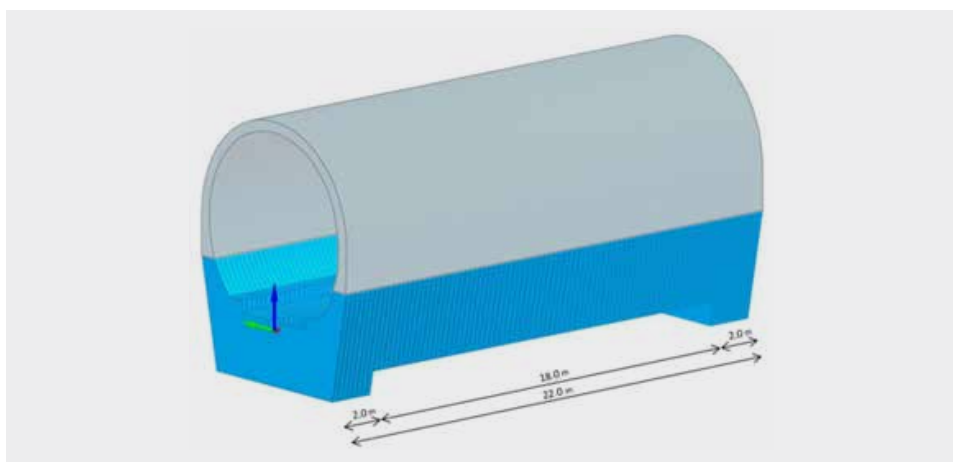
Slika 2: Pozicija jame 2TDK-054, pridobljena s pomočjo 3D laserskega skeniranja, neposredno pod glavno predorsko cevjo. V stropu so nakazani nestabilni skalnati bloki.



Po končanem zasipavanju jame so se dela nadaljevala s visoko stopnjo varovalnih ukrepov, pri čemer je bila nad območjem jame izvedena začasna premostitvena plošča iz armiranega brizganega betona v debelini minimalno 40 cm, z namenom zaščite gradbene mehanizacije in delovne sile v primeru, da bi posledice miniranja ali uporabe gradbiščne mehanizacije povzročile porušitev večjega kamnitega bloka iz stropa jame. Ti ukrepi so omogočili varno nadaljevanje izkopnih del in zagotovili čas za ustrezno opredelitev ter projektiranje trajnih podpornih ukrepov.

Zaradi nestabilnih razmer v stropu osrednje dvorane je bila sprejeta odločitev, da se celotna jama premosti z armiranobetonsko premostitveno ploščo v enem razponu. Dolžina konstrukcije je omogočila, da ležišča konstrukcije nalegajo na nosilno kamninsko maso, izven območja vpliva zakraselosti. Za zagotovitev ustreznosti podlage so bile predhodno izvedene geofizikalne preiskave z georadarjem (GPR), s katerim se je ocenila kakovost kamninske mase na območju predvidenih ležišč in preverila prisotnost morebitnih anomalij, kot so razpoke ali votline. Dodatno je bilo na predvidenih mestih ležišč izvedeno vertikalno sondažno vrtanje globine med 6,6 m in 8,0 m. V vseh vrtinah je bila ugotovljena masivna apnenčeva kamnina brez znakov zakraselosti, kar je potrdilo primernost podlage za temeljenje premostitvene konstrukcije.

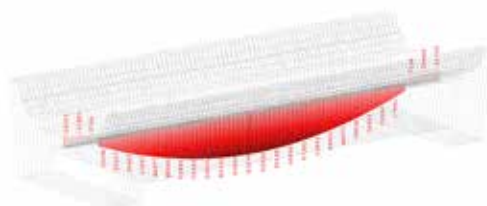
Slika 3: Numerični model za statično analizo premostitvene konstrukcije preko jame 2TDK-054, izdelan v programskem okolju SOFiSTiK.



Po potrditvi ustreznosti lokacij obeh ležišč je bila določena premostitvena konstrukcija dolžine 22 m, s svetlim razponom 18 m in debelino nosilne plošče 175 cm (Slika 3). Obe ležišči sta bili dolgi 2 m in pogobljeni cca 2,75 m (Volk in dr., 2023). Statična analiza konstrukcije je bila izvedena v skladu s standardom EVROKOD 2 (SIST EN 1992-1-1:2005), pri čemer je bil numerični model premostitvene konstrukcije izdelan v programskem okolju SOFiSTiK (SOFiSTiK AG, 2024). Analiza je upoštevala različne kombinacije obtežb, tako v fazi gradnje predora (obtežbe gradbene mehanizacije, opažnega voza za sekundarno oblogo predora ter vgradnjo betona) kot tudi za fazo obratovanja konstrukcije (lastna teža konstrukcije, obtežba sekundarne obloge in opreme, statični ter dinamični vplivi železniškega prometa). Ležišča so bila modelirana z linearnimi navpičnimi vzmetmi, katerih togost je bila ovrednotena glede na različne mejne pogoje (kompaktna, delno ali močno razpokana apnenčeva kamninska masa).

Konstrukcija je bila dimenzionirana na podlagi mejnega stanja nosilnosti (MSN) in mejnega stanja uporabnosti (MSU) v skladu z veljavnim standardom EVROKOD 2. Na slikah 4 in 5 sta prikazana primera izračunanih diagramov upogibnih momentov in prečnih sil v konstrukciji pri mejnem stanju nosilnosti (MSN) za kombinacijo obtežb, ki vključujejo lastno težo, sekundarno oblogo predora ter statično obtežbo železniškega voznega parka. Na podlagi ovojnice izračunanih notranjih sil je bila določena potrebna vzdolžna in prečna armatura ter pripravljen armaturni načrt premostitvene konstrukcije, pri čemer je delež armiranja znašal cca 0,9%.

Slika 4: Diagram upogibnih momentov ($M_{ed,max} = 63.378 \text{ kNm}$) za mejno stanje nosilnosti (MSN).



Slika 5: Diagram prečnih sil ($V_{ed,max} = 11.697 \text{ kNm}$) za mejno stanje nosilnosti (MSN).



Gradnja premostitvene konstrukcije nad kraško jamo 2TDK-054 je potekala v zahtevnih pogojih (težka dostopnost, slabši svetlobni pogoji, prostorske omejitve). Zaradi neravnin na izkopnem profilu je bilo potrebno sproti geodetsko spremljati ter uravnavati pozicije posameznih serij palic v prostoru. Polaganje armature je bilo potrebno redno nadzirati s strani nadzorne ekipe projektanta in inženirja, celoten postopek vgradnje armature pa je trajal več kot en mesec. Temu je sledila betonaža, ki je potekala večfazno (talni obok, temelji, krilni zidovi) in z obeh strani konstrukcije neprekinjeno 72 ur. Nad premostitveno konstrukcijo je bila v naslednjih fazi zgrajena sekundarna obloga predora ter pripadajoči funkcionalni elementi prečnega prereza predora.

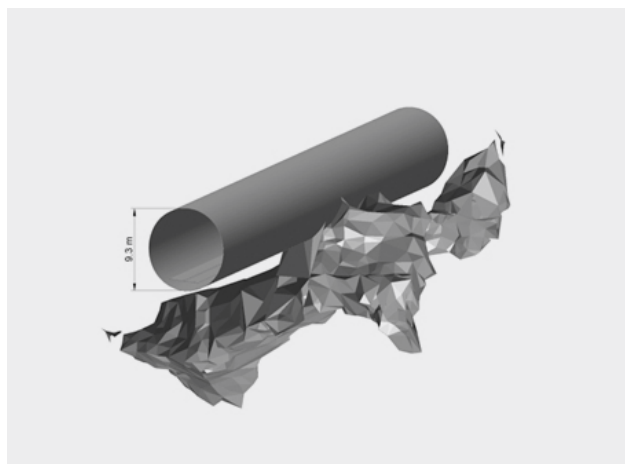
3. GRADNJA PREMOSTITVENE KONSTRUKCIJE PREKO KRAŠKE JAME 2TDK 076

Vhod v kraško jamo 2TDK-076 je bil odkrit v servisni cevi predora Lokev, približno 2 kilometra od južnega portala. Tudi ta jama je bila del večjega freatičnega jamskega sistema, v katerega sta sodili še dve sosednji jami 2TDK-075 in 2TDK-077, vendar le te nista bili neposredno v vplivnem območju predora (Prelovšek in Drole, 2024). Osrednja dvorana je imela tlorisne dimenzije približno $20 \times 45 \text{ m}$ in največjo višino 25 m, vhod iz predora pa se je odprl tik pod stropom jame (Slika 6).

Slika 6: Pogled iz jame 2TDK-076 v smeri proti vhodu iz predora.



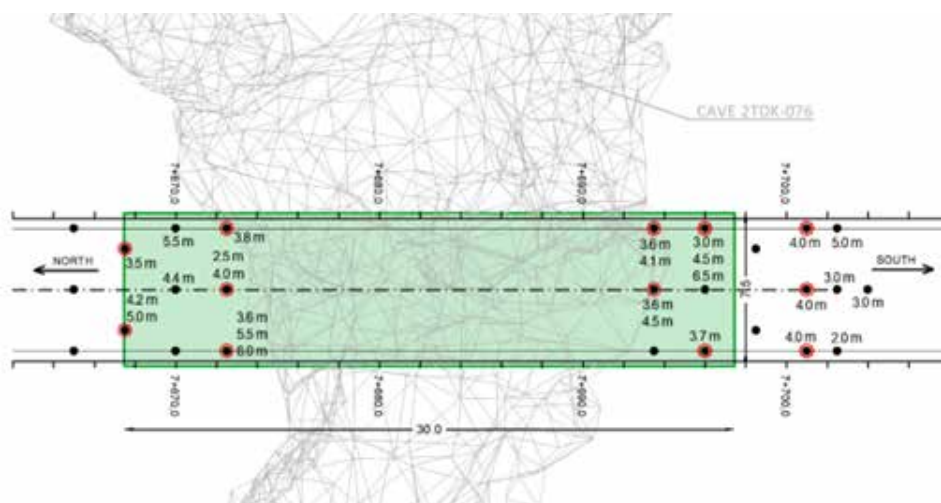
Slika 7: Pozicija jame 2TDK-076, pridobljena s pomočjo 3D laserskega skeniranja, neposredno pod servisno predorsko cevjo.



Stene jame so bile obložene s sigo, medtem ko je bilo dno jame večinoma prekrito z jamskimi sedimenti, sestavljenimi iz gline in kamnitega drobirja. Najnižji del jame, ki se je nadaljeval v ožji rov, je kazal sledove erozije, kar je nakazovalo občasno poplavljanje dna jame. 3D lasersko skeniranje je pokazalo, da se je kraška jama 2TDK-076 raztezala diagonalno pod servisno cevjo predora, pri čemer je predor sekal njen strop (Slika 7). Po pridobitvi smernic Zavoda RS za varstvo narave je bilo kot začasna rešitev izvedeno zasutje jame 2TDK 076 z izkopnim kamnitim materialom, da bi se zagotovilo varno nadaljevanje del brez večjih zastojev. Jama je bila zasuta do nivoja predora, nato pa je bila preko nje izvedena začasna premostitvena plošča iz 40 cm debelega armiranega brizganega betona. Plošča je bila zasnovana kot zaščitni ukrep za gradbeno mehanizacijo in delovno silo v primeru takojšnjega posedanja zasipnega materiala.

Georadske raziskave (GPR) so pokazale razpoke in votline v kamninski masi, ki so segale izven sten jame, ki je bila predhodno določena s 3D laserskim skeniranjem. To je bilo nato potrjeno tudi z izvedbo vertikalnih sondažnih vrtin, ki so bile izvedene na mestih predvidenih ležišč nad steno jame. V prvi fazi je bila predvidena 26 m dolga premostitvena konstrukcija, pri čemer je bilo pod vsakim ležiščem izvedenih osem sondažnih vrtin globine do 8 m. Rezultati dodatnih raziskav pa so pokazali prisotnost manjših votlin okoli osrednje dvorane, ki so bile bodisi prazne bodisi delno zapolnjene z jamskimi sedimenti (gline). Na podlagi teh ugotovitev je bila sprejeta odločitev o podaljšanju konstrukcije na približno 30 m ter izvedba dodatnih sondažnih vrtin v drugi fazi (Volk in dr., 2024) v kateri je bilo izvrtanih še 10 sondažnih vrtin globine po 7 m pod vsakim ležiščem. Na sliki 8 je prikazan tloris servisne cevi predora z označenimi lokacijami sondažnih vrtin na območju premostitvene konstrukcije nad jamo 2TDK-076. Vrisane so tudi globine manjših kraških pojavov, kot so votle (označene z rdečimi krogi) ali z glino zapolnjene razpoke.

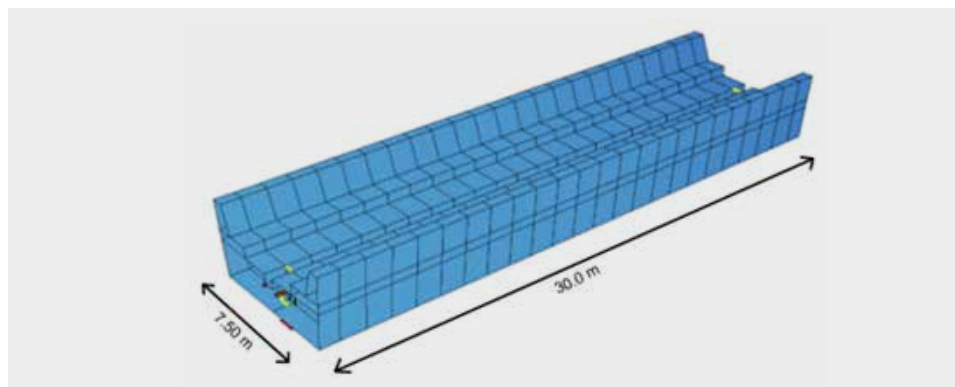
Slika 8: Položaj sondažnih vrtin na območju premostitvene konstrukcije nad jamo 2TDK-076. Kota ob posamezni vrtini prikazuje globine manjših kraških pojavov, ki so bili zabeleženi med vrtanjem. Vrtine, označene z rdečimi krogi, nakazujejo prisotnost zrakom zapolnjenih votlin.



Ob predpostavki, da se bo zasip v kraški votlini sčasoma posedel in v sredini razpona ne bo več zagotavljal podpore, je bilo določeno da se kraška jama v celoti premosti. Ker so dodatne raziskave pokazale izboljšane pogoje kamninske mase, je bilo odločeno, da se konstrukcija ne podaljšuje več; predvidena pa je bila izboljšava tal neposredno pod ležišči. Izboljšava je bila izvedena v dveh fazah. V prvi fazi so bile manjše votline na območju temeljev zapolnjene z zalivanjem betona skozi sondažne vrtine, v

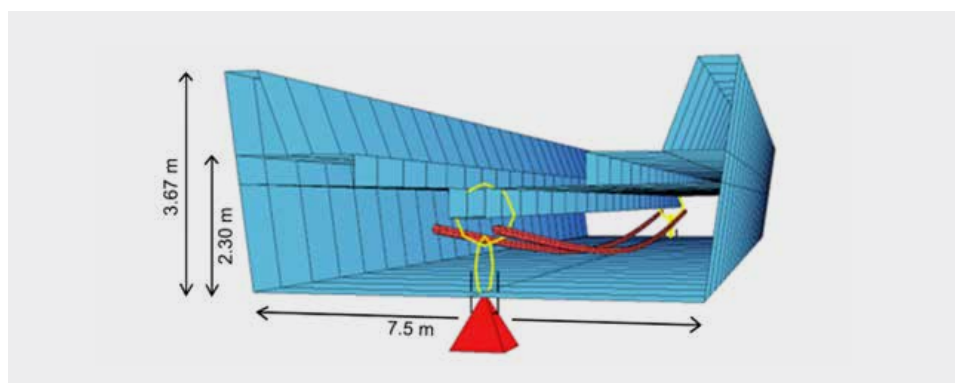
drugi fazi pa je bila v preostale votline dodatno injektirana cementna masa, s čimer je bila dosežena popolna zapolnitev. Takšen pristop je zagotovil izboljšano stabilnost in nosilnost kamninske mase pod predvidenimi ležišči konstrukcije.

Slika 9: Numerični model za statično analizo premostitvene konstrukcije preko jame 2TDK-076, izdelan v programskem okolju SOFISTIK.



Numerični model za statično analizo premostitvene konstrukcije, prikazan na sliki 9, je bil izdelan v programskem okolju SOFISTIK (SOFISTIK AG, 2024). Konstrukcija je bila modelirana kot prednapeta prosta preklada oz. kot armiranobetonski nosilec, prosto podprt na obeh koncih. Dolžina nosilca je znašala 30 m pri čemer je znašal svetli razpon med obema ležiščema 26 m. Lastnosti modela, obtežni primeri in robni pogoji konstrukcije so bili zasnovani podobno, kot pri analizi konstrukcije nad kraško jamo 2TDK 054. Zaradi večjega razpona te konstrukcije je bilo za obvladovanje mejnih vrednosti napetosti in deformacij potrebno uporabiti prednapenjanje. Betonska konstrukcija je bila prednapeta s 16 kabli, pri čemer je vsak kabel vseboval 19 pramenov z nominalnim premerom 15,7 mm. Začetna napetost na napenjalki je znašala 1395 MPa, kar je ustrezalo sili prednapetja 3975 kN. Skupna sila prednapetja celotne plošče je tako znašala 63.612 MN. Položaj dveh osrednjih kablov v numeričnem modelu prednapete nosilne konstrukcije je prikazan na sliki 10.

Slika 10: Numerični model premostitvene konstrukcije preko jame 2TDK-076 s shematsko prikazano pozicijo dveh osrednjih kablov za prednapenjanje; rdeča piramida prikazuje točkovno podporo modela.



Vgradnja opaža, polaganje armature, betoniranje, vstavitve jeklenih kablov ter njihovo prednapenjanje so potekali v obdobju šestih tednov. Med fazo prednapenjanja so se izvajale kontrolne meritve, s katerimi je bilo dejansko obnašanje konstrukcije primerjano z rezultati numeričnih analiz. V ta namen so bili na armaturo predhod-

no nameščeni merilniki deformacij (strain-gauge), ki so merili deformacije v zgornji in spodnji coni prereza. Ker kabli niso bili položeni v ravni liniji, temveč konkavno ukrivljeno, je bil zaradi prednapenjanja izmerjen dvig konstrukcije v višini 3,2 mm. Primerjava izmerjenih in izračunanih vrednosti je pokazala dobro ujemanje, saj so bile izmerjene vrednosti za 10 do 25 % nižje od izračunanih.

4. ZAKLJUČEK

Trasa nove železniške proge Divača–Koper poteka pretežno skozi kraški teren. Med izkopom obeh najdaljših predorov Lokev in Beka skupne dolžine cca 13,0 km je bilo skupno zabeleženih več kot 90 kraških pojavov večjih dimenzij (tj. daljših od 10 m). Med odkritimi pojavi v predoru Lokev sta izstopali jami 2TDK-054 in 2TDK 076, in sicer zaradi svoje lege neposredno pod osjo predora. Obe jami sta del večjega jamskega sistema, pri čemer je bila osrednja dvorana locirana znotraj območja predora oziroma neposredno pod njim. Prispevek predstavljačasne sanacijske ukrepe, s katerimi je bilo omogočeno varno in nemoteno napredovanje izkopa, ter trajne konstrukcijske ukrepe, potrebne za varno dolgoročno obratovanje železniške proge.

Začasni sanacijski ukrepi so vključevali zasipavanje jam z izkopnim kamnitim materialom in gradnjočasne armiranobetonske plošče, ki je služila kot zaščita gradbene mehanizacije in delavcev v primeru posedanja zasipnega materiala ali porušitve jamskega stropa pod predorom. Trajni ukrepi so v obeh primerih zahtevali izvedbo premostitvenih konstrukcij. V območju ležišč so bile izvedene dodatne geotehnične raziskave (GPR, vertikalne sondažne vrtine) za oceno kakovosti kamninske mase. Po potrebi je bila stabilizacija temeljev dodatno izvedena z betoniranjem in injektiranjem cementne mase v kamninsko maso.

Na podlagi izvedenih raziskav in začasnih ukrepov sta bila določena velikost in oblika trajnih premostitvenih konstrukcij. Za jamo 2TDK-054 je bila projektiran armiranobetonski nosilec skupne dolžine 22 m. Za jamo 2TDK-076 pa je bil projektiran prednapet armiranobetonski nosilec skupne dolžine 30 m. Obe konstrukciji sta morali biti robustno zasnovani in pravilno dimenzionirani, saj vzdrževalni posegi v času obratovanja železnice zaradi prostorskih omejitev praktično ne bodo mogoči. Pri tem se je upoštevalo, da bi vsak naknadni poseg bi zahtevalčasno zaustavitev železniškega prometa, kar bi povzročilo znatne materialne stroške in gospodarsko izgubo pri poslovanju Luke Koper in druge. Prispevek tako predstavlja neposredne izkušnje pri obravnavi večjih kraških pojavov v podzemni gradnji ter ponuja vpogled v primere dobre prakse za predorsko gradnjo v kraškem terenu.

Reference

- [1] Jovičič, V., Dvanajščak, D., Vesel, G., Volk, B., Galuf, S. Dosedanje izkušnje pri sanaciji kraških pojavov na predoru T1 na železniški povezavi Drugi Tir Divača – Koper. Šemrov, D. (ur.). 15. Slovenski kongres o prometu in prometni infrastrukturi, Portorož, 26.-28. oktober 2022. Ljubljana: DRC, Združenje za promet in prometno infrastrukturo Slovenije, 2022. Str. 1-8. ISBN 978-961-6527-32-3. [COBISS.SI-ID 225166595]
- [2] Dvanajščak, D., Ratej, J., Jovičič, V. Sustainability of water resources in karst undermined by tunneling: a case example. Sustainability. 2022, vol. 14, iss. 2, str. 1-22. ISSN 2071-1050. DOI: 10.3390/su14020732. [COBISS.SI-ID 93034243]
- [3] Prelovšek, M., Drole, F. 2023. Poročilo krasoslovnega nadzora 161: jama 2TDK-054 (2TDK_KR_T1_DI_GC_06333_Jama2TDK-054)
- [4] Volk, B., Vesel, G., Plevel, Ž. 2023. Premostitev jame 2TDK-054 v predoru T1-DI-GC (št. poročila 3023186)
- [5] Evropski komite za standardizacijo. (2004). Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe (EN 1992-1-1). CEN/TC 250.
- [6] Prelovšek, M., Drole, F. 2024. Poročilo krasoslovnega nadzora 208: jami 2TDK-076 in 2TDK-075 (2TDK_KR_T1_KP_SC_07689_Jama2TDK-076)
- [7] Prelovšek, M., Drole, F. 2024. Poročilo krasoslovnega nadzora 209: jami 2TDK-076 in 2TDK-075 2TDK_KR_T1_KP_SC_07689_Jama2TDK-076)
- [8] Volk, B., Vesel, G., Plevel, Ž. 2024. Premostitev jame 2TDK-076 v predoru T1-KP-SC (št. poročila 3026914)

TOPIC 10

**GEOTEHNIČNA SPREMLJAVA
GRADNJE SILOSA NA
ODLAGALIŠČU NSRAO VRBINA**

Geotehnična spremljava gradnje silosa na odlagališču NSRAO Vrbina

mag. Boštjan Volk, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: bostjan.volk@irgo.si

Matej Zalokar, mag. inž. geotehnol.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: matej.zalokar@irgo.si

Abstract

For purpose of disposing of the low- and intermediate-level radioactive waste (LILW), a repository is being constructed near Krško. Since this is a high-risk facility, interventions in the nearby rock formations in the immediate vicinity were not permitted. The LILW repository is designed as an underground silo with a depth of 55 meters, where the excavation is protected by a diaphragm wall constructed to a depth of 65 meters. Excavation in the upper section takes place in Quaternary alluvial deposits, while the lower section is in a Miocene substrate. Due to soil over-consolidation and the lowering of the groundwater level, effects on the diaphragm wall structure and soil deformations, which have the potential for hydraulic fracturing, are expected.

For this reason, an extensive continuous geotechnical monitoring system has been established, where the key question is the development of stress and deformation in the primary support structure. Vertical displacements due to excavation and pumping activities are also being monitored, as these ensure the lowering of the groundwater level within the diaphragm wall and the reduction of pore pressures. This ensures safety during excavation and the subsequent construction of the internal silo lining. Except for surveying measurements, the entire system is based on automatic data acquisition, remote access and allows for data visualization through a web portal for continuous monitoring of the diaphragm wall condition. It also enables detailed interpretation for evaluating the conditions for excavation progress as part of geotechnical supervision.

Keywords: radioactive waste disposal, NSRAO, NEK, geotechnical monitoring, geotechnical supervision

Povzetek

Za potrebe odlaganja nizko in srednje radioaktivnih odpadkov (NSRAO) se gradi odlagališče v bližini Krškega. Ker gre za objekt višjega tveganja, poseganje v bližnjo hribino v neposredni okolici niso bili dovoljeni. Odlagališče za NSRAO je zasnovano kot podzemni silos globine 55 m, kjer se izkop varuje z diafragmo, grajeno do globine 65 m. Izkop v zgornjem delu poteka v kvartarnih aluvialnih nanosih, v spodnjem delu pa v miocenski podlagi. Zaradi pre-konsolidacije tal in znižanja gladine podzemne vode se pričakuje vplive na konstrukciji diafragme ter deformacije tal, ki imajo potencial hidravličnega loma. V ta namen se je vzpostavil obsežen kontinuiran geotehnični monitoring, kjer je ključno vprašanje potek napetosti in deformacije primarne podgradnje. Spremlja se tudi vertikalne pomike zaradi izkopnih del in črpanja, ki znotraj diafragme zagotavlja znižanje gladine podzemne vode in zmanjšanje pornih tlakov. To zagotavlja

varnost pri izkopu in kasnejši izgradnji notranje obloge silosa. Razen geodezije, je celoten sistem zasnovan na avtomatskem zajemanju podatkov, oddaljenem dostopu in omogoča vizualizacijo podatkov preko spletnega portala za stalno spremljanje stanja v diafragmi ter omogoča detajlno interpretacijo za vrednotenje pogojev napredovanja izkopnih del v sklopu geotehnične spremljave.

Ključne besede: odlagališče radioaktivnih odpadkov, NSRAO, NEK, geotehnični monitoring, geotehnična spremljava

1. UVOD

Za potrebe odlaganja nizko in srednje radioaktivnih odpadkov je bila v preteklosti izbrana varianta odlaganja odpadkov v vkopanih silosih. Izbrana lokacija načrtovanega odlagališča NSRAO je jugovzhodno od mesta Krško in jugozahodno od vasi Spodnji Stari grad na levem bregu reke Save na prodni ravnici, Vrbina. Lokacija in njena širša vplivna okolica sta del Krškega oziroma Krško-Brežiškega polja.

S projektom PZI faze (IBE d.d.), je za odlagališče NSRAO predviden masivni AB silos, zunanega premera 32,3 m z 1,5 m debelo steno primarne podgradnje in 1,0 m debelo notranjo oblogo, ki je temeljna na temeljni plošči ovalne oblike (konkavno oblikovano dno silosa), na globini od cca. 50,7 m (ob straneh) do cca. 54,3m (na sredini) od kote obstoječega terena, ki se nahaja na lokaciji silosa na absolutni nadmorski višini cca. 153,40 m.n.v.

Skladno z zasnovo investitorja je varovalna konstrukcija izkopa za silos, primarna podgradnja, predvidena z vkopanim AB debelostenskim zidovjem - diafragmo, debeline 1,5m, poligonalne cilindrične oblike, dolžine posameznega primarnega panela cca. 7,5 m ter sekundarnega 2,8 m in globine panelov cca. 65m od trenutne kote terena [1]. V sklopu projekte dokumentacije je bil izdelan tudi načrt geotehničnega monitoringa, ki služi kot podlaga za vgradnjo in izvedbo geotehnične spremljave obnašanja primarne podgradnje (diafragme) med izvedbo gradbenih del.

2. PROJEKTNE REŠITVE

Izgradnja vertikalnega silosa izkopnega premera 32,3 m je v slovenskem prostoru posebnost. Pri projektiranju geotehničnega monitoringa smo za zagotavljanje varnosti med gradnjo, ki bi omogočala spremljanje napetostnega stanja in deformacij tako v konstrukcijskih elementih primarne podgradnje, kot tudi v zaledju objekta, izhajali iz geotehničnih vprašanj za katera smo ocenili, da nam bodo med gradnjo dala prave odgovore glede obnašanja primarne podgradnje iz diafragme. Glavna geotehnična vprašanja so bila: spremembe napetosti v primarni podgradnji, spreminjanje notranjih statičnih količin v primarni podgradnji glede na dimenzioniranje AB elementov in deformacije diafragme oz. armaturnega koša v smeri proti centru izkopa v povezavi z kvaliteto izvedenih primarnih in sekundarnih panelov debelostenske diafragme. V temeljnih tleh oziroma dnu izkopa silosa so bile zaradi pre-konsolidacije tal in zniževanja gladine podzemne vode, pričakovane vertikalne deformacije. Zaradi črpanja podzemne vode s ciljem zniževanja pornih tlakov oziroma večanja varnosti proti morebitnem lomu temeljnih tal, je bila predvidena tudi spremljava nivojev podzemne vode in pornih tlakov v območju pod temeljnimi tlemi znotraj območja silosa. V zaledju

primarne podgradnje smo pričakovali manjše deformacije, ki so predvsem posledica zniževanja gladine podzemne vode zaradi varovanja izkopa, vendar pa smo bili tu omejeni z naborom meritev, saj sistem geotehničnega monitoringa in vgradnja opreme ne sme predstavljati preferenčnih poti za potencialne radionuklide iz odlagališča v geo in hidrosfero. Tako da smo bili z meritvami omejeni le na površino v zaledju silosa ter na samo diafragmo in izkopni prostor silosa.

Iz tega je sledil nabor opreme za geotehnično spremljavo. Oprema je bila izbrana glede na pričakovane napetosti, premike, deformacije in tlake, ki so izhajali iz tridimenzionalne geostatične analize silosa, ob upoštevanju 3D ravninsko-simetričnega stanja konstrukcije in geoloških razmer. Za projekt je izračun izvedelo podjetje ITASCA Consultants S.A.S, z uporabo računalniškega programa FLAC 3D 6.00 in sicer za projektno stanje izkopa silosa do končne predvidene globine izkopa. Dodatno so bili za potrebe hidrogeologije (HG) izdelani modeli iz predhodnih HG raziskav za gradnjo objekta [2]. Računske modele in analize smo uporabili tudi za definiranje treh alarmnih nivojev ukrepanja v odvisnosti od deleža dosežene izmerjene vrednosti posamezne merjene količine z merskim elementom glede na računsko vrednost.

Pri izberi opreme, ki je vgrajena na projektu smo izhajali iz več predpostavk. Zagotoviti smo morali redundantnost opreme in merjenih veličin. Tako, da lahko vse parametre spremljamo na dva načina. V kolikor to ni bilo mogoče smo povečali nabor vgrajene opreme na projektu, seveda pa smo bili omejeni z optimizacijo stroškov. Za tehnologijo smo izbrali senzorje po tehnologiji VW (vibrirajoča žica) zaradi robustnosti in razdalje do zajemne enote. Spremljava je razdeljena na zaledje silosa, diafragmo in izkopni del silosa.

V zaledju silosa so na razdalji približno 25 m vgrajene 3D geodetske točke za merjenje morebitnih premikov in posredkov zaledja na 5 lokacijah. Merske točke imajo navezavo na stabilizirano geodetsko mrežo. Dodatno so točke namenjene navezavi geodetskih meritev na 3D točke ob ustjih inklinometrov vgrajenih na diafragmi in 3D trigonometričnih meritev premikov konstrukcije primarne podgradnje na 4 nivojih znotraj silosa.

V diafragmi so v 4 nivojih in 6 lokacijah simetrično razporejeni merilci napetosti (skupaj 48 »stress-metrov«) za spremljanje obremenitev v obliki tlakov v betonskem delu diafragme. Na posameznem merilnem mestu sta vgrajena 2 merilca napetosti v paru. En merilec je postavljen od vertikalne osi diafragme na notranji strani (stran izkopa silosa), drugi merilec pa od vertikalne osi diafragme na zunanji strani (zaledje silosa). Merilci so postavljeni v ravnini zunanje cone armature, kar je za potrebno za ustrezno vrednotenje obnašanja AB elementa v horizontalni ravnini.

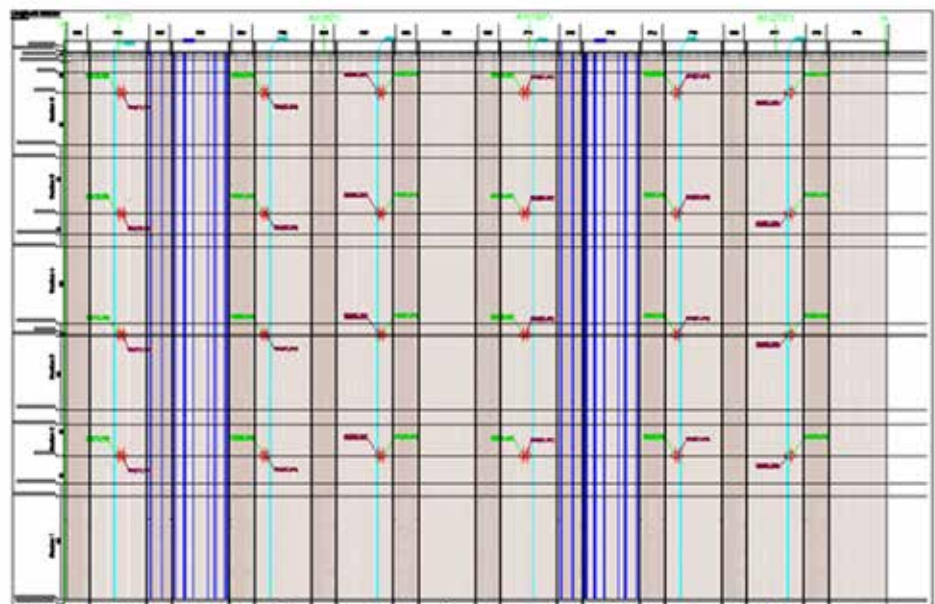
Na istih lokacijah je vgrajenih tudi 48 merilcev specifičnih deformacij, ki so namenjeni za določitev specifičnih deformacij, kot posledice spremembe napetostnega stanja v betonskih ali jeklenih elementih. Razlika z merilci napetosti je njihova vertikalna postavitev. Stanje upogibnih momentov in osne sile izračunamo iz izmerjene deformacije na podlagi vrednotenja AB elementa in razporeditve tlačne in natezne cone v njem. V primarno podgradnjo je vgrajen par merilcev (od vertikale na notranji in zunanji strani), kar omogoča izračun upogibnih momentov in osne sile v vertikalni smeri diafragme.

Na 6 lokacijah diafragme so vgrajene inklinometriške cevi, ki omogočajo meritve inklinacij diafragme za potrebe spremljanja deformacij konstrukcije v globini skladno z napredovanjem izkopa. Glede na togost konstrukcije smo predvideli vgradnjo avtomatskih inklinometriških verig (In Place Inclinator – IPI) z rastrom 5 m in kontinuirano spremljavo.

En od izzivov je bila spremljava dna izkopa, kjer se ves čas izvaja klasično poglabljanje s težko gradbeno mehanizacijo. Zaradi manipulacije dveh bagrov mora biti merska oprema in posledično izvedba meritev bolj robustne zasnove in se prilagajati fazam izkopa. Zato smo za spremljavo potencialnega hidravličnega loma tal in relaksacije hribine predvideli 2 magnetna ekstenzometra globine 35 m, ki sta se vgradila šele na koti 120,27 in sta segala pod končno koto silosa. To smo predvideli zaradi lažje dinamike del pri izkopu. Dodatno so bili za spremljanje tlakov podzemne vode in kontrole uspešnosti zniževanja gladine, vgrajeni trije 5 nivojski merilci pornih tlakov (tlačne sonde) z avtomatiziranim zajemom podatkov. Ves čas pa se ročno spremlja tudi nivo vode in pretok v 13 črpalnih vodnjakih.

Pred izkopom silosa smo morali tudi potrditi kvaliteto izvedbe betonskega dela panelov diafragme po globini, kot tudi kvaliteto izvedbe stika primarnih in sekundarnih panelov. Za to smo vgradili 32 namenskih jeklenih cevi globine 64 m in nato s tehnologijo cross hole ultrasonic monitoring – CHUM potrdili uspešnost betoniranja panelov.

Slika 1: Razviti pogled na diafragmo z vrisanimi koši in merskimi elementi. [3]. Developed view of the diaphragm with marked cages and measuring elements [3].



Monitoring smo zasnovali tako, da se meritve izvajajo kontinuirano in da je sistem v čim večji meri avtomatiziran, saj s tem zagotavljamo real time rezultate v diafragmi in tako pravočasno odkrivanje kritičnih sprememb, kar omogoča varno izvedbo gradbenih del.

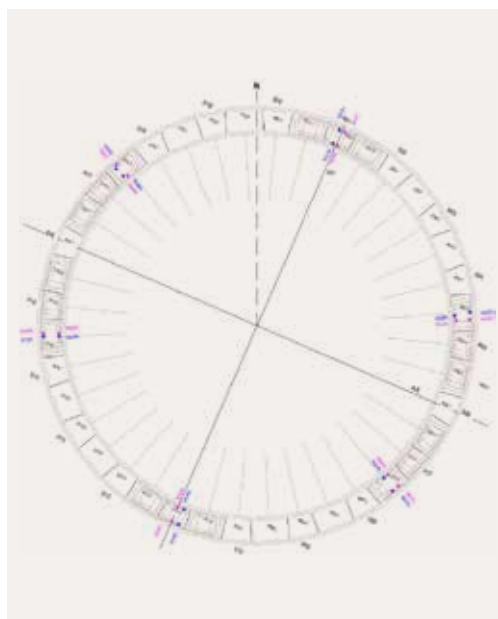
3 VGRADNJA GEOTEHNIČNEGA MONITORINGA

Gradnja silosa takega obsega s tehnologijo debelostenske diafragme je v Sloveniji edinstven projekt. Zato je bila tudi vgradnja instrumentov velik izziv. V tujini se s podobnimi deli in tovrstno vgradnjo instrumentov srečujejo predvsem pri gradnji dostopnih jaškov za potrebe gradnje podzemnih železnic. Na samo vgradnjo smo se pripravili predvsem s prebiranjem člankov in literature iz tega področja ter posvetovanjem z dobavitelji opreme. Dodatno so nam prav prišle izkušnje vgradnje opreme pri gradnji predorov v Sloveniji, kjer smo se srečali z nekatero opremo in smo lahko dobro predvideli težave, s katerimi se bomo soočali. Zavedali smo se, da je kvalitetno vgrajena oprema ključna za kasnejšo interpretacijo in uporabo ter zagotavlja trajno delovanje. Oprema je zelo občutljiva, hkrati pa jo vgrajujemo v robustne konstrukcijske elemente ob uporabi težke gradbene mehanizacije, kjer je nadzorovanje in rokovanje z njo med fazo gradnje zelo omejeno.

Vgradnje smo se lotili v treh sklopih. Prvi sklop je bil pozicioniranje večkanalne enote za zajem podatkov in postavitev kinet za kasnejše kabliranje senzorjev. Zaradi zelo težke mehanizacije (170 t) in transportnih poti smo morali vso opremo za zajem in pošiljanje podatkov na strežnik umakniti iz vplivnega območja. To je pomenilo tudi daljše kable do senzorjev, najbolj neugodna lokacija je zahtevala tudi 160 m kabla na senzor. Zaradi tega je na projektu vgrajeno skupno več kot 10 km kablov za geotehnično spremljavo.

Slika 2:

Levo, tloris objekta s pozicijo merilnih elementov. Desno, pogled na gradbišče, posnetek iz drona [6].
Left: floor plan of the building with the position of measurement points.
Right: view of the construction site, drone shot [6].



Drugi sklop je bila vgradnja opreme v diafragmo. Diafragma je razdeljena na primarne panele s 3 koši in sekundarne panele s 1 košem. 64,75 m dolgi armaturni koši so razdeljeni v šest 11,6 m široke segmentov, ki jih je bilo potrebno med vgradnjo med seboj spajati s preklopom. To je pomenilo, da smo vgradnjo opreme v sodelovanju z izvajalcem BAUER prilagodili faznosti del. Predhodno smo na tleh, dan pred vgradnjo na armaturne koše namestili in pripravili merilno opremo. Ker so inklinometrične cevi in cevi za CHUM meritve v segmentih po 3 m oziroma 6 m, je bilo potrebno te spajati v vertikalni poziciji. Dodatno smo kable, ki so bili v enem kosu od senzorja do zajemne

omarice morali voditi po armaturnih kletkah. To je predstavljalo izziv zaradi možnosti pretrga in posledično dodatnih zastojev, za kar smo izkoristili 10 cm prostora med kletko in hribino zaradi distančnikov. Zaradi visokih tlakov na dnu diafragme in možnih anomalij pri izkopu smo ves čas preverjali delovanje opreme, saj bi lahko prišlo do vdora bentonitne suspenzije v merske elemente, za kar smo imeli pripravljene tudi postopke saniranja oziroma nadomestitve. Po vgradnji armaturnih košev je sledilo kontinuirano betoniranje in šele po zaključku tega smo lahko izvedli ničelne meritve. V inklinometrične cevi smo vgradili avtomatske inklinometrične verige (In Place Inclinator – IPI) in začeli s kontinuiranimi meritvami in umerjanjem celotnega sistema monitoringa.

Tretja faza vgradnje opreme je potekala po zaključku izvedbe obroča diafragme v sklopu primarne podgradnje, ko se je za potrebe hidrogeološkega nadzora znotraj območja izkopa izvedlo 13 črpalnih vodnjakov in 3 večnivojske merilce pornih tlakov (NMT). Vrtanje z vrtalnimi garniturami in vgradnja cementiranih NMT je potekala iz kote ca 151,3 – 153,4 m do globine 72 m. Injekcijska masa je bila izbrana glede na vodopropustni faktor hribine, ki smo ga pridobili iz predhodnih raziskav. Po izvedbi izkopa do kote 120,2 m smo izvedli vgradnjo dveh 35 m globokih magnetnih ekstenzometrov. Vrtanje je bilo izvedeno z manjšo 10 t vrtalno garnituro za geomehansko vrtanje. V vrtino se je vgradil magnetni ekstenzometer, katerega se je nato cementiralo. Injekcijska masa je bila izbrana glede na tlačne trdnosti hribine, kamor smo vgradili inštrument. Glede na to, da se na projektu uporablja zelo natančna oprema v agresivnem okolju, je bila vgrajena oprema po fazi gradnje 100% delujoča, ravno tako je stanje tik pred končanjem izkopnih del v silosu, saj vsa oprema ustrezno deluje in za potrebe interpretacije varnosti izvedbe izkopnih del dobivamo zelo kvalitetne zvezne meritve.

Slika 3: Vgrajevanje merilne opreme na armaturne koše diafragme, ki je potekala glede na dinamiko izvedbe del tudi ponoči. Installation of measurement equipment on the diaphragm reinforcement cages, which depending on the work progress was also carried out during the night.



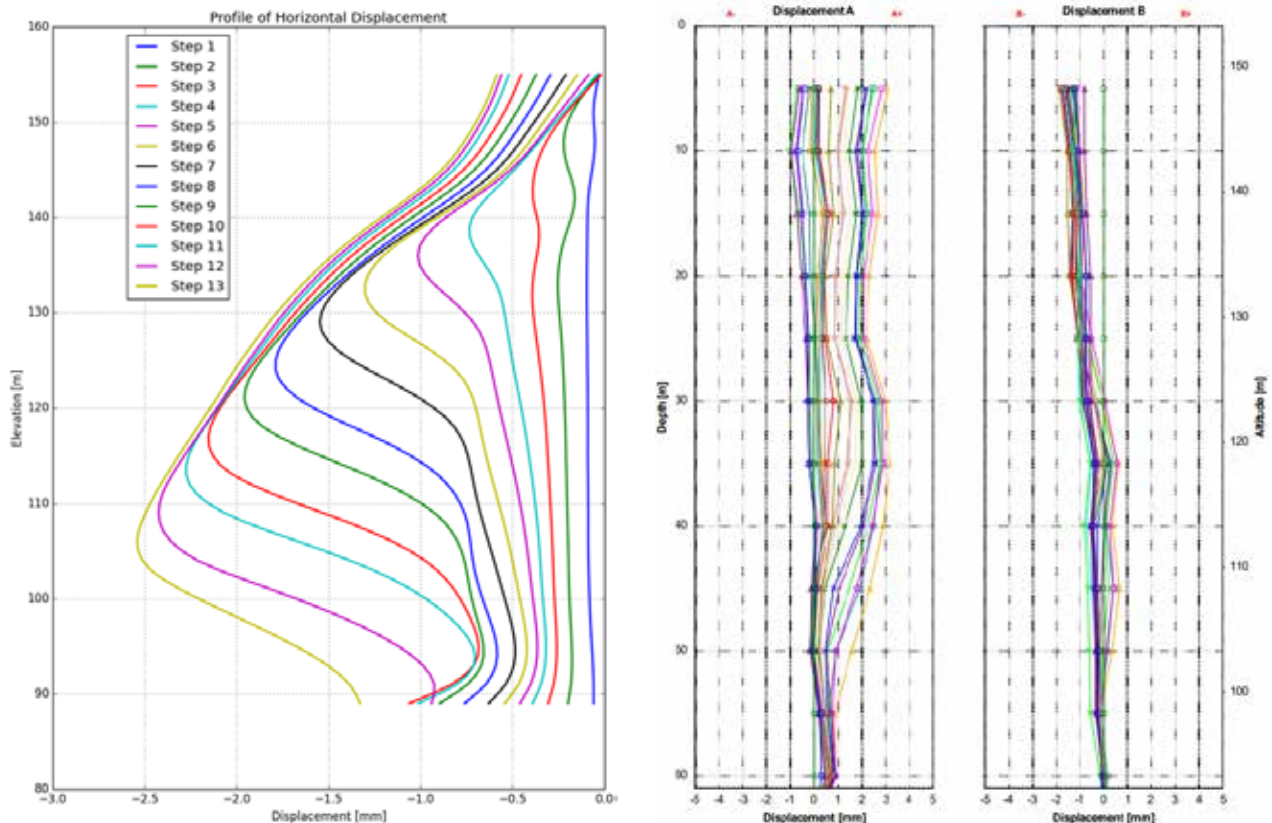
4. INTERPRETACIJA MERITEV GEOTEHNIČNEGA MONITORINGA IN REZULTATI

Naročnik je v fazi izvedbe projekta predvidel stalen geotehnični in hidrogeološki nadzor v fazi izvedbe izkopov v silosu, ki sicer za razliko od infrastrukturnih projektov poteka preko izvajalca gradbenih del. Organizacija tovrstne storitve zahteva redno prisotnost inženirja geotehničnih meritev, ki je instrumente vgrajeval, zaradi potreb vzdrževanja sistema in manjših sanacij v fazi gradnje. Vsako izkopno fazo spremlja geološka spremljava, ki izvaja kartiranje izkopnih čel in korigira prognoziran geološki profil in 3D geološki model. Ravno tako je potrebna redna prisotnost geotehničnega inženirja, ki dnevno spremlja obnašanje diafragme med izkopnimi deli ter izvedba vrednotenja kriterijev za nadaljevanje izkopnih del. Sočasno vrednotenje izvaja tudi hidrogeolog, ki na podlagi prognoziranih stanj dreniranja podzemne vode vrednosti kriterije o ustreznosti napredovanja izkopnih del.

Vrednotenje rezultatov geotehničnega monitoringa se izvaja za vsako izkopno fazo. Najprej se izvede geološko kartiranje izkopa, ki služi hidrogeologu pri vrednotenju meritev nivojev podzemne vode in tlakov pod dnom izkopa. Celovito interpretacijo nato naredi geotehnični inženir, ki vrednosti rezultate vseh geodetskih in geotehničnih meritev. Glede na rezultate statičnih analiz projektantov so bile v diafragmi predvidene zelo majhne deformacije. Glavni razlog za tako robustno zasnovo je potresna varnost objekta, ki je za nuklearne objekte zahtevna z dobo 1000 let za prazen silos in še daljše povratne dobe za delno ali v celoti zapolnjen silos, tako so te obremenitve na konstrukcijo bistveno večje kot pa vplivi hribine in podzemne vode. Pred pričetkom izkopnih del in izvajanja geotehničnega monitoringa smo v sklopu tehnološkega elaborata definirali alarmne nivoje s sprožitvenimi vrednostmi ter ukrepe v primeru preseganja posameznih vrednosti.

Geodetske meritve se izvajajo ročno s frekvenco 1x oziroma 2x tedensko. Takrat se izvedejo meritve zaledja silosa, ustij inklinometrov na zgornji gredi diafragme in vseh 3D merskih točk znotraj diafragme, ki so pozicionirane na 4 nivojih, enakih višin kot ostali merski instrumenti. Nivoju so postavljeni na kote 148,90, 134,60, 122,45 in 106,00. Zgornji rob diafragme je 153,40, dno izkopa pa 99,0 nadmorske višine.

Inklinometriške meritve se kontinuirano izvajajo vsako uro. Red velikosti meritev je sorazmerno majhen, saj so bile računsko pričakovane inklinacije do 2,5 mm v primeru najgloblje izkopne faze, ki se smatra kot najbolj neugoden obtežni primer. Pri skrajšem zaključku izkopnih del lahko v inklinometru 1 vidimo inklinacije okoli 3,2 mm v smeri A. Opažamo sicer nekoliko drugačno distribucijo inklinacij, vendar je ujemanje zelo dobro. Upoštevati moramo sicer tudi natančnost meritve, saj zaradi majhnih merjenih vrednosti prihaja do odstopanj, kot je to vidno iz rezultatov v smeri B. Pravilnost interpretacije zagotavljamo tudi z nadštevilnimi meritvami iz katerih je lažje opazovati trende obnašanja pomikov.



Slika 4: Diagrama računskih inklinacij za posamezne izkopske faze [5] in rezultate dejanskih meritev v inklinometru 1.

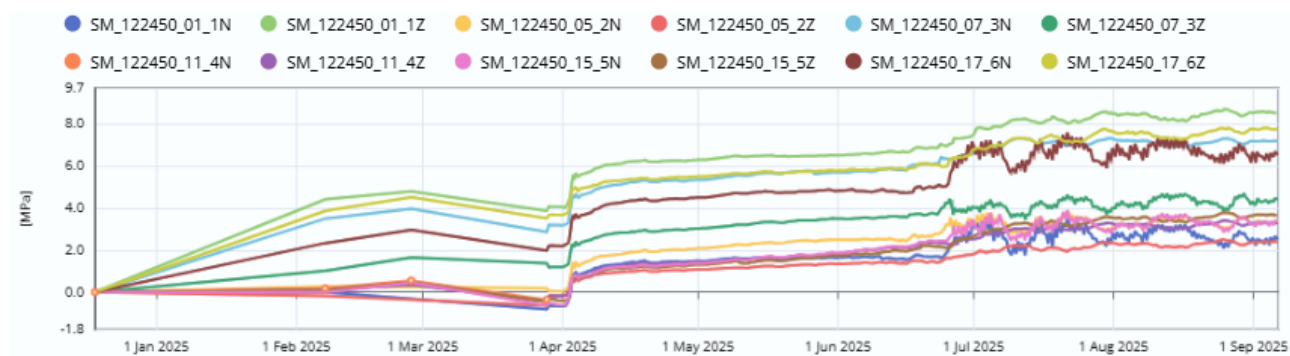
Diagrams of calculated inclinations for individual excavation stages [5] and the results of actual measurements in inclinometer 1.

Kontinuirano se izvajajo tudi meritve napetosti, ki nudijo informacijo ali je obroč diafragme obremenjen tlačno ali natežno. Računsko so bile v horizontalni smeri določene tlačne osne sile v redu velikosti 12.800 kN/m, pričakovano na najnižji globini izkopa. Iz rezultatov sicer ugotavljamo, da se razporeditev obremenitev v diafragmi ne pojavlja popolnoma enako, namreč meritve kažejo na največje tlačne sile na nivojih okoli 134,60 in 122,50, res pa je da izkop še ni na končni koti. Beležene vrednosti so okoli 8.500 kN/m.

Merilci specifičnih deformacij merijo vplive izkopa v diafragmi v vertikalni smeri. Zaradi pričakovanih neenakomernih deformacij po višini silosa, je razporeditev osne sile in upogibnih momentov različna. Postopek vrednotenja specifičnih deformacij poteka tako, da vrednosti na spodnji in zgornji coni pretvorimo v osno silo in upogibni moment in preverimo izkoriščenost prereza na mejno stanje nosilnosti. Računsko so pričakovani maksimalni vplivi na dnu izkopa v višini 3.190 kN/m in 430 kNm/m. Zaradi dimenzioniranja na potresno obremenitev je izkoriščenost prereza diafragme zaradi obremenitve s hribino in podzemno vodo le okoli 25 %.

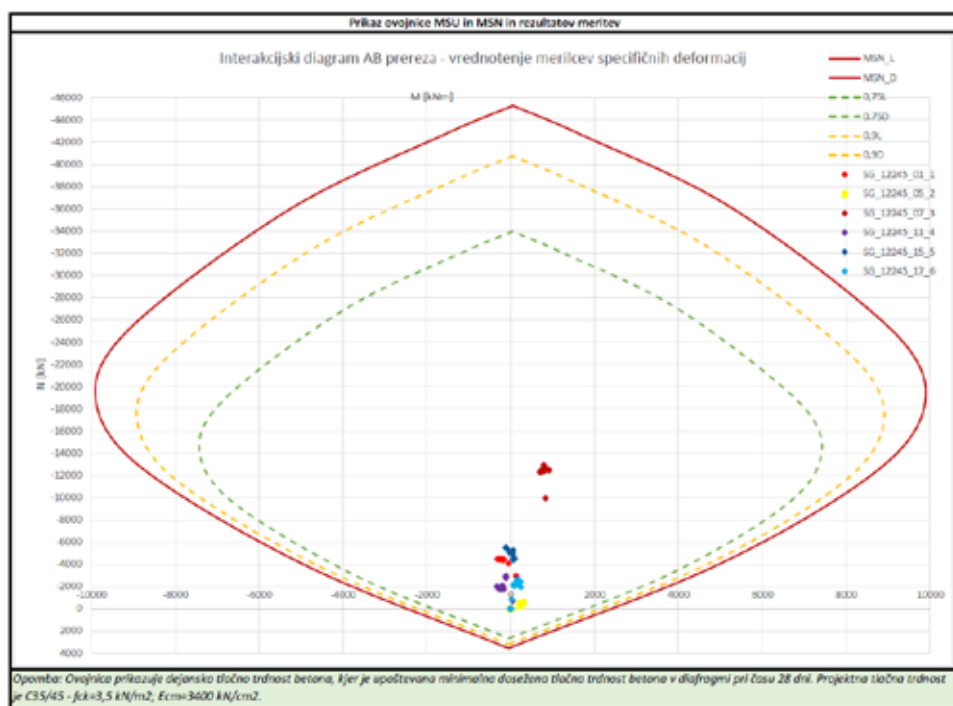
Način za merjenje vpliva poglobljanja dna silosa in s tem morebitnega popuščanja temeljnih tal opazujemo z dvema magnetnima ekstenzometroma. Vgrajena sta bila v dolžini 35 m na nivoju 118,80 in 115,90. Iz stabilnostnih izračunov so bili na voljo podatki o maksimalnih dvizkih temeljnih, ki naj bi znašali do 12,3 cm, ki nato do globine 3 m pod dnom izkopa padejo na 1 cm. Meritve ekstenzometrov potekajo ročno pred in po krajšanju. Iz rezultatov opazamo razbremenjevanje hribine v globini do 10 pod dnom izkopa, kjer pa z globino vrednosti naraščajo. Maksimalni raztezki ekstenzometrov

znašajo do 46 mm. Ugotavljamo, da imajo na obnašanje znaten vpliv tudi geološke razmere. Odstopanje od računskih pomikov pripisujemo natančnosti statične analize, kjer ni mogoče upoštevati dejanske nivoje podzemne vode, ki nastanejo ob črpanju iz 13 črpalnih vodnjakov.



Slika 5: Diagram z meritvami napetosti na nivoju 122,50 na zunanji in notranji strani diafragme. Diagram with stress measurements at level 122.50 on the outer and inner side of the diaphragm.

Slika 6: Prikaz dejanske obremenitve diafragme na nivoju 122,45 z nivoji sprožitvenih vrednosti. Display of the actual diaphragm load at level 122.45 with trigger threshold levels.



Rezultati zveznega spremljanja tlakov podzemne vode in ročnega merjenja nivojev podzemne vode, se vrednostjo ločeno v sklopu hidrogeološkega monitoringa, kjer pa se dodatno izvajajo še povratne analize učinka dreniranja. Rezultati povratnih analiz nato služijo za prilaganje režima črpanja glede na učinkovitost in zagotavljanje zahtevane varnosti pred morebitnim popuščanjem tal zaradi hidravličnega loma.

5. ZAKLJUČEK

Gradnja objekta za nizko in srednje radioaktivne odpadke zahteva zelo natančno projektiranje kot tudi gradnjo. V sklopu izvedbe del je zaradi pomembnosti objekta in specifičnosti vertikalne gradnje globokega silosa v premeru 32,3 m, je vgradnja obsežnega geotehničnega monitoringa, ki je v čim večji meri omogočal zvezni zajem meritev omogočala stalno spremljanje stanja obnašanja diafragme pri napredovanju izkopnih del. Zahtevna vgradnja opreme in delovanje vse opreme tudi ob skorajšnjem končanju izkopnih del, potrjujejo pravilno načrtovanje in kvalitetno vgradnjo geotehničnih instrumentov. Možnost stalnega spremljanja gradnje pomembnih objektov nudi pomembne podatke vsem deležnikom gradnje ter zagotavlja varnost udeležencev ter informacije za pravočasno ukrepanje v primeru nepričakovanega obnašanja objekta.

Reference

- [1] MEŠIČ N., ZALOKAR M. (2021), Projektna dokumentacija za izvedbo gradnje PZI. NRVB-B052/058-1. 7 Načrt s področja geotehnologije in rudarstva; 7/3 Načrt geotehničnega monitoringa. IRGO Consulting d.o.o.
- [2] RATEJ J., (2018): Hidrogeološko poročilo za potrebe zniževanja tlaka podzemne vode v miocenskih sedimentih pri izkopu za silos NSRAO, PO RECENZIJ, št. IC 392/17, 25.07.2018, IRGO Consulting d.o.o.
- [3] JV RIKO, CGP, Kolektor, Kostak, 2024: Projektna dokumentacija NSRAO Vrbina, Monitoring equipment, Positions of monitoring equipment in reinforcement cage, Bauer, (načrt K240505401A)
- [4] DUHOVNIK B., RODIČ B. (2020), Odlagališče NSRAO Vrbina, Krško; Načrt diafragme; NRVB-7G/12A, IBE d.d.
- [5] CAMUSSO M., TRAN H., et al (2020), Structural stability analyses of a new disposal silo design – Ljubljana, ITASCA Consultants, s.a.s
- [6] ARAO, avgust 2025: Gradbišče <https://arao.si/mediji/gradnja-nsrao-2025/>, fotografija DJI_20250813143100_0060_D

TOPIC 11

**IZZIVI GRADNJE VZHODNE CEVI
PREDORA KARAVANKE V
VODONOSNIH OBMOČJIH**

Izzivi gradnje vzhodne cevi predora Karavanke v vodonosnih območjih

mag. Boštjan Volk, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: bostjan.volk@irgo.si

dr. Jože Ratej, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Inštitut | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: joze.ratej@irgo.si

Abstract

In 2026, the construction of the Karavanke tunnel will be fully completed.. The excavation, finished in 2024, took place under very diverse geotechnical conditions, including several sections with aquifer zones. The first section passed through the Werfen Formation, where, during the tunnel's transition from clastic rocks into carbonates and the crossing of a short fault zone, a roughly 100-meter-long section with significant water inflows was encountered, reaching up to 35 litres per second. The area is also characterized by the presence of anhydrite, which swells upon contact with water. This phenomenon was already observed in the existing tunnel tube and has also been confirmed through geotechnical monitoring in the newly constructed eastern tube. Another major zone involved the transition from the Werfen Formation into the Schlern Dolomite and through the Goliški Fault, passing through a broader 10-meter-long mylonitized dolomite zone. In both cases, measures were implemented to ensure effective predrainage, which enabled the safe continuation of excavation works and provided valuable insights into the hydrogeological conditions. This more detailed understanding of the conditions was then used to optimize the location and design of the planned underground water collection system, which is intended to collect and distribute high-quality underground water.

Keywords: tunnel Karavanke, water inflows, Goliški fault, underground water collection system, anhydrite, Geotechnical and hydrogeological supervision

Povzetek

V letu 2026 se bo v celoti zaključila gradnja predora Karavanke. Izkop predora, zaključen leta 2024, je potekal v zelo raznolikih geotehničnih pogojih, med katerimi so bili tudi različni odseki z vodonosnimi conami. Prvi odsek je potekal v Werfenskih plasteh, kjer se je ob prehodu izkopa iz klastitov v karbonate ter prečkanju krajše prelomne cone pojavil približno 100 m odsek z močnimi dotoki vode, ki so dosegali tudi 35 l/s. Na območju se izdatno pojavlja tudi anhidrit, ki v stiku z vodo nabreka. Ta fenomen se je pojavljal že v obstoječi cevi, v sklopu geološko geotehnične in hidrogeološke spremljave pa smo ga potrdili tudi v novozgrajeni vzhodni cevi. Drugo večje območje je bil prehod iz Werfenske formacije v Schlernski dolomit ter skozi Goliški prelom skozi širšo milonitizirano cono dolomita dolžine 10 m. V obeh primerih so bili izvedeni ukrepi za učinkovito predhodno odvodnjavanje, kar je omogočalo varno napredovanje izkopnih del ter hkrati nudilo dober vpogled v hidrogeološke razmere. Bolj natančno poznavanje razmer se je uporabilo za optimiziranje lokacije in zasnove projektiranega vodnega zajetja visoko kvalitetne podzemne vode.

Gljučne besede: predor Karavanke, dotoki vode, Goliški prelom, podzemno vodno zajetje, anhidrit, Geotehnična in hidrogeološka spremljava

1. UVOD

Gradnja vzhodne cevi avtocestnega predora Karavanke je eden največjih infrastrukturnih izzivov v Sloveniji v zadnjem desetletju. Predor Karavanke leži na evropskem prometnem koridorju 10, ki povezuje Slovenijo in Avstrijo, ter predstavlja eno najpomembnejših prometnih povezav v alpskem prostoru. Zahodna cev, zgrajena med letoma 1986 in 1991, je bila do leta 2020 edina predorska povezava na tem odseku, promet pa je v njej potekal dvosmerno, kar je predstavljalo tako prometno kot varnostno tveganje. Predor Karavanke je dolg 7,9 kilometra, od tega približno slaba polovica leži na slovenski strani. Gre za enega najpomembnejših infrastrukturnih objektov, saj se skozi njega odvija mednarodni promet v smeri sever-jug. Med gradnjo obstoječe cevi so graditelji izkusili moč gore, ki je ob 1000 metrskem nadkritju in izjemni zalogi podzemne vode predstavljala izjemno težke razmere in izziv pri obvladovanju stabilnosti primarne podgradnje.

Izkušnje iz zahodne cevi so pokazale, da je gradnja predora v območju Karavank izredno zahtevna zaradi kompleksnih geoloških in takratnih hidrogeoloških razmer. Ena od najbolj kritičnih točk pri gradnji stare cevi je bila Goliška prelomna cona, kjer je zaradi izjemno zahtevnega in le delnega predhodnega dreniranja prišlo do enega največjih vodnih vdorov v zgodovini slovenske in evropske predorogradnje. Dogodek je povzročil porušitev že izvedenega dela predora v neposredni bližini prelomne cone, večjo porušitev pretrte kamnine nad predorom in povzročil daljšo zamudo gradnje. Zahteval je izvedbo obvodnega rova za potrebe nadaljevanja izkopnih del za Goliškim prelomom in sanacije območja preloma.

Pri gradnji vzhodne cevi so bile zato vnaprej izvedene podrobne geološke, geomehanske in hidrogeološke raziskave. V projekt so bile vključene raziskovalne vrtine, piezometri, kemijske analize podzemne vode in stalno geološko geomehansko in hidrogeološko spremljanje. V fazi projektiranja so bile izkušnje iz gradnje prve cevi zelo resno upoštevane, pri čemer je bila upoštevana tudi olajševala časovna komponenta in drenažni učinek že izgrajene zahodne cevi predora. Projekt je predvideval več scenarijev rešitev in predvsem upošteval široko paleto ukrepov, ki bi lahko bili uporabni v primeru izredno težkih razmer gradnje. Posebna pozornost je bila namenjena varovanju vodnih virov, saj predor poteka skozi vodovarstvena območja zajetij, s katerimi se zagotavlja oskrba prebivalstva s pitno vodo. Geotehnični in hidrogeološki monitoring je omogočal stalno spremljanje dotokov vode, pritiskov v hribini in stabilnosti obloge predora.

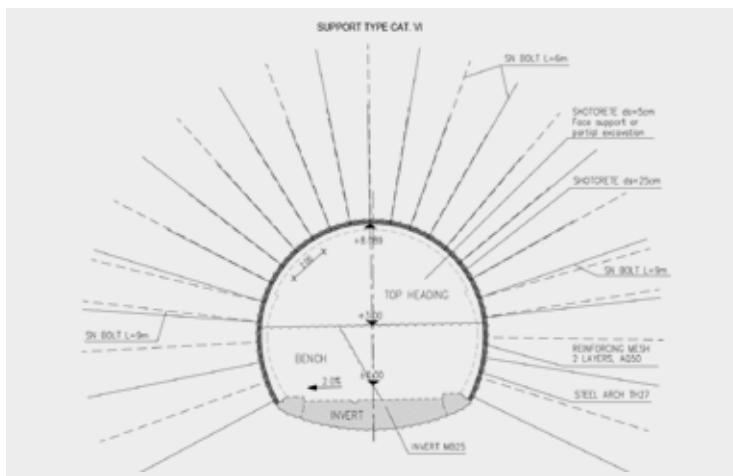
V članku bomo naprej predstavili osnovne podatke o vzhodni cevi predora Karavanke z namenom izpostavitve pomembnosti gradnje in nato opisali izkušnje iz vodonosnih con, ki so tako projektantom kot izvajalcu predstavljale izziv med gradnjo.

2. SPLOŠNO O GRADNJI ZAHODNE CEVI PREDORA KARAVANKE

Pri gradnji zahodne cevi so se na odseku 2 oziroma v Werfenskih plasteh pojavljali večji dotoki vode, ki so znašali tudi do 100 l/s na stacionaži 732 in 746 m. Dotoke so spremljale lokalne nestabilnosti in izpiranje zdrobljenega materiala, kar je povzročalo velike težave pri izkopu zaradi visokih tlakov.

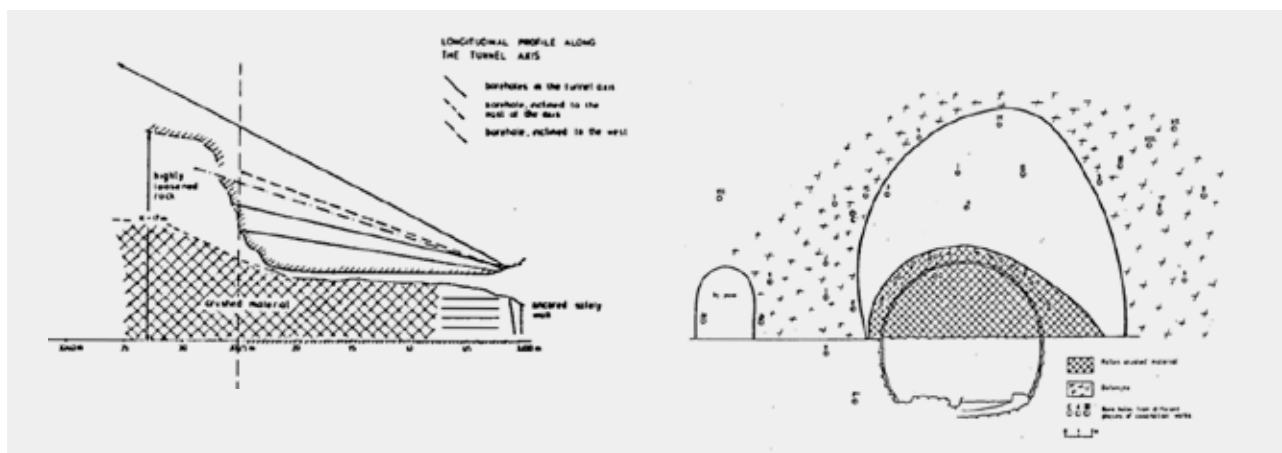


Slika 1: Razmere pri izkopu skozi prelomno cono v Werfenski formaciji [1] in shema uporabljenega podpornega tipa pri reprofilaciji. Conditions during excavation through the fault zone in the Werfen Formation [1] and the scheme of the support type used during reprofiling.



Gradnja zahodne cevi v Werfenski formaciji je zajemala redno geološko predvrtanje, ter izvedbo drenažnih vrtin. Z učinkovitim dreniranjem je bilo zagotovljeno stabilno napredovanje. Razmere so se dokaj hitro spreminjale, kar je pomenilo uporabo vitkih podpornih tipov s debelino brizganega betona 20cm, ene plasti mreže in sider dolžine 6m ter do obloge iz brizganega betona debeline do 30 cm, dvema plastema mreže, TH jeklenih nosilcev in IBO sider dolgih tudi 12 metrov. Namreč zaradi slabše prepustnosti, je voda ujeta v hribini povzročala pritisk na primarno oblogo, nastale so razpoke in nato popuščanje in rušenje obloge. Na razpokah se je pojavilo dotekanje vode pomešane z glino. Območje predora je bilo začasno podprto z lesenimi brunami, dodatno sidrano in na koncu tudi reprofilirano v ustrezen profil.

Izkop predora zahodne cevi je v nadaljevanju prešel v Schlernski dolomit, kjer zaradi globinskih preiskav takrat niso bile poznane razmere na nivoju predora, še posebej od stacionaže 2,4 km do 3,4 km, s tem je bilo napovedovanje neotektonskih prelomov in premik triasnih kamnin v nivoletu predora nemogoče. Izvajalci so uporabili enak pristop kot v Werfenski formaciji, kjer je predvrtavanje služilo za geološko sondiranje stanja kamnine pred izkopnim čelom in za dreniranje razpoklinskih dotokov. Ob rednem predvrtavanju in dreniranju so bili dotoki vode do 90 l/s.



Slika 2: Vzdolžni in prečni prerez prikazujeta oceno izpraznjenega prostora nad in pred predorom po vdoru vode in materiala po hidravličnem lomu izkopnega čela [2]. The longitudinal and cross-section show the estimated void space above and in front of the tunnel following the inflow of water and material caused by a hydraulic fracture at the excavation face [2].

Na stacionaži 3.030 se je kljub zaznani prelomni coni s predvrtavanjem in delnim dreniranjem mesto prečkanja zdela nepremagljiva ovira. V poskusu nadaljevanja izkopa se je zgodila porušitev čela in vdor vode tudi do 5.000 l/s in z izpranim več kot ca 3000 m³ ter s posameznimi kosi skal do 1 m³. Tudi po 15 dneh je pretok še vedno znašal 385 l/s in se nato po okoli 5 mesecih ustalil na okoli 150 l/s. Potrebna je bila obsežna sanacija z utrjevanjem porušenega čela in injektiranjem praznin. Sočasno je preko obvodnega rova čelo napredovalo. Podatek, ki je bil na voljo za projektiranje vzhodne cevi, je bil tako vezan na dogodke, ki so bili vezani na prehod Goliškega preloma na območju zahodne cevi in s tem povezano porušitev nad predorom.

3. RAZMERE PRI GRADNJI V ODSEKU 2

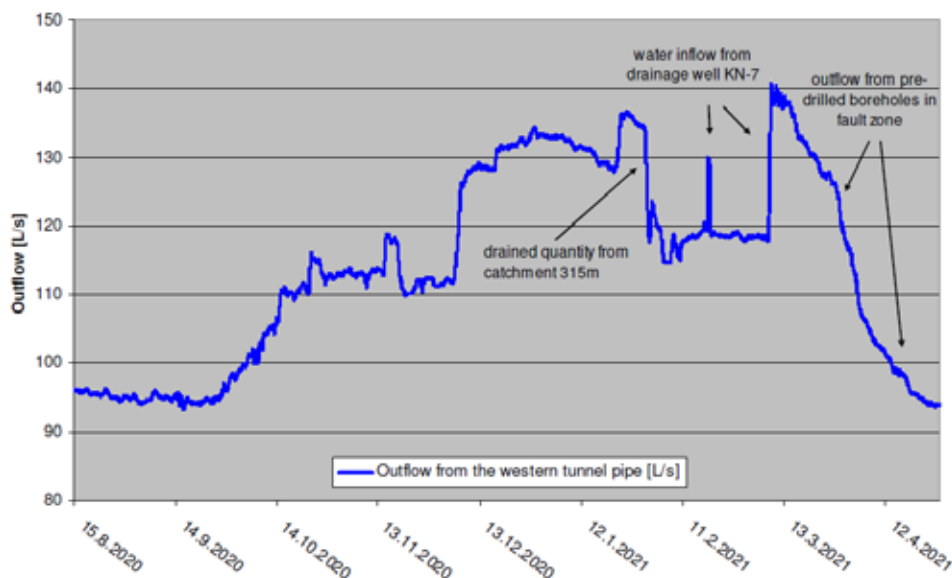
Načrtovanje vzhodne cevi predora Karavanke se je začelo leta 2016, gradnja pa leta 2020. Drugi odsek vzhodne cevi predora Karavanke predstavlja enega kritičnih delov trase predora, saj poteka skozi Werfensko formacijo, ki jo sestavljajo lapornati apnenci, dolomiti, peščenjaki in plasti gline. Ta kamninska zgradba je močno tektonizirana, pogosto pretarta in zaradi razpoklinske prepustnosti zelo vodonosna. Glede na izkušnje pri gradnji zahodne cevi v osemdesetih letih je bil projekt zasnovan za več možnih scenarijev.

Tako so bile pri gradnji vzhodne cevi razmere obvladovane bistveno bolj sistematično. Ključ do uspeha je bila uporaba predhodno izvedenih raziskovalnih vrtin za potrebe dreniranja, pravočasno predvrtavanje in izvedba dodatnih drenažnih vrtin.

Werfenska formacija je eden bolj problematičnih hidrogeoloških odsekov na trasi predora. V geološkem smislu jo sestavljajo lapornati apnenci, dolomiti, lokalno tudi oolitski apnenci in siv sljudni peščenjaki z lečami sadre. Za to kamnino je značilna močna tektonska pretrtost in heterogenost, kar ustvarja razmere, v katerih je razpoklinska poroznost prevladujoč mehanizem pretoka podzemne vode.

Slika 3: Skupni iztok iz zahodne cevi s prikazom pomena dreniranja iz vrtine KN-7 in drenažnih vrtin v izkopno čelo.

Total outflow from the west tube, showing the significance of drainage from borehole KN-7 and drainage boreholes at the excavation face.

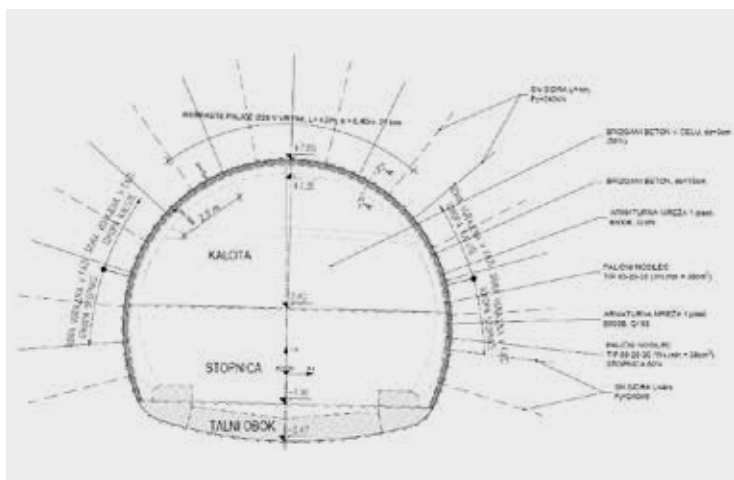


Geološko-hidrogeološka prognoza je pokazala, da lahko v tem območju pride do dotokov v velikostnem redu od 40 do 90 litrov na sekundo, pri čemer so bile izmerjene vrednosti tlakov v območju 2,5 do 5,5 bara, kar jasno kaže na dinamično odzivnost sistema na padavinske in sezonske spremembe. Pomembni podatki so bili pridobljeni iz raziskovalne vrtine KN-7, izvrtane iz polovično izdelanega prečnika v zahodni cevi, ki je omogočala spremljanje tlakov in dotokov več let pred pričetkom gradnje vzhodne cevi. Z začetkom izkopa vzhodne cevi v začetku leta 2021 so meritve pokazale, da so se tlaki gibali okoli 5 barov, dotoki pri odprtju okrog 30 l/s, občasno pa tudi več. Slednje potrjuje, da gre za vodonosnik z visoko prepustnostjo v razpokanih in tektonsko deformiranih conah. Da bi zmanjšali tveganje, smo se odločili za kontrolirano sproščanje tlaka podzemne vode skozi vrtino KN-7 v odvodni sistem zahodne predorske cevi.

Po odprtju ventila marca 2021 je tlak začel padati in znašal 2,6 bar, dotok pa se je znižal na približno 23 l/s. Hkrati so se v vzhodni cevi, pri napredovanju med km 660 in 720, pojavili lokalni dotoki, ki so bili neposredno povezani s hidravličnim učinkom drenaže iz KN-7. To potrjuje hipotezo, da je šlo za isti vodonosni sistem. Ta ukrep je bistveno izboljšal pogoje za napredovanje čela vzhodne cevi, saj se je zmanjšala nevarnost nenadzorovanega vdora in erozije. V nadaljevanju del in izvajanju preventivnih drenažnih ukrepov tudi v predoru, se je tlak tik pred prečenjem območja znižal na 0,22 bar, pretok pa je znašal 1,6 l/s.



Slika 4: Dotok vode na območju Werfenske formacije z reprezentativnim podpornim tipom.
Water inflow in the area of the Werfen Formation with a representative support type.



Hidrogeološko stanje v werfenskih plasteh pri vrtini KN-7 tako kaže na tipično dvojnost tega sistema: na eni strani so slabo prepustni glinasti skrilačci, ki tvorijo hidravlične ovire, na drugi pa močno razpokani dolomiti in apnenci, kjer se lokalno vzpostavijo visoko prepustne poti z velikimi pretoki. Rezultat je zelo neenakomerna porazdelitev dotokov, kar zahteva stalno geološko spremljanje in prilagodljive ukrepe med izkopom. Napredovanje izkopa je spremljala tudi stalna geološka spremljava in stalni hidrogeološki monitoring.

V predoru so se uporabljale drenažni vrtine, ki so omogočale sprotno zniževanje tlakov. Geološko gledano se namreč območje pri stacionaži 700 m nahaja v tektonsko aktivnem delu Werfenske formacije, kjer so prisotne prelomne cone in lokalne kavernozone votline. Ena večjih je bila odkrita pri km 703, kjer so vdori vode presegali 30 l/s. V takih razmerah je bila odločilna strategija sistematičnega predvrtavanja in vgradnje drenažnih

vrtn dolžine 31 m, s prekrivanjem vsaj 15 m. Ta metoda je omogočila pravočasno razbremenitev vodonosnika in varno napredovanje z relativno lahkim tipom podgradnje, v nasprotju z izkušnjami iz zahodne cevi v osemdesetih letih, ko so bili potrebni drastični sanacijski ukrepi.

Na mestih, kjer so se pojavili intenzivni dotoki vode ob vgradnji sider, so izvajale še dodatne bočne vrtine. Največji zabeleženi dotoki so znašali okoli 60 l/s, vendar so bili z začasnimi ukrepi odvodnjavanja uspešno obvladani. Vsi ustrezni hidrogeološki ukrepi so omogočili, da je bila primarna podgradnja na tem odseku v vzhodni cevi izvedena bistveno bolj vitko kot v zahodni cevi. Dolžina izkopnih korakov je bila tako 1,7 m in 2,2 m. Primarna podgradnja je obsegala: brizgani beton debeline 15 cm, eno plast mreže Q189 (fi 6 mm/15 cm v obeh smereh), palični nosilec tipa 50-20-30 (W_{x,min}=38 cm³), sidra SN dolžine 4 m nosilnosti 240 kN v razmiku 2,5 m. Meritev pomikov primarne obloge je izkazovala deformacije do nekaj centimetrov. Z omenjenim pristopom je bil napredek varnejši, hitrejši in cenejši.

Izkušnje pri KN-7 potrjujejo pomen dolgoročnega opazovanja podzemne vode v kompleksnih geoloških formacijah. Podatki, pridobljeni iz večletnega monitoringa, so omogočili pravočasne in premišljene geotehnične odločitve. Hkrati pa se je izkazalo, da so bili preventivni ukrepi, kot je predhodno dreniranje, ključni za varno in hitro napredovanje v zahtevnih hidrogeoloških razmerah. Werfenske plasti na območju vrtine KN-7 bodo tudi v prihodnje ostale pomemben raziskovalni inženirski primer obravnave podzemne vode v tektonsko porušeni kamninah.

4. RAZMERE PRI GRADNJI NA ODSEKU 4

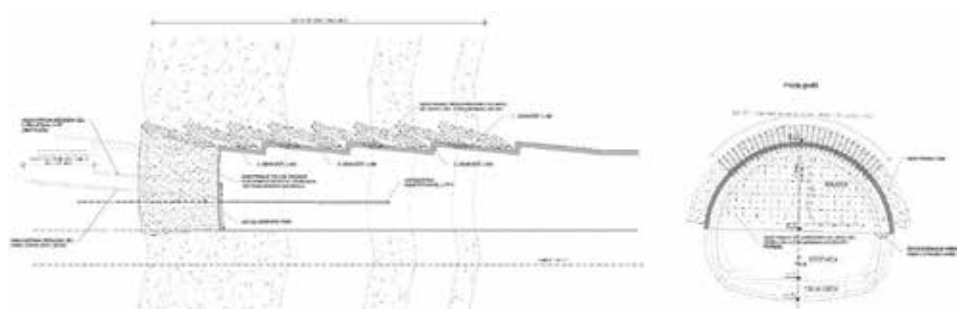
Drugi odsek je tako postal učni primer, kako je mogoče z ustrezno kombinacijo raziskav, monitoringa in preventivnih ukrepov obvladovati tudi najbolj zahtevne hidrogeološke pogoje. Medtem ko je bila gradnja zahodne cevi na tem območju izjemno težavna, je bila vzhodna cev zgrajena v relativno stabilnih razmerah, pri čemer je bil napredek bistveno hitrejši in brez večjih zapletov. Četrty odsek zahodne cevi predora Karavanke je bil najzahtevnejši del celotnega projekta v smislu vodonosnih izzivov, saj vključuje prečkanje Goliške prelomne cone. Gre za kompleksno tektonsko strukturo, ki jo sestavlja več vzporednih lusk tektoniziranega dolomita. Njihova prepustnost je zelo različna – notranja jedra so pogosto milonitizirana in delujejo kot lokalne hidrogeološke zapore, medtem ko so robni deli cone močno razpokani in omogočajo hiter pretok podzemne vode.

To območje je bilo sinonim za največje hidrogeološke težave, saj je prav tu prišlo do enega največjih vdorov vode in materiala v zgodovini slovenske in evropske gradnje predorov. Izkušnje iz zahodne cevi so narekemale izjemno konservativen pristop pri projektiranju vzhodne cevi.

V fazi raziskav so bile iz obstoječe cevi in prečnikov izvedene raziskovalne vrtine, ki so potrdile prisotnost tektonsko popolnoma porušenega dolomita in močnih dotokov vode. Hidrogeološka prognoza je ob preslikavi polja prepustnosti iz zahodne v vzhodno cev ob znižanih hidrodinamskih tlakih (ca 3,5 bar) kazala na možne dotoke v velikostnem redu 100 l/s. Napoved razvoja dotokov je predvidela nato upad proti končnim 25 - 50 l/s iz celotnega odseka Schlernskega dolomita, kakršni so bili nato med gradnjo tudi izmerjeni. Predvsem zaradi potencialnega vdora vode pa je projekt vseboval več scenarijev rešitev in varnostnih ukrepov, vključno z možnostjo izvedbe pilotnega rova, cevnege ščita

in injekcijskih zaves za preprečitev morebitnega tovrstnega scenarija. Iz tega razloga so bili že v hidrogeološkem elaboratu predlagani tudi dodatni ukrepi za lažji prehod preko Schlernskega dolomita in Goliške prelomne cone in sicer je bilo poleg obveznega predhodnega dreniranja s predvrtavanjem priporočeno dreniranje na razpoložljivih mestih, kot so vrtine KN-2a in KN-2b v zahodni predorski cevi.

Slika 5: Shema sistema za prečenje Goliškega preloma s cevni štiti in izvedbo injekcijske pahljače.
Scheme of the fault-crossing system at the Goliško Fault using pipe umbrella support and fan-shaped pre-injection.

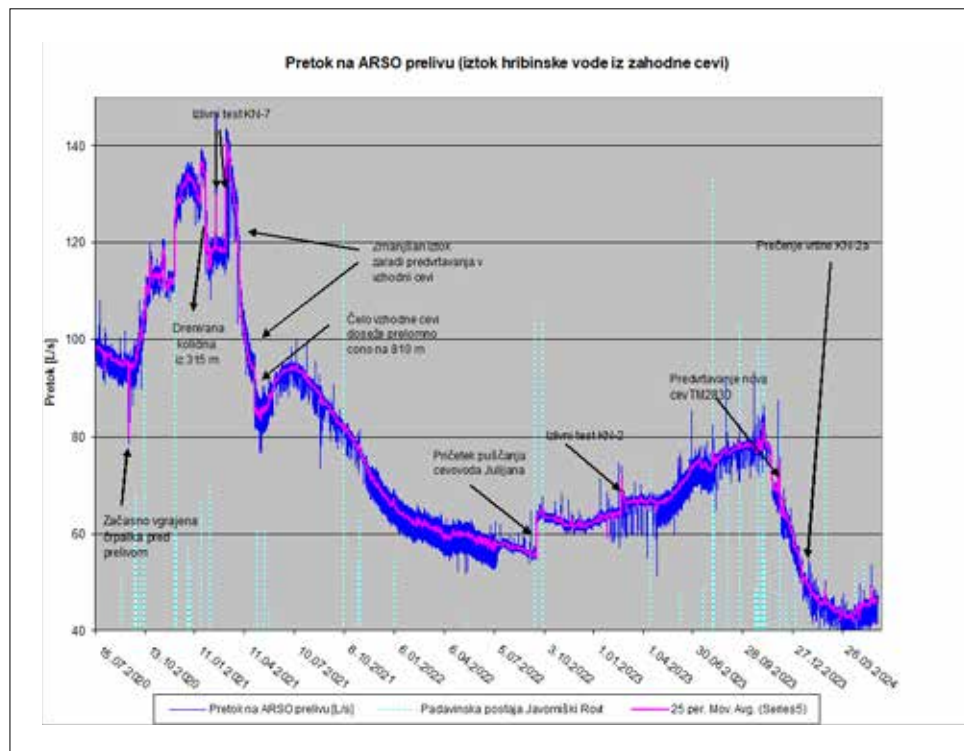


V fazi projektiranja je bilo s ciljem varnega prečkanja in zagotavljanja stabilnosti predora predvidenih več projektantskih rešitev. Najbolj varno je predstavljal pilotni rov, ki je bil predviden v kaloti. Po injektiranju hribine pa se bi izvedla reprofilacija na celoten profil novega predora. Kot manj konservativen pristop je bil predviden cevni štiti in injektiranje s poliuretani, ki bi hkrati hribino utrjevali in preprečili večje dotoke vode. Ta pristop je bil v nekoliko prilagojeni obliki pripravljen kot realen scenarij glede na pričakovane razmere z izvedenim poskusnim injektiranjem.

Med gradnjo se je po skoraj enoletnem predhodnem dreniranju skozi raziskovalne vrtine v prečniku KN-2 izkazalo, da smo uspeli hidrodinamske tlake znižati do te mere, da porušena cona Goliškega preloma ni bila več podvržena pričakovanemu intenzivnemu rušenju ob odkopu. Razmere za prečkanje Goliškega preloma v vzhodni cevi so bile zato bistveno bolj ugodne kot v zahodni cevi, kar je potrjevalo ustrezno izvedbo vseh predhodnih dodatnih ukrepov. Začetek prečkanja preloma je bil skladen s planiranim pristopom. V zahodni cevi se je iz obstoječih raziskovalnih vrtin izvaja odvod podzemne vode z območja vzhodne cevi v odvodni sistem v zahodni cevi. Prvotni izlivni poizkus je tako po nekaj tednih prešel v dolgotrajno dreniranje. V vzhodni cevi se je izvajalo sondažno predvrtavanje z dvema vrtinama premera 76 mm in cevlenjem z drenažnimi cevmi. Med vrtanjem so se pojavljali posamezni dotoki vode, vezani na razpoke, vendar ob približevanju Goliškemu prelomu se razmere glede na pričakovanja niso slabšale. Namreč pri vrtanju skozi milonitno cono do povečanih dotokov vode ni prišlo in s tem tudi ne do iznašanja materiala. Po obeh kampanjah drenažnih vrtin je bil skupni dotok do 3 l/s.

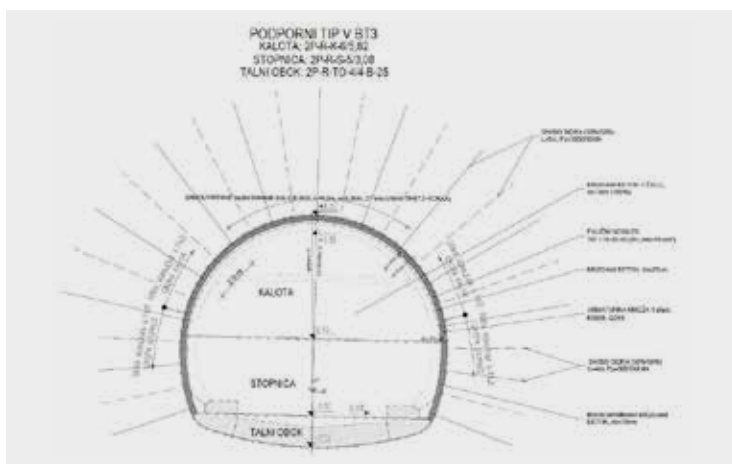
Kot ključno se je tako izkazalo dolgotrajno dreniranje, ki se je izvajalo iz vrtin v zahodni cevi (KN-2a, KN 2b). Z devetmesečnim neprekinjenim izlivom smo uspeli znižati hidrostatske tlake v širšem območju preloma in ustvariti dovolj globok depresijski lijak, da je njegovo dno segalo pod nivo kalote. Zaradi tega je bila ta med izkopom v nezasičeni coni, dotekajoča voda pa je predstavljala le vertikalno pronicajočo vodo, kar je omogočalo bistveno varnejši napredek. Predvideni ukrepi, kot so injektiranje in cevni štiti, zato niso bili potrebni.

Slika 6: Iztoki vode iz zahodne cevi s prikazom učinka dreniranja iz vrtine KN-2a in KN-2b.
Water outflows from the western tunnel tube showing the effect of drainage from boreholes KN-2a and KN-2b.



Na podlagi zagotovljenih ugodnih razmer, se je uporabil izkopni korak 1,3 m, ki je zagotavljal obvladovanje krušenja oziroma izpiranja milonitnega materiala. Podporni tip, ki je bil uporabljen na prehodu skozi Goliški prelom v vzhodni cevi, je imel oznako K-6/5,82 ter je obsegal brizgani beton debeline 25 cm, palični lok in en sloj mreže Q189 ter SN in IBO sidra dolžine 6 m na razdalji 2 m. Hkrati pa injektiranje ni bilo potrebno, kar je tudi preventivno vplivalo na zagotavljanje intaktne kvalitete vodnih virov. Ker območje Goliškega preloma leži na vodovarstvenem območju, je bil del projekta usmerjen tudi v izgradnjo novega zajetja pitne vode. Izvedene so bile hidrogeološke raziskave in meritve, ki so omogočile optimizacijo mikrolokacije zajetja. Izveden je bil slepi prečnik z zbirnim bazenom in sistemom vodnjakov dolžine 2x60 in 2x100 m, ki omogočajo učinkovito zajemanje podzemne vode, ki se lahko uporablja za zagotavljanje pitne vode.

Odsek 4 je tako pokazal, da je mogoče tudi skozi najbolj problematične prelomne cone napredovati z običajnimi tehnološkimi postopki, če so vnaprej izvedeni ustrezni hidrogeološki ukrepi. Depresijski lijak, ustvarjen z drenažo, je omogočil, da se je predor izognil neposrednemu stiku z zasičeno cono, povišanimi hidrodinamskimi tlaki in predvsem porušitvi oslabiljene zdrobljene kamnine. Tako je bil izkop izveden z relativno vitko primarno podgradnjo, napredovanje pa ni zahtevalo dolgotrajnih zaustavitev ali radikalnih ukrepov, kot je bil primer pri gradnji zahodne cevi.



Slika 5: Iztok iz drenažne vrtnine na območju Goliškega preloma in uporabljen podporni tip pri prečanju območja preloma.
Discharge from the drainage borehole in the area of the Goliško Fault and the support type used for crossing the fault zone.

5. ZAKLJUČEK

Gradnja vzhodne cevi predora Karavanke je jasen dokaz, da so izkušnje iz preteklosti ter ciljano usmerjene raziskave in predvsem spremljava med gradnjo ključne za uspešno izvedbo novih infrastrukturnih projektov. Medtem ko je bila gradnja zahodne cevi zaznamovana s hudimi hidrogeološkimi težavami, vdori vode in večmesečnimi zaustavitvami, je bila vzhodna cev zgrajena bistveno bolj nadzorovano, varno in učinkovito. Ključ je bil v podrobnem poznavanju razmer, zmerno konservativnem načrtovanju in stalnem monitoringu, ki je omogočal sprotno prilagajanje ukrepov.

Tako na odseku 2 kot na odseku 4 so bile največje nevarnosti povezane z vdori vode. Ti pogoji so bili učinkovito obvladovani z dreniranjem v zahodni cevi, kjer smo lahko spremljali tudi učinkovitost dreniranja s tlaki in pretoki ter z drenažnimi vrtinami v vzhodni cevi, ki so se izvajale sistematično vzdolž gradnje predora in so pri vodonosnih razpokah drenirale podzemno vodo in s tem zniževale tlake, ki bi se lahko prenesel na ostenje in primarno podgradnjo. Na ta način do vdorov vode in predvsem do porušitve oslabiljene zdrobljene kamnine ni prišlo, gradnja pa je potekala varno in brez zastojev.

Reference

- [1] BREJC C. (1991), KADUNC J., Predor Karavanke in dovozni cesti: transjugoslovanska avtocesta A1, Republiška uprava za ceste in Tauernautobahn AG, Ljubljana, 1991, pp 119.
- [2] MIKOŠ B. (1991), ZITTA W., DOLENC O., Predor Karavanke: geologija in geotehnika, Cestni inženiring, Ljubljana, 1991, pp 134.
- [3] PETKOVŠEK B. (1990), DROBNE F., Cestni predor Karavanke Jug, Poročilo o inženirski geološki razmerah, Geološki zavod Ljubljana, Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko, Ljubljana, maj 1990, pp. 137.
- [4] VOLK B., JOVIČIČ V., (2021), Control of high-water pressures and inflows during the construction of the second section of east tube of Karavanke Tunnel, ITA Conference 2021 pp. 10.
- [5] VOLK B., RATEJ J., JOVIČIČ V., (2024), Izvedba vzhodne cevi predora Karavanke skozi Goliško prelomno cono, 16. Slovenski kongres o prometu in prometni infrastrukturi, Portorož, str. 9
- [6] RATEJ J. (2024), KRAJNC T., NARAT D. in LAVRIČ S., Poročilo o stanju hidrogeoloških merilnih mest in izvedenih meritvah v vzhodni in zahodni cevi predora Karavanke v marcu 2024, IRGO Consulting, Ljubljana, marec 2024, pp. 30.
- [7] RATEJ J. (2021), KRAJNC T., Interaction between Groundwater and the Construction of the new Karavanke Tunnel, ITA Conference, Ljubljana, pp. 8.
- [8] RATEJ, J., (2017), VIDMAR, I., SLUGA, P., NARAT, D. IVACIC, B., Hidrogeološko poročilo za predor Karavanke (faza PGD/PZI). IRGO Consulting, Ljubljana.

TOPIC 12

**PREDOR KONOVO –
ZAČETEK PREDOROV NA
3. RAZVOJNI OSI SEVER**

Predor Konovo – začetek predorov na 3. razvojni osi sever

mag. Boštjan Volk, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: bostjan.volk@irgo.si

dr. Vojkan Jovičič, univ.dipl. inž. grad.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia

Mail: vojkan.jovicic@irgo.si

Abstract

The Konovo Tunnel is a nearly 500-meter-long single-tube tunnel located at the junction of the expressway on the 3rd development axis from Velenje to Slovenj Gradec. The tunnel excavation took place under an overburden of up to 50 meters in highly variable geological sections, including tectonically heavily fractured dolomite, sandy marl with dolomite blocks, marlstones, claystones, and even coal. Despite its relatively short length, several geotechnical challenges had to be managed during the construction. One such challenge was a longer section composed of marlstone and claystone that appeared in a fairly homogeneous form beneath two residential buildings under a 35 m overburden. This required a technologically adapted phased excavation approach to control surface displacements. Additional major challenges were encountered at the portal areas. The northern portal covered a 58 m route section within a slope of very low stability and was safely connected to the underground section using a covered trench method supported by piles. Another unique challenge was the tunnel construction and breakthrough at the southern portal area, where, due to permitting constraints, tunnelling works had to be carried out under a very shallow overburden. The tunnel breakthrough was performed with the excavation of a south pre-cut. Despite its relatively short length, the Konovo Tunnel presented a wide range of challenges, which were successfully managed with continuous geological and geotechnical supervision.

Keywords: Konovo tunnel, third development axis, low overburden, geotechnical challenges, geotechnical supervision

Povzetek

Predor Konovo je skoraj 500 m dolg enocevni predor na priključku hitre ceste na 3. razvojni osi od Velenja do Slovenj Gradca. Izkop predora je potekal pri nadkritju do 50 m v zelo raznolikih geoloških odsekih z tektonsko močno porušnim dolomitom, peščenim meljem z dolomitnimi bloki, meljevci, glinavci in tudi premogom. Med izvedbo del je bilo ne glede na relativno kratko dolžino bilo potrebno obvladati nekaj geotehničnih izzivov, kot je bil daljši odsek v meljevcu in glinavcu, ki se je v dokaj homogeni obliki pojavil pod dvema stanovanjskima objektoma pri nadkritju 35 m in zahteval tehnološko prilagojeno faznost izkopa. Večji izzivi so bili prisotni tudi na portalnih območjih zaradi slabših geoloških razmer in priprava preboja predora z notranje strani. Na severnem portalu je bil 58 metrski odsek v pobočju z zelo nizko stabilnostjo varno povezan s podzemno traso z uporabo metode pokritega vkopa, podprtega s piloti.

Poseben izziv je predstavljal južni portal, kjer so zaradi prostorskih omejitev predorska dela morali potekati pod zelo nizkim nadkritjem. Preboj predora je bil izveden z izkopom južnega predvropa. Kljub relativno kratki dolžini, je predor Konovo ponudil precej bogat spekter izzivov.

Ključne besede: predor Konovo, tretja razvojna os, nizko nadkritje, geotehnični izzivi, geotehnična spremljava

1. UVOD

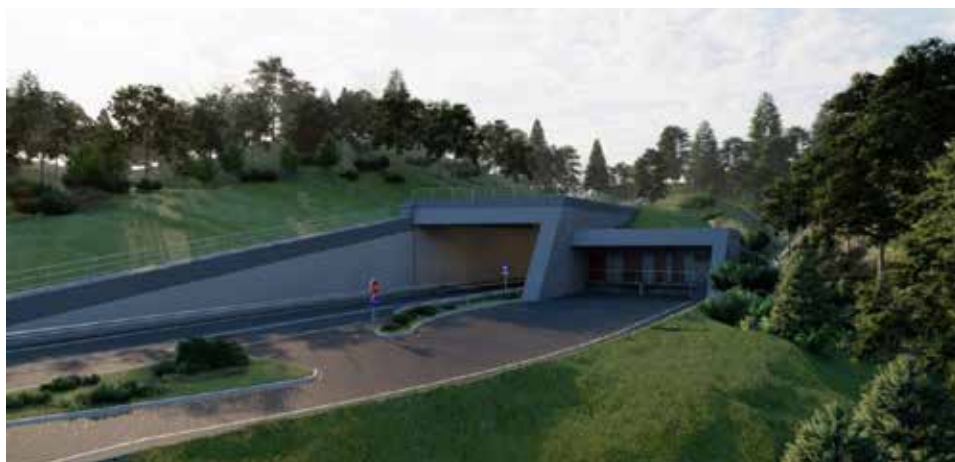
Vlada Republike Slovenije je leta 2016 sprejela Resolucijo o nacionalnem programu razvoja prometa v Republiki Sloveniji za obdobje do leta 2030, v sklopu katere je bil predvidena tudi povezava Koroške z avtocestnim sistemom z novo dvo oz. štiri pasovno povezavo od Slovenj Gradca preko Velenja do avtoceste A1. Za gradnjo nove cestne povezave je bila sprejeta tudi Uredba o državnem prostorskem načrtu od Velenje jug do priključka Slovenj Gradec jug v dolžini 17,5 km z dvopasovno povezovalno cesto N1 med Konovim in priključkom Škale v dolžini 1,9 km. Cestna povezava od Velenja do Slovenj Gradca je bila zaradi etapnosti gradnje hitre ceste razdeljena na osem (8) sklopov. Odseki B, D, H, E in F so trenutno v gradnji.

Sklop H na katerem se nahaja predor Konovo je v zaključni fazi gradnje in bo skozenj promet stekel predvidoma konec leta 2025. Projektna zasnova predora oziroma bolj natančno portalnih konstrukcij se je nekoliko spremenila, predvsem zaradi prilagajanja gradnje dinamiki pridobivanja dovoljenj ter tudi nekoliko bolj ugodnim geotehničnim razmeram.

2. PREDOR KONOVO NA ODSEKU H

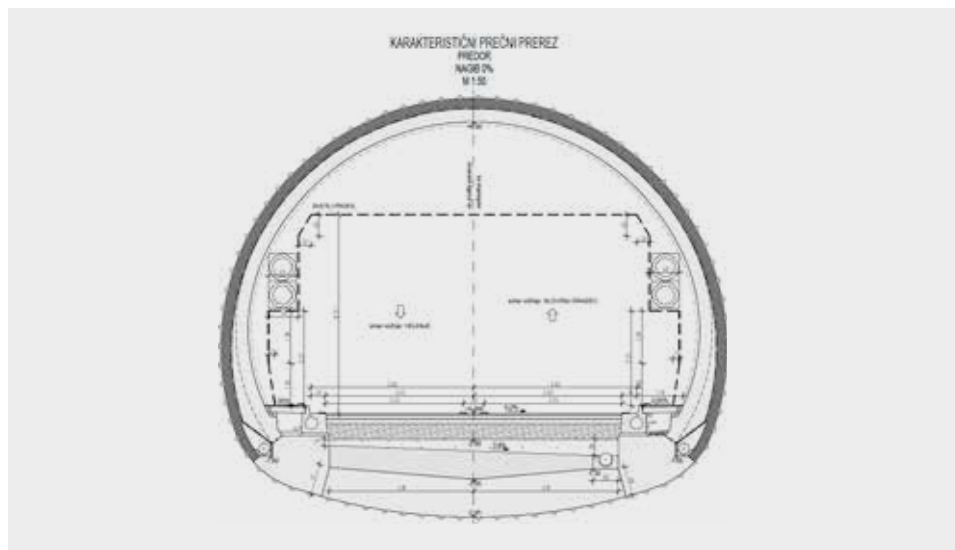
Pedor Konovo v dolžini 497 m je lociran na povezovalni cesti N1 med stacionama 0,266 do 0+763 km. Pedor Konovo je enocestni dvosmerni predor, ki zagotavlja projektno hitrost 70 km/h. Ima dva vozna pasova širine 3,25 m z vmesnim pasom širine 0,50 m in robnimi pasovoma širine 0,35 m na vsaki strani do povezovalnega hodnika. Pedor ima 425 m dolgo predorsko cev in 58 m dolg severni portal ter 14 m dolg južni portal. V predoru je lociranih 18 revizijskih niš, ena elektro niša, dve omarici za klic v sili ter ena niša za klic v sili. Na platoju severnega portala je pogonska centrala za napajanje sistema razsvetljave v predoru.

Slika 1: Vizualizacija končne ureditve severnega portala predora Konovo.
Visualization of the final design of the northern portal of the Konovo tunnel.



Prečni profil predora Konovo je zasnovan skladno z Uredbo o tehničnih normativih in pogojih za projektiranje cestnih predorov v Republiki Sloveniji in dopolnjen s sodobnimi rešitvami na podlagi avstrijske smernice RVS za projektiranje cestnih predorov. Upoštevani so bili vsi parametri dvosmernega predora vključno s potrebnimi kontrolami preglednosti in toleranc za izvedbo notranje obloge. Prometni pasovi so bili preverjeni po obeh navedenih dokumentih, upoštevana pa je bila tudi računska prometna obremenitev za plansko dobo do 2045, ki znaša 12.066 vozil na dan.

Slika 2: Karakteristični prečni prerez predora Konovo.
Characteristic cross-section of the Konovo Tunnel.



Posebnost predora Konovo sta oba portala. Severni portal je zasnovan kot pokriti vkop oziroma galerija, kjer zaradi zelo slabih geotehničnih pogojev ni bilo možno izdelati ustreznega širokega izkopa za vstop v predorski del. Na območju se pojavljajo masne gline s tektonsko popolnoma porušeni dolomitom ter polami organskih plasti. V ta namen je bil izveden rešitev pokrita vkopa po principu "od zgoraj navzdol" oz po sistemu "top-down". Predhodno so se vzdolž trase vgradili piloti ter zgornja in spodnja razporna plošča, ki so skupaj tvorili galerijsko konstrukcijo. Kot zaključna ureditev, se je nato nad ploščo izvedel nasip ter končna ureditev z vodnogospodarsko ureditvijo.

Posebnost južnega portala je prehod predora na viadukt na zelo strmem pobočju, pri čemer je portal lociran dokaj visoko v hribu. Zaradi neraziskanega območja portala, se je predvidela konservativna rešitev v približno enaki obliki kot na severnem delu. Med gradnjo se je na podlagi novo pridobljenih geološko geomehanskih podatkov lahko pristopilo k pre-projektiranju portalne konstrukcije v klasično cevno obliko in zasipom iz armirane zemljine in kamnite zložne na desni brežini. Na ta način se je dosegla optimalna rešitev, glede na zahtevne robne pogoje in tudi še nekoliko boljša vključenost portalne konstrukcije v okolje.

3. GEOLOŠKA-GEOMEHASKA PROGNOZA IN PROJEKTNE REŠITVE

V letu 2019 je bil postavljen geološko geotehnični model na območju predora Konovo v sklopu izvedbe raziskav in projektiranja predora. Za potrebe ugotavljanja geološko geomehanske zgradbe in geomehanskih razmer je bilo izvedenih 4 globoke strukturne vrtine in 3 vrtine na severnem portalu. Zaradi nedostopnosti lokacij večino vrtin ni bilo mogoče izvesti v osi predora. Pri interpretaciji na južnem portalu so bili

uporabljeni tudi podatki bližnjih vrtin viadukta 6-16, na severnem portalu pa podatki bližnje oporne konstrukcije OK-52.

Geološki model je predvideval, da se bo v območju portalov najprej pojavljala okoli 2 m debela plast meljastega in glinastega pobočnega grušča. Na severnem portalu je bilo predvideno, da se bodo najprej pojavljale sive do temno sive, v zgornjem delu tudi rjave do svetlorjave pretežno mastne gline (CH) z vmesnimi vložki peščene gline in melja ter glinatega drobnozrnatega peska, v spodnjem delu pa tudi rjave mastne gline s povečano vsebnostjo organskih snovi. Predvsem na severnem portalu, v območju galerije, je bilo predvideno, da bodo gline prehajale tudi v sivorjave in temno sive do praktično črne organske mastne gline s polami premoga. Pole premoga so na območju portala so bile pričakovane do debeline nekaj 10 cm.

V okviru modela je bilo predvideno, da hribinsko podlago na celotnem območju predstavljajo spodnje skitski svetlosivi do rahlo rumenkasti dolomiti z vložki rdečega, rumenkastega in zelenkastega meljevca in mestoma laporovca. Na odsekih, kjer dolomit prehaja v meljevce, je le-ta temnosive barve. Na južnem pobočju je bila severovzhodno od portalnega območja zabeležena tudi plast sivega lapornatega apnenca in več plasti meljevcev. Debelejše plasti meljevcev so relativno redke, pogostejše pa se pojavljajo v gostem menjavanju z dolomitom in so bile kot takšne tudi izdvojene na vzdolžnih in prečnih prerezi. Prav tako je bilo predvideno, da je kamnina je na celotnem območju močno razpokana in mestoma tudi tektonsko porušena do stanja zemljine (tektonska moka).

Hidrogeološki model je bil postavljen na podlagi geološke sestave predora, ki je predvidevala pojavljanje pretežno tenkoplastnih spodnje skitskih dolomitov z vložki laporovca in meljevca, Gre za nizko do srednje prepustne kamnine pri čemer se prepustnost povečuje s pretrtostjo in preperevanjem za faktor do 5 ter znižuje z globino nadkritja. Na podlagi tega se je predvidevalo začetne dotoke od 15 do 25 l/min na 10 metrov predora, medtem ko naj bil na osrednjem delu s predvidoma nižjo prepustnostjo okoli 5 l/min na 10 metrov predora. Vdori vode niso bili pričakovani. Stalni skupni iztok iz predora pa naj bi znašal med 2 in 5 l/s.

Slika 4: Primerjava izkopnih čel v peščenem meljevcu s podrejenim dolomitom in v pretežno dolomitni hribini s podrejenim peščenim meljevcem.

Comparison of excavation faces in sandy marl with subordinate dolomite versus predominantly dolomitic rock with subordinate sandy marl.



Tekom izvedbe predkopov in izkopa predora, se je izvajala stalna geološka in hidrogeološka spremljava. Hidrogeološka spremljava je zajemala spremljavo dotokov vode v predoru ter spremljavo stanja v piezometrih na površini in interpretacijo hidrogeoloških razmer med gradnjo. Geološka spremljava pa je zajemala pregled in popis površine, spremljavo in popis pilotov ter vrtin in spremljavo izkopa (popisi čel, stopnice in talnega oboka).

Pri primerjavi prognoziranih in opazovanih razmer smo ugotovili, da se v izkopu enota dolomita (GT3a/b) večinoma ne pojavlja v obliki enotnega hribinskega tipa in homogenih odsekov, temveč v obliki posameznih blokov, ki so bili zaradi tektonike vgneten med plasti menjavanja dolomita in meljevca ter plasti rdečega, rjavega in sivega meljevca (GT4a/b). Ugotovili smo tudi, da je v enoti GT4a/b zajeto menjavanje plasti dolomita in meljevca, ki se lahko pojavljata v diametralno nasprotnih razmerjih. Prav tako je bil v predoru zabeležen odsek, kjer so se v izkopu pojavljale le plasti rdečega, rjavega in sivega meljevca. Te plasti smo uvrstili v enoto GT4. Plasti rdečega in sivega meljevca so bile v fazi priprave PZI projekta ugotovljene le spodnjih delih raziskovalnih vrtin in so se pojavljale močno podrejeno glede na preostale litologije, zato enota ni bila izdvojena kot samostojni hribinski tip. V izkopu se je izkazalo, da se enota pojavlja v več odsekih čel in ponekod v celoti sestavlja območje stopnice in talnega oboka. Ker je hribina tektonsko močno deformirana, kjer se litološke razmere vzdolž prelomov hitro spreminjajo, na podlagi razpoložljivih rezultatov preiskav ni bilo mogoče napovedati njenega pojavljanja v takšnem obsegu.



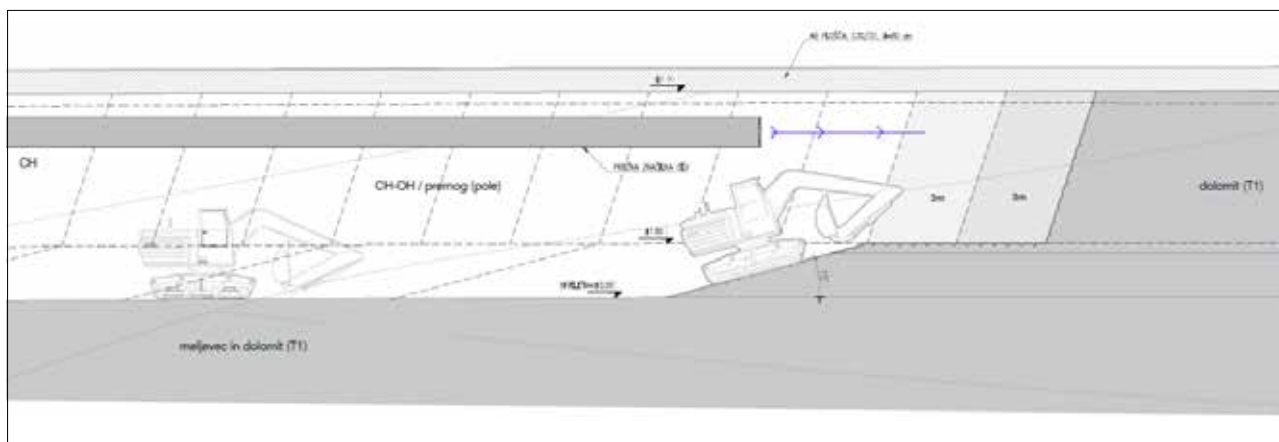
Slika 5: Primerjava izkopnih čel v rdečih in rumenih fino-zrnatih meljevcih in v tektonsko prettrtem dolomitu z vmesnimi plastmi peščenega meljevca.
Comparison of excavation faces in red and yellow fine-grained marls and in tectonically fractured dolomite with interbedded layers of sandy marl.

Skladno s prognozo geotehničnih razmer PZI projekta, je bilo v izkopih identificiranega največ tipa obnašanja hribine BT3, ki ga je bilo za okoli 25 % več kot prognozirano (zabeleženo 82,5 %, prognozirano 58,5 %). To je predvsem posledica pojavljanja nekoliko več enote GT4 ter plasti meljevca, kjer prevladujejo plitve strižne porušitve. Tip obnašanja BT7 je bil identificiran predvsem v območju portalov in v nekoliko manjši meri kot predvideno (zabeleženo 4,8 %, predvideno 17,6 %), saj so bile razmere nekoliko bolj ugodne od predvidenih. Zaradi nekoliko drugačne oblike pojavljanja dolomita (v obliki blokov in ne homogenih odsekov), obnašanje hribine ob izkopu, ki ustreza hribinskima tipoma BT8 in BT9 ni bilo zabeleženo. Je pa bilo ob izkopu zabeleženo obnašanje hribine, ki ustreza tipu obnašanja BT4 (6,2 %). Ta tip obnašanja je bil vezan predvsem na pojavljanje močnejših prelomov in prelomnih con vzdolž katerih je, zaradi neugodnega sekanja diskontinuitet, pomanjkanja kohezije med diskontinuitetami ter delovanja gravitacije in vode prihajalo do lokalnih globljih zruškov v kroni in tudi levem boku kalote. Prav tako je bilo zabeleženo značilno obnašanja hribine med izkopom, ki ustreza tipu obnašanja BT2 (stabilno z možnostjo izpadanja blokov in klinov). Ta tip obnašanja je bil zabeležen v območju prehajanja predora proti južnemu portalu, deloma še v odseku v slojev peščenega meljevca z vmesnimi plastmi dolomita (GT4a), kjer so bile plasti debelejšje, bolj kompaktne in manj pretirna oz. razpokana.

Pri primerjavi prognoziranih in opazovanih hidrogeoloških razmer v območju severne večjih dotokov ni bilo zabeleženih, pojavljali so se v obliki mezenja, kapljanja in manjših talnih dotokov. V začetnem delu predora so bili pričakovani nekoliko višji dotoki (do 25 l/min na 10 m predora), ki pa pri izkopu niso bili zabeleženi kot posledica vpliva dreniranja hribinske vode že v času izkopa severne galerije. Maksimalen skupni zabeležen dotok na tem območju je znašal 2,72 l/min/ 25 m predora. V delu predora od 0+680 do 0+540 smo med izkopom kalote zabeležili začetne dotoke med 30 in 45 l/min/10 m predora pri ocenjenih 25 l/min/10 m predora v fazi PZI. Ustaljeni dotoki po drugi strani trenutno znašajo le še cca 2,5 l/min/100 m in so glede na ocenjen interval najvišjih dotokov od 15 do 25 l/min/10 m predora znatno nižji kot posledica učinkovitega dreniranja. V osrednjem delu predora je bilo čelo v splošnem suho, le izjemoma so se pojavljali dotoki v obliki mezenja. Zabeležen je bil eden večji zelo lokaliziran dotok, kjer je bil maksimalen dotok iz sidra 25,8 l/min, kasneje pa je upadel na 5 l/min. V območju predora proti južnemu portalu dotokov vode ni bilo zaznanih. Pojavljala so se le omočena območja po nanosu brizganega betona, ki so bila vezana na razpoke in kontakt dolomita in meljevca.

4. GRADNJA PREDORA IN IZZIVI

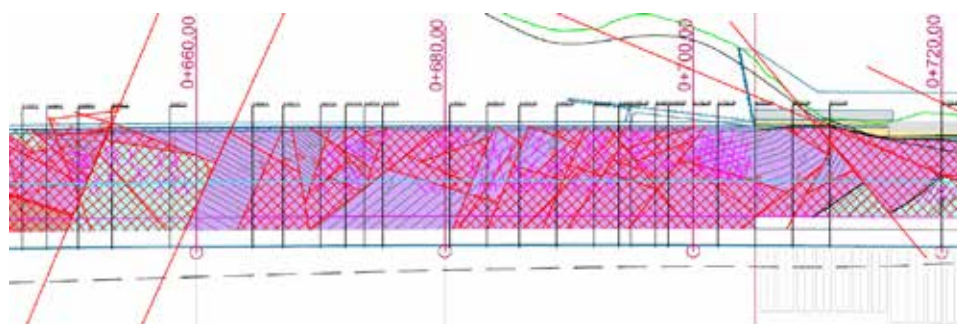
V tem poglavju bomo kronološko predstavili gradnjo predora Konovo, kjer bomo predstavili glavne izkušnje pri izkopu in podpiranju. Predor Konovo je bil kopan s severne strani s prilagojeno faznostjo. Začetni del predora je predstavljala portalna konstrukcija, ki pa je bila zasnovana kot pokriti vkop ali galerija, ki se bo zgradila po sistemu "top-down". Pokriti vkop v dolžini 58m je bil zaradi slabih geoloških pogojev načrtovan kot konstrukcija iz dveh navpičnih pilotnih sten ter zgornjo in spodnjo horizontalno razporno ploščo. Izkop pod zgornjo ploščo je bil nato izveden s predorsko mehanizacijo na nivoju kalote in stopnice. Bagrski izkop hribine pod zgornjo ploščo, ki je nudila varnost pred porušitvijo stropa, je potekal brez večjih posebnosti v začetnem delu, kjer s obile prisotne gline in organske plasti, v zadnjem delu pa je hribino pretežno zastopal dolomit v dokaj pretrti obliki.



Slika 6: Shematski prikaz načrtovane faznosti izkopa v območju pokritega vkopa sever v dolžini 58 m in 3 m izkopnim korakom. Schematic representation of the planned excavation phasing in the covered cut-and-cover northern section over a length of 58 m and 3 m long excavation step.

Prehod v predorski del izkopa se je izvedel na stacionaži 0+705, kjer smo skladno s projektom vgradili cevni ščit. Glede na geološke razmere, kjer se je na območju začetka predora pojavljal večinoma tektonsko pretrt dolomit, smo bili sicer v dilemi ali je cevni ščit potreben. Odločitev je bila glede na zelo oster prehod iz portala v predor z nizkim nadkritjem, stalnimi dotoki vode iz hudourniških grap ter hitro spreminjajočo geologijo dokaj enoznačna. Po izkopu predora pod prvim cevnim ščitom, smo dokaj dobro spoznali razmere in obnašanje hribine, zato se je drugi cevni ščit opustil.

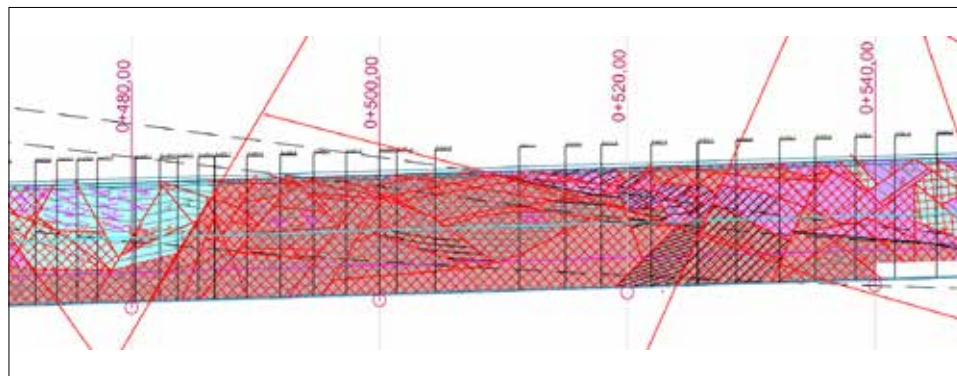
Slika 7: Vzdolžni geološki prerez na območju severnega portala s prikazom tektonske poškodovanosti in geološke pestrosti. Omgitudinal geological profile of the northern portal area, illustrating tectonic deformation and geological heterogeneity.



V nadaljevanju izkopa predora, so se geološke razmere dokaj hitro menjavale in zahtevale sprotno prilagajanje dolžine izkopnih korakov in podpornih tipov. Predvsem je bila močno prisotna tektonska poškodovanost dolomita, pri čemer so bili bloki dolomita vgneteni v peščen meljevec.

Po izvedbi približno 30 m predora in pretežno dobrih pogojih za izvedbo izkopa z večjimi bloki dolomita, smo želeli še dodatno optimizirati proces izvedbe podpornih tipov. Namreč merjeni pomiki na tem območju so dosegli red velikosti 5 mm, ostenje pa je bilo stabilno. Po posvetu z inženirjem in izvajalcem smo predlagali podporni tip z mikroarmiranih brizganim betonom v debelini 15 cm in SN sidri $F_y=240\text{kN}$, dolžine 4m v rastru 2,5 m. Izkazalo se je, da vlažna podlaga iz peščenega melja in bloki dolomita ni ustrezna, saj se mikroarmirani brizgani beton ni dobro lepil na podlago in je prihajalo do odpadanja med nanašanjem. Po krajšem odseku smo ta način varovanja izkopa opustili in prešli na klasično brizganje betona na mrežo. Tako kot na projektu Karavanke smo tudi tu potrdili ugotovitev, da je vlažna podlaga, ki ima potencial krušenja oziroma je drobnozrnata, ni primerna za uporabo mikroarmiranega brizganega betona iz klasične recepture.

Slika 8: Geološki profil predora v z odsekom rdečega skrilavega meljevca v zastopanosti čez celotni prerez predora. Geological profile of the tunnel featuring a red shale marl section extending across the entire tunnel cross-section.



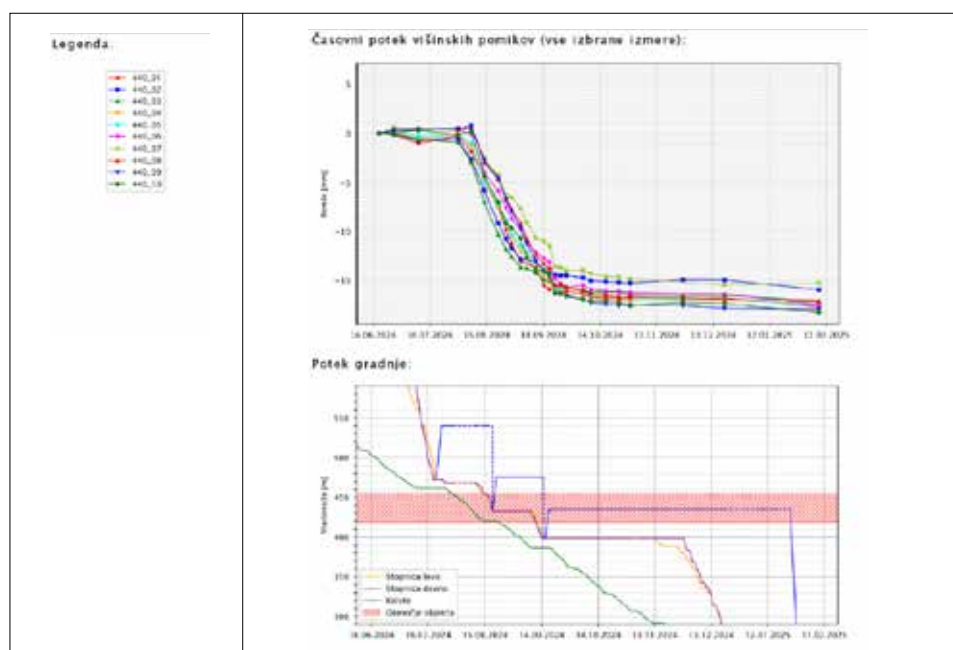
Razmere so bile dokaj podobne z manjšimi spremembami v geoloških in geotehničnih pogojih do dobrih 160 m, nato pa je predor prešel čez dokaj geološko enotno cono iz rdečega skrilavega meljevca. Geotehnično so razmere postale bistveno bolj neugodne, hkrati pa se je povečevanje pomikov v predoru odrazilo tudi na površini. Nad traso predora sta bila dva obstoječa stanovanjska objekta, ki smo jo v sklopu geodetske spremljave zajeli. Na njima se je vzpostavil precizni nivelman, z namenom čim bolj točnega merjenja pomikov na objektu.



Slika 9: Izkopno čelo in talni obok v rdečem meljevcu z vložkom rumenega peščenega meljevca.
Excavation face and floor arch in red marl with an interlayer of yellow sandy marl.

Podporni tip, ki je bil uporabljen v predoru je bil vpeljan približno 15m pred prihodom v rdeč meljevec. Podporni ukrepi so zajemali brizgani beton v debelini 20 cm z eno plastjo mreže Q189 in SN sidri $F_y=240\text{kN}$ dolžine 4m v rastru 2,0 m z dolžino izkopenega koraka 1,7m. Kasneje je bil zaradi priraščanja pomikov na že izveden delu kalote vpeljanih še nekaj dodatnih ukrepov. Območja ležišč kalote so bila nepodprta in so bila zato ojačana z IBO sidri dolžine 6m v prvotnem rastru. Zaradi priraščanja posredkov na objektih nad predorom smo dvakrat ustavili čelo in zaprli talni obok. Čeprav prvotni podporni tip ni predvideval brizganega betona v talnem oboku, smo ga z postopkom »stop&go« predpisali naknadno.

Slika 10: Prikaz končnih meritev preciznega nivelmana pri stanovanjskih objektih nad traso predora.
Presentation of final precise leveling measurements at residential buildings above the tunnel alignment.



Pomiki so v območju rdečega meljevca znašali po končanem izkopu 15 cm, na površini pa smo izmerili posedke objektov do 18 mm, pri čemer so bili diferencialni posedki na posameznem objektu do 1,5 mm. Zapiranje talnega oboka, se je izkazal kot zelo učinkovit ukrep za hitro ustavljanje priraščanja pomikov, saj v primeru, da primarna obloga ne nalega na nosilno podlago tudi ne nudi odpora, sidra se sicer mobilizirajo, vendar pa samostojno ne morejo vzpostaviti nosilnega obroča v hribini.



Slika 10: Izpadanje blokov dolomita v fazi izkopa kalote v coni nizkega nadkritja. / Block failure of dolomite during the excavation of the top heading in the low overburden zone.

Naslednji večji izziv pri gradnji predora Konovo je bila lokalna nestabilnost, ki se javila v geoloških pogojih v katerim je dominiral dolomit, ki je bil precej močno razpokan in pretrt. Hribina je bila ob izkopu drobljiva, mestoma pa so posamezni večji bloki, ki so ob neugodno orientiranih diskontinuitetah izpadali in povzročali lokalne porušitve, kot je prikazano na sliki 10. Ob poskusu napredovanja s korakom 1,3 m je prihajalo do prekomernega izpadanja blokov iz temena in s tem nastajanja večjih praznin. Začela se je pojavljati preperina in koreninski sistem površinskega rastja. Najprej smo poskusili napredovati s sidrnim ščitom, ki pa kljub 1 m dolgemu izkopnemu koraku izpadanja blokov nismo uspeli preprečiti. Dela smo ustavili, izvajalec pa je imel na razpolago preostali cevni ščit s severnega portala.

Zaradi nizkega nadkritja, ki je znašal okoli 6 m o osi predora in potencialnega ogrožanja globalne stabilnosti brežine zaradi prisotnosti izpadanja blokov dolomita, ki bi lahko terjala zelo obsežne in drage sanacijske ukrepe in krušenja v temenu kalote, smo se odločili za vgradnjo cevnega ščita v dolžini 9 m in 26 cevmi. Izkopni korak pod cevnim ščitom je znašal 1 m, sorazmerno togi pa so bili tudi podporni ukrepi. Brizgani beton v debelini 25 cm, dve plasti mreže Q283 in IBO sidra v dolžini 6 m z rastrom 1,5 m. Varovanje čela se je izvajalo s podpornim jedrom in zaščito iz brizganega betona. Na mestih, kjer se je pojavilo večje izpadanje kamnitih blokov, se je prazen prostor zaščitil pred napredovanjem z brizganim betonom, kasneje pa se je po vgradnji podpornega tipa v celoti izvedlo zapolnjevanje z injektiranjem.



Slika 11: Preboj predora Konovo na južnem portalu z izvedbo ojačitve po robu preboja (levo) in detajlom preboja pod cevni ščit (desno). Breakthrough of the Konovo tunnel at the southern portal with reinforcement along the edge of the breakthrough (left) and a detail of the breakthrough under the pipe umbrella (right).

Zadnji izziv pri gradnji predora Konovo je bila priprava predora na preboj. Namreč zaradi zamude pri pridobivanju gradbenega dovoljenja niso bili vzpostavljeni pogoji za izvedbo južnega predvropa in pripravo na preboj. Glede na dinamiko del smo želeli na podlagi bolj poznanih geološko geotehničnih pogojev zagotoviti čim bolj optimalen način izvedbe predora in preboja predora. Po geološkem predvrtavanju smo se odločili vgraditi cevni ščit v predoru in s tem zagotoviti varnost pri nadaljevanju izkopa predvsem pri stabilnosti stropa in čela predora. Namreč nadkritje na tem območju predora je znašalo od 1 do 5 m. Najprej je bil izveden cevni ščit v dolžini 9 m in nato še asimetričen cevni ščit, kjer smo na nižjem nadkritju izvedli le 6m cevni ščit, pri čemer so najbolj izpostavljene cevi že pogledale na površino in višjem delu 9m cevni ščit. Na ta način smo lahko podzemni izkop predora podaljšali za 4m. Po pridobljenem gradbenem dovoljenju, smo izvedli južni predvrop in z izkopom po etažah naredili tudi preboj predora, ki je prikazan na sliki 11. Med izvedbo del smo izvajali meritve v predoru in na portalu ter zabeležili vplive tovrstne izvedbe del v velikosti 8 mm. Po izkopu in varovanju zadnje etaže predvropa in zaključka zadnjih 3 metrov talnega oboka v predoru, so se pomiki v celoti ustavili.

5. ZAKLJUČEK

V članku smo predstavili predor Konovo, zgrajen na trasi 3. razvojne osi med Velenjem in Slovenj Gradcem na povezovalni cesti N1. Kljub svoji razmeroma kratki dolžini je predor ponudil bogat nabor geotehničnih izzivov, značilnih za spremenljive geološke pogoje ter gradnjo urbanih predorov z nizkim nadkritjem. Med ključnimi izzivi je izstopala izvedba severne portalne konstrukcije galerije, ki je bila zgrajena v zahtevnih geoloških razmerah kot pokriti vkop po principu top-down. Pomemben dejavnik pri gradnji so bile tudi omejitve pomikov pod stanovanjskimi objekti, kar je zahtevalo prilagajanje tehnološke sekvence izkopa ter visoko tehnično disciplino pri izvedbi ustreznega primarnega podpiranja predora.

Posebno nevarnost pri gradnji predora so predstavljali izpadajoči bloki nevezanega dolomita v fazi približevanja južnem portalu. Ti bi ob povzročanju lokalnih nestabilnosti lahko vodili do porušitev večjega obsega, v skrajnem primeru celo do globalne porušitve predora, kar je bilo preprečeno s pravilno izbiro podpornih ukrepov. Na južnem portalu pa smo se srečali s dodatno omejitvijo povezano z nezmožnostjo mobilizacije večje gradbene mehanizacije zaradi pomanjkanja prostora in strmega terena. Ob dodatnih podatkih pridobljenih s geološko in hidrogeološko spremljavo je spremenjena projektna rešitev omogočila podaljšanje izkopa predora. Z ustreznim varovanjem portalne brežine se je na to omogočilo varno izvedbo preboja.

Kljub vsem omenjenim izzivom menimo, da je gradnja potekala učinkovito in v skladu s pričakovanji. Posebej velja poudariti, da je bila izvedba otežena zaradi Uredbe, ki izvajalcu ni dopuščala izvajanja del v nočnem času. Takšna omejitev je v sodobni predorogradnji prej izjema kot pravilo, saj v bolj zahtevnih geotehničnih pogojih ne bi bila sprejemljiva. V takšnih primerih bi bili napredki zaradi izvajanja zgolj začasnih varovalnih ukrepov izjemno majhni, kar bi pomembno vplivalo na dinamiko celotne gradnje.

Reference

- [1] JOVIČIČ V. et al. (2020), Načrt predora 8-06 Konovo, PZI projekt, št. ic 148/19, Irigo Consulting, Ljubljana
- [2] VUKADIN V., FUX J., BRANISELJ A. (2025) et al, Poročilo primerjave geoloških in hidrogeoloških razmer v fazi PZI in opazovanih razmer v fazi izkopa predora Konovo, Geološko geomehanska spremljava v času gradnje predora Konovo, Ljubljana, 36 strani.
- [3] VOLK B., URBANČIČ T. (2025), Monitoring objektov v času gradnje predora Konovo, Poročilo 1.7.2025, št. 3027117-1, Ljubljana, 4 strani.
- [4] https://www.dars.si/Infrastrukturni_projekti/Tretja_razvojna_os
- [5] https://www.dars.si/Content/Img/InvesticijeObnove/Tretja-razvojna-os/karta%203RO_sever%202024%20A3.jpg

TOPIC 13

**PREMOŠČANJE KRAŠKIH POJAVOV
V PREDORU T2 NA DRUGEM TIRU
ŽELEZNIŠKE PROGE MED DIVAČO
IN KOPROM**

Premoščanje kraških pojavov v predoru T2 na drugem tiru železniške proge med Divačo in Koprom

ELEA iC projektiranje in svetovanje d.o.o. | Dunajska cesta 21, Ljubljana, Slovenia

Peter Jemec, dipl. inž. grad.

Mail: peter.jemec@elea.si

Peter Zupančič, dipl. inž. grad.

Mail: peter.zupancic@elea.si

Simon Arčan, mag. inž. grad.

Mail: simon.arcan@elea.si

Martin Hostnik, mag. inž. grad.

Mail: martin.hostnik@elea.si

Abstract

The Divača–Koper Second Track of the railway is the largest infrastructure project in Slovenia and one of the most technically demanding railway projects in Europe. Construction runs through karst terrain characterized by complex geological and hydrogeological conditions. During the excavation of tunnels T1 and T2, 88 new karst caves were discovered, 25 of them in tunnel T2, including two major cave systems (2TDK-066 and 2TDK-080). Overcoming these phenomena required a combination of temporary and permanent measures, extensive investigations, and innovative engineering solutions. This article presents the geological characteristics of the area, the analysis of variants for bridging, description of selected solution, geotechnical and structural analyses, the construction process, as well as environmental protection and safety aspects of the project.

Keywords: : tunnel, karst fracture, bridging

Povzetek

Drugi tir železniške proge Divača–Koper je največji infrastrukturni projekt v Sloveniji in eden zahtevnejših železniških projektov v Evropi. Gradnja poteka skozi kraški teren, ki ga zaznamujejo kompleksne geološke in hidrogeološke razmere. Med izkopom predorov T1 in T2 je bilo odkritih 88 novih kraških jam, od tega 25 v predoru T2, vključno z dvema večjima jamskima sistemoma (2TDK-066 in 2TDK-080). Premoščanje teh pojavov je zahtevalo kombinacijo začasnih in trajnih ukrepov, številne raziskave ter inovativne konstrukcijske rešitve. V članku so predstavljene geološke značilnosti območja, analiza variant premostitve, opis izbrane rešitve, geotehnične in statične analize, potek izvedbe ter naravovarstveni in varnostni vidiki projekta.

Ključne besede: predor, kraški pojavi, premoščanje

1. UVOD

Železniška povezava Divača–Koper predstavlja ozko grlo na osrednjem evropskem prometnem koridorju TEN-T. Obstoječa enotirna proga iz leta 1967, dolga 49 km in z omejeno zmogljivostjo, ne zadošča več povečanemu prometu iz in v pristanišče Koper. Novi tir bo dolg 27,2 km. Kar 75 % trase bo potekalo v sedmih predorih s servisnimi in izstopnimi cevmi, v skupni dolžini več kot 37 km. Največji izziv predstavlja kraški rob, kjer je treba na kratki razdalji premagati več kot 400 m višinske razlike. Projektanti in izvajalci smo se soočili s kompleksnimi razmerami, ki jih predstavljajo zakraseli apnenci, fliš, tektonski prelomi ter podzemni vodni tokovi. Slednji lahko segajo tudi do 120 m nad nivo predora. Pri novo odkritih jamah je večinoma šlo za manjše kraške pojave, kjer smo zagotavljali hidrološke obvoje in premoščali manjše razpone, včasih tudi v obliki začasnih rešitev, ki so omogočali nemoteno nadaljevanje izkopnih del, vse do priprave končnih rešitev sanacije. Jamska sistema 2TDK-066 in 2TDK-080 pa sta zahtevala načrtovanje in izvedbo premostitev z večjimi razponi, v dolžini med 25 m in 45 m.

Slika. 1: Levo: Dostop v Južni rov jame 2TDK-080 s čela servisne cevi predora T2 SC; Desno: Južni rov v osrednjem delu z nanosi ilovice (foto: M. Prelovšek)



2. GEOLOŠKE, HIDROLOŠKE IN KRASOSLOVNE ZNAČILNOSTI NA KRATKO

Trasa poteka skozi eocenske apnence, laporovce in flišne kamnine. V predoru T2 sta najbolj značilna alveolinsko-numulitni apnenec ter prehodne plasti, ki ob stiku s flišem tvorijo kontaktni kras.

Potek trase predora T2 poteka skozi geološko zelo raznoliko območje med dolino Glinščice in Črnim Kalom, kjer se sekajo kamnine eocenske starosti kot so apnenec, prehodne plasti z značilnim laporjem ter flišne kamnine z menjavanjem laporja in peščenjaka v različnih razmerjih. Prelomne cone so večinoma posledica narivanja, prisotna pa je tudi aktivna tektonska cona v smeri severovzhod – jugozahod. Apnenec in deloma prehodne plasti so prepustne kamnine, na katerih se je oblikoval značilen kraški površinski in podzemni relief, saj so večinoma zelo dobro, a selektivno zakrasele. Zakrasevanje poteka na območjih koncentriranih aktivnih in fosilnih vodnih tokov, na stiku z neprepustnimi kamninami ter vzdolž naravnih prelomov.

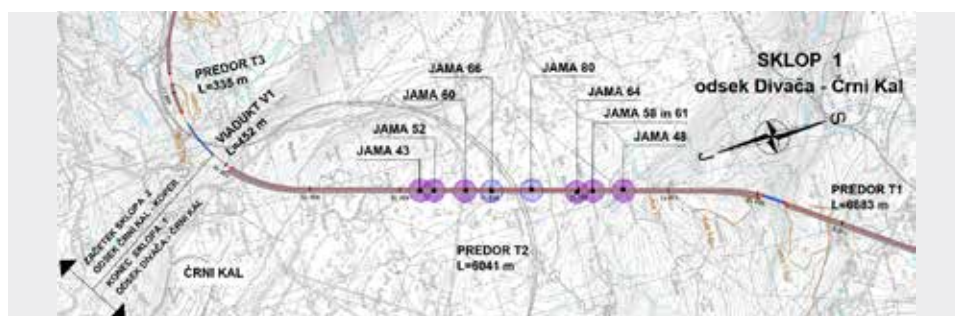
Slika 2 levo: Prikaz vgradnje
prepustov po dnu jame
Slika 2 desno: pogled na
votlino pod predorom



Večje votline so bile odkrite vzdolž jamskega sistema Beka–Oczla in na Socerbskem naravnem prelomu, ki predstavlja tektonski stik med prehodnimi plastmi in apnencem. Jama 2TDK-080 je nastala vzdolž Škrkloviškega naravnega preloma in jo najdemo približno 400 m od jame 2TDK-066; obe jami sta morfološko in hidrološko tesno povezani. Gre za velike jamske rove s podobnimi orientacijami, ki so občasno poplavljeni in v katerih najdemo drobnozrnati aluvialni sedimente.

Raziskave so pokazale heterogenost vodonosnika, z velikimi nihanji gladine podzemne vode; do 70 m/h. Hidrogeološko je območje neposredno povezano z izvirom reke Rižane, ki je ključni vodni vir za Obalo.

Slika 3: Situacija predora T2
in lokacija premostitvenih
konstrukcij



3. PRISTOP PRI PREMOŠČANJU KRAŠKIH POJAVOV

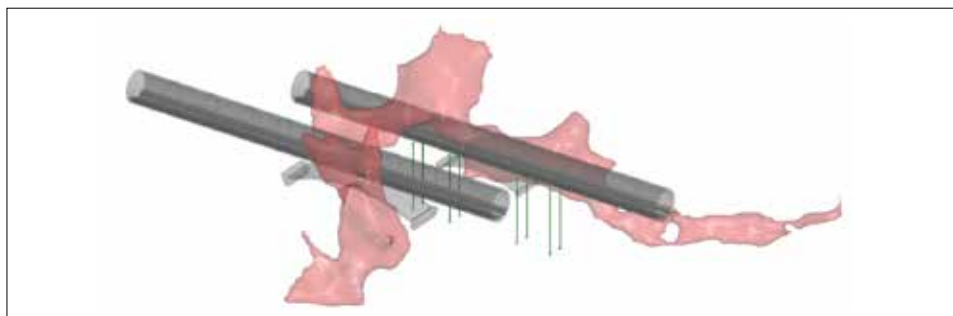
Med gradnjo so bili uporabljeni različni pristopi. Večinoma je šlo za manjše kraške pojave, kjer so bili zagotovljeni hidrološki obvodi in kjer je bilo potrebno premostiti manjše razpone, včasih tudi v obliki začasnih rešitev, ki so omogočali nemoteno nadaljevanje izkopnih del, vse do priprave končnih rešitev sanacije. Jamska sistema 2TDK-066 in 2TDK-080 pa sta zahtevala načrtovanje in izvedbo premostitev z večjimi razponi, razponi med 25 m in 45 m. Pri teh je šlo za specifično konstrukcijo, ki smo jo obravnavali kot mostno konstrukcijo, ki je omogočila premostitev kraške jame v predoru. Za vsako je bil predhodno izdelan program in izvedene ciljne geološko-geomehanske preiskave, ki so vključevale tudi geofizikalne meritve struktur in prevotljenosti.

Konstrukcijo najdemo pod predorom in je od njega ločena s polnilnim betonom, s čimer premostitev ne posega ne v predorski profil – niti ne spreminja standardnih rešitev nedrenirane cevi predora.

Geometrijska in statična zasnova nosilne konstrukcije temeljita na natančnem 3D modelu predora in premostitvene konstrukcije, umeščenih v skenirano in 3D modelirano kraško jamo. V modele smo vključili tudi geološke sloje, saj nam je tak pristop omo-

gočil natančno določiti zapolnjene dele jame z nenosilnimi sedimenti, rove in praznine ob predoru, vključno z geomehanskimi parametri okoliške hribine. Primerjava in združevanje 3D modelov je bila ključna za določitev optimalne nosilne konstrukcije, temeljene zunaj območja votlin ali glinenih žepov.

Slika 4: Pogled na območje analize premoščanja jame 2TDK-066 v glavni in servisni cevi predora T2 Koper, z lokacijami dodatnih vrtin v servisni cevi, v katerih so bile izvedene geofizikalne cross-hole meritve



4. ŠTUDIJA VARIANT

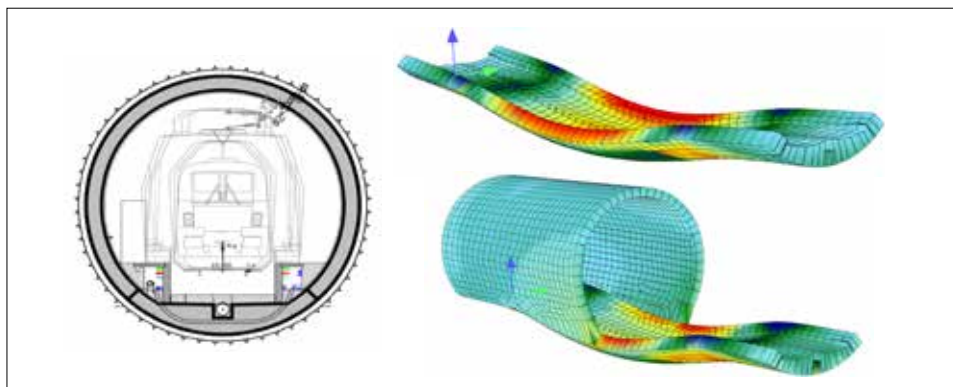
Študija je bila izvedena pragmatično in z razmislekom o ekonomičnosti, času izvedbe, trajnosti in zanesljivosti. Cilj študije je bil določiti ustrezen premostitev ob danih geološko-geotehničnih pogojih. Pri izbiri rešitve je bilo potrebno, poleg nosilnosti, stabilnosti in trajnosti objekta, upoštevati tudi varnost pri izvedbi ter izvedljivost, vključno z razpoložljivostjo mehanizacije na gradbišču, naravovarstvene usmeritve in druge kriterije.

4.1 Varianta 1: premostitev z osnovnim prerezom predora

Premostitev je izvedena z združitvijo dveh toga povezanih kampad notranje obloge. Gre za preprosto in ekonomično rešitev, saj niso potrebni dodatni izkopi, opaženja, kompleksne armature, detajli okoli hidroizolacije, ipd. V šestih primerih jame ali nenosilnih tal se izkaže, da je za manjše razpone taka rešitev hitra in ugodna, zato je bila predvidena tam, kjer je bilo le možno.

Premostitev zahteva izvedbo močno armiranega talnega oboka na začasnem nasipu, ki zapolni kraško jamo. Po strditvi betona, talni obok prevzame vse stalne obremenitve predora v času betoniranja, vključno s stenami notranje obloge, kar s težkim jeklenim opažnim vozičkom predstavlja merodajni obtežni primer. Po tem, ko se notranja obloga strdi, se formira osnovni prerez predora. Ta služi kot nosilna konstrukcija za vso preostalo stalno in spremenljivo obtežbo, ki se pojavi v predoru. Pomanjkljivost te premostitve je predvsem omejena nosilnost talnega oboka, zato je primerna za premagovanje manjših kraških jam, dolgih do največ 15 m.

Slika 5: Statični model talnega oboka in notranje obloge



4.2 Varianta 2: Ločna konstrukcija

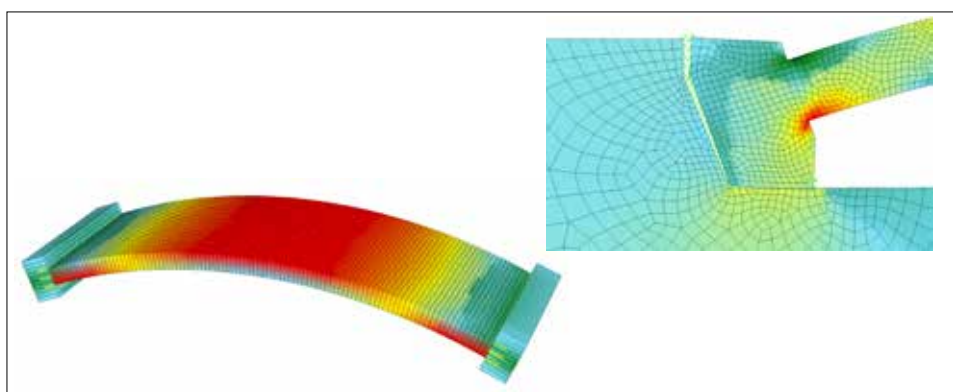
Ločna konstrukcija kot nosilni sistem je, že zgodovinsko gledano, preverjena in izkoristi ugoden vpliv tlačne sile, medtem ko armiranobetonski (AB) lok, togo vpet v plitke masivne betonske temelje, zagotavlja enostavno in stabilno konstrukcijo.

Za premoščanje smo predvideli lok po celotni širini predora, ki meri 9,0 m in je dolg od 25 m do 45 m. Debelina loka meri od 1,0 do 2,2 m. Glede na razpon smo določili višino temena in radij loka. Za vsako ločno premostitev je bistveno temeljenje, ki mora biti izvedeno v kompaktni hribini brez votlin pod temeljem, zato smo s 3D modeliranjem in skeniranjem kraških jam ter s podrobnimi geološkimi preiskavami določili optimalno lokacijo temeljev, ki se izogiba votlim delom.

Slika 6

Levo: Statični model ločne konstrukcije

Desno: lokalna analiza temelja



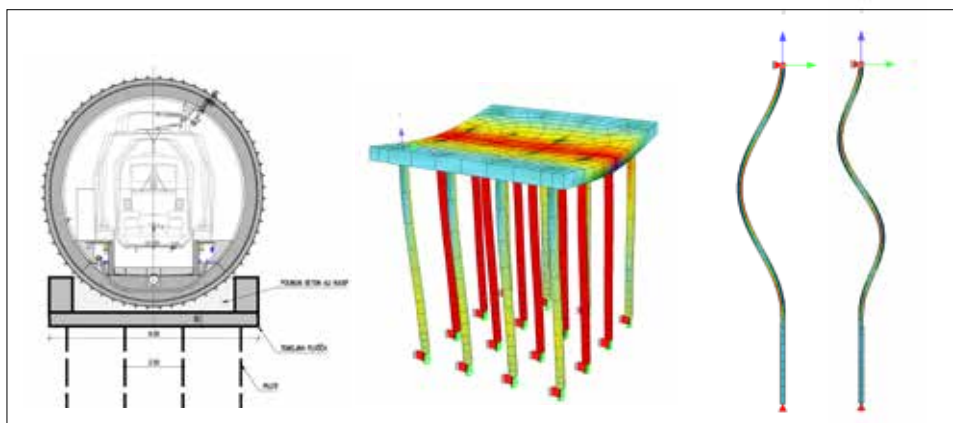
4.3 Varianta 3: Mikropilotiranje

Prilagodljivost in robustnost mikropilotiranja zagotavlja stabilno temeljenje tudi v zahtevnih kraških pogojih, saj omogoča prilagoditev dolžine in razmika pilotov glede na specifične geološke pogoje in geometrijske omejitve kraških jam. Sam koncept statično nedoločene konstrukcije smo analizirali v treh podvariantah.

Osnovna ideja izhaja iz GEWI mikropilotov. Zgornji del premostitve predstavlja masivna armiranobetonska plošča debeline 0,60 m in širine 9,0 m, ki je podprta z mrežo pilotov v poljubnem rastru. Dolžino pilotov se sproti prilagaja višini kompaktne hribine, v katero so vpeti.

Podrobna analiza ni bila v prid ne pilotom GEWI 63,5 mm v injektirani vrtini 150 mm, ne pilotom AT TUBE iz jeklenih cevi $\Phi 139,7/8$ mm. Oba omenjena sistema smo analizirali kot statični sistem mreže pilotov v rastru 1,5 x 1,5 m, z osno obremenitvijo 500 kN.

Slika. 7: Statični model plošče na AB pilotih (deformacija skupine pilotov in prvi dve uklonski obliki pilota)



Statična analiza je sicer pokazala, da je z ustrezno vpetostjo pilota možno zagotoviti nosilnost in stabilnost, vendar je v obeh primerih glavna težava v protikorozijski zaščiti armature oz. jeklenih cevi in v tveganju za kraško podzemlje, saj bi pri vrtanju izdatno uporabljali tehnološko vodo, cemente in druge dodatke pri injektiranju. Določeno neznanko, in s tem tveganje, je predstavljalo tudi samo vrtanje skozi rahel nasip z večjimi bloki apnenca.

Enostavnejša rešitev bi bila izvedba z armiranobetonskimi piloti premera $\Phi 35$ cm, v rastru $2,5 \times 2,5$ m, in vpetostjo minimalno 3 m. Relativno visoka tlačna in upogibna nosilnost armiranega pilota zagotavlja robusten in zanesljiv podporni sistem, ki se lahko hitro prilagaja nepredvidljivim geološkim pogojem.

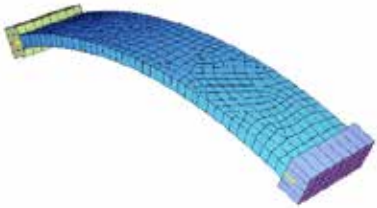
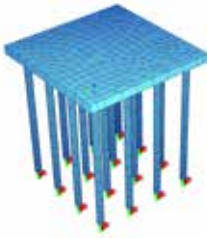
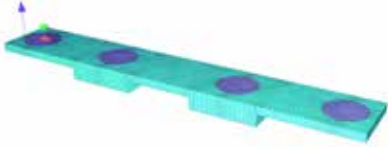
4.4 Varianta 4: temeljenje na vodnjakih

Varianto smo predvideli kot alternativo ločni konstrukciji oziroma mikropilotiranju. V času izvajanja vrtin za dodatne preiskave premoščanja jame 2TDK-080 v glavni cevi predora T2 se je izkazalo, da bodo pogoji premoščanja bistveno bolj zahtevni. Poleg neugodnega poteka jame – ostri kot glede na predorsko cev, smo pri večini vrtin zaznali še prevotljenost ali zapolnjenost s sedimentom (gline). Lahko bi prišlo do situacije, ko bi bili na daljšem odseku slabi geološki pogoji, kar bi pomenilo, da bi bilo plitko temeljenje neprimerno.

Alternativno bi premostitev lahko izvedli s klasično armiranobetonsko prekladno ploščo spremenljive debeline, od 1,5 m v polju in 3,0 m nad vodnjakom. Plošča širine 9,0 m je na odseku slabe geologije podprta kontinuirano na vodnjakih premera 6,0 m. Osni razmak med vodnjaki je 15 do 20 m, globina pa je lahko tudi do 20 m.

4.5 Izbor optimalne variante

Študija variant je pokazala, da varianta 1 ostaja optimalna izbira za krajše premostitve, saj zagotavlja hitro in ekonomično izvedbo. Varianti 2 in 3 (ločna konstrukcija in mikropilotiranje), ki smo ju vzporedno tudi analizirali, sta optimalni za večje kraške jame, saj se z majhnimi spremembami elementov zagotovi zanesljivo in robustno rešitev. Za varianto 3 se je izkazalo, da je manj občutljiva na zahtevne geološke pogoje, saj se lahko globina in raster pilotov sproti prilagajata geološkim pogojem. Ima pa ta rešitev večje pomanjkljivosti pri ustreznem zagotavljanju protikorozijske zaščite, okoljskih vidikov in tudi razpoložljivosti mehanizacije na gradbišču, kar vpliva predvsem na čas gradnje. Varianta 4 (temeljenje na vodnjakih) je bila ocenjena kot najbolj zapletena in zahtevna. Iz napisanega je razvidno, da bo ločna konstrukcija tista, ki je konkurenčna in izvedljiva v več primerih.

Varianta 2: LOČNA KONSTRUKCIJA 	Varianta 3: MIKROPILOTI 	Varianta 4: PLOŠČA NA VODNJAKIH 
PREDNOSTI • enostavna nosilna konstrukcija • ni problematičnih detajlov pri betonih in armaturi • kontrolirana gradnja in majhna obremenitev na začasni nasip • ekonomična poraba armature • tehnološka zmožnost izvajalca omogoča takojšnjo gradnjo • cenejša izvedba	PREDNOSTI • prilagajanje globine mikropilotov in dolžine plošče • kontrolirana gradnja in majhna obremenitev na začasni nasip • ni problematičnih detajlov pri betonu in armaturi • ekonomična poraba armature	PREDNOSTI • enostavna nosilna konstrukcija • ni problematičnih detajlov pri betonih in armaturi • kontrolirana gradnja in majhna obremenitev na začasni nasip • ni zahtev po večji ali mehanizaciji, ki ne bi bila na voljo
SLABOSTI • poglobitev za temeljenje • dodatni masivni temelji • tveganje pri temeljenju - preveriti nosilnost hribine (3D analize)	SLABOSTI • velika količina pilotov • vrtnanje v rahel nasip skozi bloke (Gewi) • ozemljitev • potrebna bočna stabilnost sistema • tehnološka opremljenost izvajalca • dražja izvedba	SLABOSTI • obsežen in težaven izkop za vodnjake (izkopi globine 5-20 m); največja globina predvidoma samo na enem vodnjaku • izkop z mini bagrom + razstreljevanje • začasno varovanje sten vodnjaka (AB prstani ali brizgan beton) • velika količina betona v vodnjaku

Preglednica 1: Primerjava variant

5. LOČNA KONSTRUKCIJA

Izbrana varianta premostitve je zasnovana kot monolitna armiranobetonska ločna konstrukcija. Temelji so izvedeni kot pasovni, kontaktno betonirani na brizgani beton na kamniti podlagi, lok pa je togo vpet v temelj. Jame se do dna ločne konstrukcije zasuje z izkopnim materialom, vendar je pri izračunu upoštevana možnost, da se prostor v življenjski dobi objekta izprazni zaradi izpiranja s podzemno vodo, zato je konstrukcija obravnavana kot nepodprta. Poleg tega so bile predvidene tudi nepravilnosti pri izkopu in zasutju, zato je vzpostavitev ločnega učinka dodatno zagotovljena s temeljno blazino iz ekspandiranega polistirena (EPS). Neposreden stik loka

s hribino bi namreč lahko povzročil drugačno delovanje konstrukcije od predvidenega, s tem pa neželene obremenitve ali poškodbe.

Posebno pozornost smo namenili geometriji konstrukcije, ki je po eni strani omejena z globino izkopa, po drugi pa z maksimalnim radijem loka. Manjšanje radija pripomore k ugodnejšim notranjim silam za vzpostavitev tlačnega učinka, a hkrati povečuje globino temeljev. Zato smo morali poiskati razmerje dimenzij, ki zagotavlja ustrezno delovanje konstrukcije ob čim manj zahtevnih pogojih izvedbe.

Premostitev	Razpon [m]	Širina [m]	Debelina loka [m]	Višina loka [m]	Radij loka [m]	Globina izkopa [m]
066-GC	25,0	9,0	1,0	2,0	32,0	5,0
066-SC	40,0	9,0	1,6	3,9	45,0	8,3
080-GC	35,0	9,0	1,2	4,6	40,0	7,0
080-SC	45,0	9,0	1,4-2,2	4,3	52,8	9,2

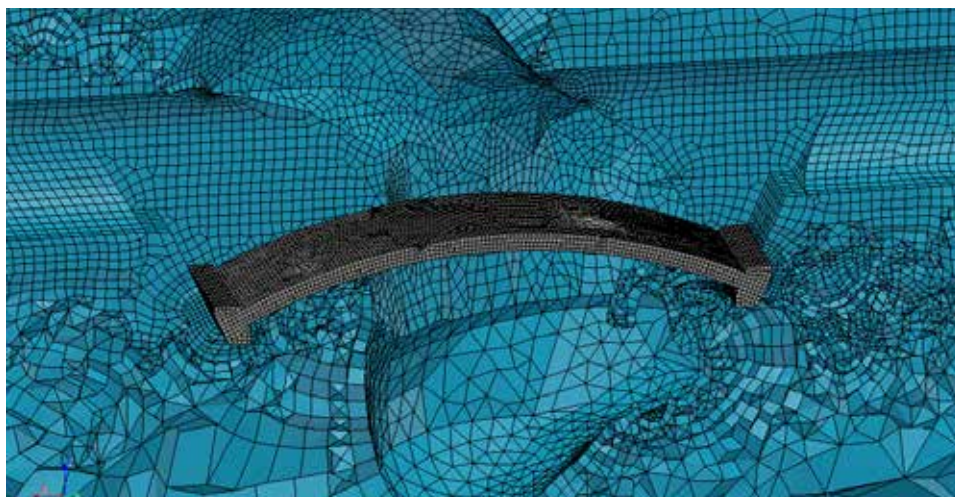
Preglednica 2: Dimenzije ločnih konstrukcij

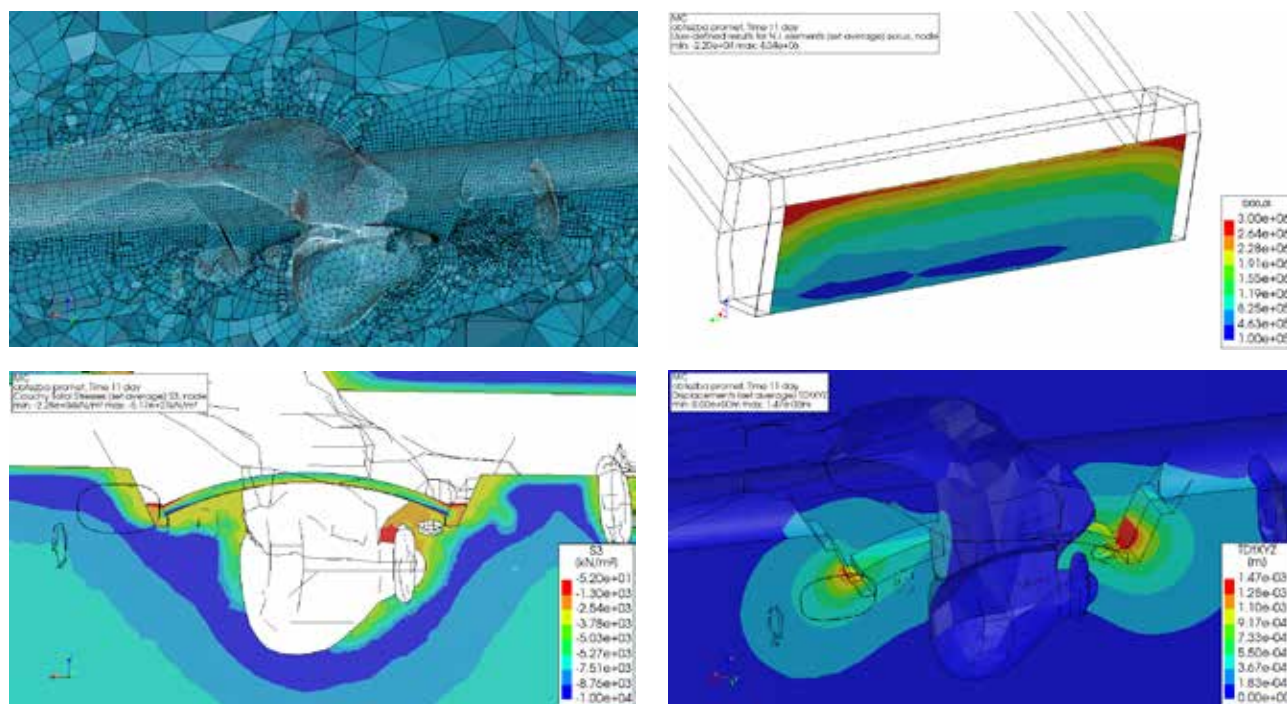
Izračun mehanske odpornosti in stabilnosti konstrukcije smo izvedli v programu SOFiSTiK 2022 po metodi končnih elementov (MKE) z upoštevanjem ploskovnih elementov. Opravljena je bila globalna analiza za celotno konstrukcijo, kjer so upoštevane vse faze gradnje in uporabe. Za preverbo pravilnosti globalnega statičnega modela smo izvedli še lokalno analizo premostitve, s poudarkom na kontroli pomikov, posedkov in notranjih sil v temelju in loku. Posebnost izračuna so zunanji vplivi. Upoštevani sta teža polnilnega betona, ki zapolni prostor med premostitvijo in predorom, ter lastna teža predora (primarne in notranje obloge) nad premostitvijo. Obtežba je bila zaradi simulacije faznosti gradnje in postopnega naraščanja vplivov razdeljena po kampadah predora. Pri železniškem prometu smo predvideli standardne obtežbe LM 71 in SW/2. Posebej kritične so gradbene faze, saj na konstrukcijo delujejo nesimetrične obremenitve, denimo vpliv opažnega vozička in sočasen vpliv tovornega vozila (mešalca betona).

Analiza je pokazala, da se večina pomikov pojavi že med gradnjo, med obratovanjem pa ostajajo v mejah, ki zagotavljajo uporabnost in udobje potnikov. Temelji in stik z lokom zahtevajo močno armiranje, medtem ko v preostalem delu loka zadošča minimalna armatura. Rezultate pomikov, notranjih sil in kontaktnih napetosti smo primerjali z geotehnično analizo, pri čemer se je pri vseh ločnih konstrukcijah pokazalo zelo dobro ujemanje, kar dodatno potrjuje pravilnost statičnega modela.

Poleg statične analize smo izvedli tudi prostorski geotehnični izračun po Metodi končnih elementov. Za analizo je bil uporabljen program Diana FEA. V izračunu je upoštevan Mohr-Coulombov konstitutivni model. Upoštevana je realna, znana oziroma izmerjena geometrija jamskega prostora. Analiza upošteva predvideno faznost (jama, izkop predora, izkop za temelje ...) in s tem bolj realistično začetno napetostno stanje pred izvedbo premostitvene konstrukcije. Prav tako so realistično upoštevane predvidene obremenitve na konstrukcijo (obtežba zasipa s prostorsko funkcijo, lastna teža, obtežba prometa in med gradnjo obtežba opažnega vozička).

Izračun pokaže, da so posedki temeljnih tal, pričakovano, majhni – govorimo o rangi nekaj milimetrov. Kontaktna napetosti so v rangi 2,5 do 3,5 MPa in so manjše od pričakovane nosilnosti temeljnih tal. Modul reakcije tal je izračunan numerično, in sicer neposredno preko rezultatov izračuna. Rezultati so izvednoteni kot razmerje med napetostjo in pomikom temelja v smeri normale temeljne ploskve.





Slika 8: Geotehnični model - nelinearna analiza po metodi končnih elementov: model z jamo, modul reakcije tal, tlačne napetosti in pomiki temeljev

6. IZVEDBA

V času pisanja prispevka so bile uspešno izvedene tri ločne konstrukcije, medtem ko je četrta, najdaljša, v izvajanju. Izkop poteka fazno, ob sočasnem varovanju jamskih prostorov z brizganim betonom in sidranjem blokov. Gradnja poteka brez težav in relativno hitro, saj smo

z izvajalcem predhodno uskladili vse faze del. Globokim opornikom navkljub se dela izvaja varno, konstrukcija kot taka pa je tudi dovolj enostavna, da se jo lahko izvede z mehanizacijo, ki je že na gradbišču.



Slika 9: Levo: Izkop za temelj; Desno: Armatura ločnega dela

7. ZAKLJUČEK

Projekt drugega tira železniške proge Divača–Koper predstavlja določeno prelomnico v gradbeni praksi v kraškem terenu. Razvite metode premoščanja kraških pojavov dokazujejo, da je mogoče tudi v zelo zahtevnih geoloških in hidrogeoloških pogojih zagotoviti varno, trajno in okolju prijazno gradnjo. Projektanti smo veliko stvari naredili vnaprej in vzporedno z raziskavami, predpripravili ter testirali računske modele, modelirali in izrisali določene rešitve, ipd. Po rezultatih ciljnih preiskav so bile končne rešitve hitro na gradbišču. Rešitve, ki so nastale pri tem projektu, so lahko pomembna referenca tudi za prihodnje projekte v podobnih geoloških okoljih.

Reference

- [1] Jemec, P., Zupančič, P., Frank, D., Živec, T. (2023). Predori v krasu. Elea iC.
- [2] Jemec, P., Zupančič, P., Arčan, S., Hostnik, M. (2023). Premoščanje kraških pojavov v predoru T2. ITA Slovenia.
- [3] Žibert, M., Jemec, P., Česnik, J. (2023). Optimizacija zasnove in digitalizacija drugega tira Divača–Koper. Elea iC.
- [4] Jemec, P., Dvanajščak, D., Škerbec, E. (2019). Various challenges for a new railway connection between Divača and Koper. WTC.
- [5] iC Communication Reports (2022–2023). Geotehnične in hidrogeološke raziskave predora T2.
- [6] Mitja Prelovšek, Poročilo krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-024, 14.8.2022.
- [7] Mitja Prelovšek, Poročilo krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-025, 15.10.2022 in 6.12.2022.
- [8] Mitja Prelovšek, Poročila krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-066, januar-februar 2024.
- [9] Mitja Prelovšek, Poročila krasoslovnega nadzora za jamo 2TDK-080, april-maj 2024.
- [10] Dodatna interna poročila Elea iC in 2TDK.
- [11] Elea iC, d.o.o., Interpretacija krasoslovnih pogojev za gradnjo predorov T1 in T2, faza PZI, 190175/1-E/01, 2020.
- [12] IRGO Consulting, d.o.o. & Elea iC, d.o.o., GG elaborat predora T1 in T2, faza PZI, 190175/1-E/02, 2020.
- [13] 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.

TOPIC 14

**APLIKACIJA REZULTATOV
GEORADARSKIH MERITEV PRI
NAPREDOVANJU IZKOPA PREDORA
NA PRIMERU PREDORA T1 (LOKEV)
2. TIR DIVAČA-KOPER**

Aplikacija rezultatov georadarskih meritev pri napredovanju izkopa predora na primeru predora T1 (Lokev) 2. tir Divača-Koper

Gregor Lotrič

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia
Mail: gregor.lotric@irgo.si

Boštjan Volk

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia
Mail: bostjan.volk@irgo.si

Julija Fux

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenia
Mail: julija.fux@irgo.si

Markus Schmidt

Bo-Ra-tec, G.m.b.H. | Weimar, Nemčija
Mail: markus.schmidt@boratec.net

Abstract

The construction of Tunnel T1 on the Divača-Koper railway line was to be carried out in highly karstified carbonate rocks, where the presence of karstic cavities and underground voids presented major geotechnical risks, since their location, size and filling could not be reliably predicted before excavation. To address these challenges, continuous ground-penetrating radar (GPR) investigations were performed in horizontal boreholes drilled from the tunnel face, as well as ground radar measurements along the tunnel floor after excavation. Based on the GPR results, the rock mass was classified into three degrees of karstification (low, medium, high), according to the number, spacing and extent of anomalies identified in the radargrams. This provided the geotechnical supervisor with essential information for excavation planning and on-site decision-making. Rapid interpretation and transfer of data enabled timely adaptation of excavation methods, risk mitigation, and, where necessary, the introduction of special measures such as grouting, temporary support, or bridging structures. A notable case involved the discovery of a karstic cavity 2TDK-054, where GPR surveys successfully predicted its position and extent of the cave. Subsequent geophysical investigations confirmed a large void beneath the tunnel invert, leading to the design and implementation of a reinforced-concrete bridging structure to ensure long-term stability. This case clearly illustrates the value of integrating geophysical monitoring into tunnelling operations in karst terrains. The study demonstrates that real-time application of GPR surveys significantly enhances safety and efficiency in tunnel construction by enabling predictive rock mass assessment and supporting geotechnical decision-making, GPR has proven to be an indispensable tool in the management of geological uncertainties in karstic environments.

Keywords: ground-penetrating radar (GPR); karst structures; tunnelling in karstic terrain; geotechnical risk management; Divača-Koper railway

Povzetek

Gradnja predora T1 na trasi drugega tira železniške proge Divača–Koper je potekala v močno zakraselih karbonatnih kamninah, kjer je prisotnost kraških pojavov in kavern predstavljala pomemben dejavnik tveganja. Za pravočasno prepoznavanje razmer pred izkopom so bile izvedene stalne georadarske (GPR) preiskave v horizontalnih vrtinah ter po tleh predora. Rezultati so omogočili razvrstitev hribine v tri stopnje zakraselosti (nizka, srednja, visoka), kar je služilo kot podpora geotehničnemu nadzorniku pri odločanju o načinu napredovanja izkopa in izbiri dodatnih ukrepov. V članku je podrobno predstavljen primer jame 2TDK-054, kjer so georadarske raziskave omogočile pravočasno zaznavo in potrditve velike kraške votline pod predorom. Na podlagi rezultatov je bila načrtovana in izvedena armiranobetonska premostitvena konstrukcija, ki je zagotovila dolgoročno stabilnost in varnost predora. V članku je prikazano, da sprotne integracije geofizikalnih raziskav v postopke gradnje v kraškem svetu bistveno zmanjšuje tveganja, omogoča učinkovitejše odločanje in prispeva k trajnostnim rešitvam pri gradnji predorov.

Ključne besede: Georadarske preiskave (GPR); kraške strukture; gradnja predorov v kraških terenih; geotehnično obvladovanje tveganj; železniška proga Divača–Koper

1. UVOD

Gradnja predora T1 (Lokev) in na trasi drugega tira Divača–Koper je potekala v zahtevnih geoloških pogojih, saj trasa potekata skozi močno zakrasel apnenec Dinarskega krasa. Območje je znano po prisotnosti številnih kraških jam, kanalov in drugih podzemnih strukturah, kar je bilo potrjeno že v fazi projektiranja s predhodnimi geološkimi in geofizikalnimi raziskavami [1]. Prisotnost nepredvidljivih kraških pojavov predstavlja veliko tveganje pri gradnji, saj lahko vodi v destabilizacijo izkopa, udore ali nenadzorovane vdore vode [2]. Zato je bilo nujno vzpostaviti sistem sprotnega spremljanja razmer na čelu izkopa, ki mogoča zgodnje prepoznavanje nevarnosti. Kot ena izmed najučinkovitejših metod se je izkazala uporaba georadarskih meritev (GPR – Ground Penetrating Radar), ki so se izvajale tako v vrtinah pred čelom, kot po tleh predora po izkopu kalote. Na podlagi zaznanih anomalij, je bila določena klasifikacija zakraselosti hribine v tri stopnje: nizka, srednja in visoka. Dobljeni rezultati so služili kot podpora geotehničnemu nadzorniku pri odločanju o napredovanju izkopa ter pri izbiri dodatnih ukrepov, kjer so bile razmere tehnično bolj zahtevne.

2. GEORADARSKE PREISKAVE

Georadarske meritve v vrtinah so se izvajale v približno 100 m dolgi horizontalni centralni vrtini, izvrtani iz čela predora, običajno v osrednjem delu profila (slika 1). Vrtine so bile zaščitene s PVC-cevmi, ki so služile za zaščito in varno spuščanje merilnih sond, pri čemer vpliv zaščitne cevi na signal ni bil bistven [3]. Uporabljene so bile antene s frekvencami 100 in 250 MHz, ki so izkazale za optimalne glede na doseganje ustrezne globine prodiranja in ločljivostjo zbranih podatkov. Nižje frekvence (100 MHz) omogočajo večji doseg v hribini (>20 m), višje frekvence (250 MHz) pa večjo ločljivost, a manjši doseg [4].



Slika 1: Izvedba georadarskih meritev v vrtini (vir: lastni arhiv). Figure 1: Borehole georadar survey (source: author's archive)



Slika 2: Spremljanje radargrama v času meritev (vir: lastni arhiv). Figure 2: Monitoring the radargram during acquisition (source: author's archive).

Georadarski sistem deluje na osnovi pulzno-odbojne metode, kjer oddajnik pošilja kratke elektromagnetne impulze, ki se odbijajo na diskontinuitetah z različnimi dielektričnimi lastnostmi. V radargramih se kot prvi odboj pojavi neposreden signal med antenama, sledijo pa odboji od ploskovnih struktur, kot so plasti, prelomi ali razpoke. Za kraške pojave pa so značilni lokalizirani hiperbolični odboji oziroma difrakcije, katerih oblika in amplituda dajeta informacijo o velikosti in vsebini anomalije (slika 2) [3]. Močne amplitude navadno nakazujejo zračno zapolnjene kaverne, medtem ko šibkejši signali kažejo na sedimente, pogosto z visoko vsebnostjo gline [4].

Interpretacija podatkov je potekala v sodelovanju z lokalnimi speleologi (ZRC SAZU), kar je omogočilo večjo zanesljivost pri oceni stopnje zakrasedlosti in pri identifikaciji kraških pojavov. Na osnovi celotnega nabora podatkov je bila hribina vzdolž trase predora razvrščena v tri kategorije: nizka, srednja in visoka stopnja zakrasedlosti [3,4]. Statistična analiza je pokazala, da približno 50 % trase pripada nizki, 30 % srednji in 20 % visoki stopnji zakrasedlosti [3].

Dopolnilno k raziskavam v centralnih vrtinah so se izvajale tudi talne georadarske meritve. Meritve so potekale v približno 200-metrskih odsekih, kar je omogočalo sprotno spremljanje sprememb v hribini vzdolž trase izkopa pod tlemi predora. Uporabljene so bile ščitene antene s frekvencami 160 MHz in 450 MHz. V tem primeru

gre za usmerjeno metodo, saj se je s pomočjo talnega GPR pridobilo podatke o ploskovnih odbojih (plastovitost, prelomi) ter o kraških pojavih (difrakcije in anomalije, ki nakazujejo prisotnost kavern ali kanalov) pod tlemi predora. Na ta način je talni georadar dopolnjeval podatke georadarskih meritev v vrtinah, saj je omogočal natančnejšo lokalizacijo anomalij, ki so bile zaznane že na radargramih centralnih vrtin, vendar jih zaradi vsesmernosti podatkov (samo ena vrtina) iz vrtine ni bilo mogoče lokalizirati. S to metodo se je dodatno preverilo stopnjo zakrasedlosti v območju neposredno pod tlemi predora [3], [4].



Slika 3: Izvedba meritev s talnim georadarjem (vir: lasten vir).

Figure 3: Ground-based GPR survey (source: author's archive)

Rezultati so imeli neposreden vpliv na napredovanje izkopa, saj so služili kot podlaga za odločanje geotehničnega nadzornika pri izboru morebitnih dodatnih ukrepov. Omogočili so sprotno upravljanje tveganj in varno nadaljevanje gradnje predora T1.

3. APLIKACIJA REZULTATOV GEORADARSKIH MERITEV

Uporaba rezultatov georadarskih meritev je bila med gradnjo razdeljena na dva glavna sklopa; rezultate georadarskih preiskav v centralni vrtini, ki so bili na voljo najprej in rezultate georadarskih preiskav po tleh, ki so sledili po napredovanju izkopa kalote v določenih dolžinah (navadno v odsekih do 300 m).

Rezultati georadarskih meritev v vrtini so bili osnova za takojšnje odločanje o napredovanju izkopa v predoru T1. Po vsaki izvedeni meritvi je bil pripravljen preliminarni izpis rezultatov, ki je vključeval besedilni povzetek zaznanih anomalij ter grafične prikaze radargramov z označenimi območji povečane zakraselosti ali možnimi večjimi kavernami. Ti podatki so bili geotehničnemu nadzorniku posredovani neposredno na gradbišču, kar je omogočilo takojšnje ukrepanje ob zaznanih nevarnostih.

Preliminarna interpretacija rezultatov georadarskih preiskav v centralni vrtini se je uporabila pri izdaji navodil za podzemna dela v nadaljevanju izkopov takoj po končanih preiskavah. Rezultati preiskav so se v dolžini okoli 20 m pred stacionažo izkopnega čela, kjer so bile raziskave izvedene združili s podatki, ki so bili na voljo iz dnevnika vrtalnih del. Presek rezultatov je dal dokaj natančen podatek, kje pred izkopnim čelom in v kakšnem obsegu je možno pričakovati kraški pojav.

Najpozneje v 48 urah po zaključenih raziskavah je bilo izdelano poročilo o izvedenih geofizikalnih meritvah, ki je vsebovalo podrobno interpretacijo podatkov, kategorizacijo stopnje zakraselosti ter oceno potencialnih tveganj za naslednji odsek izkopa. V tem dokumentu so bili poleg besedilne razlage predstavljeni tudi interpretirani radargrami (slika 4), shematski prikazi vplivnega območja predora ter morebitne priporočene dodatne raziskave. Pregled rezultatov in interpretacija je bila poleg geofiziko usklajena tudi s terenskimi geologi in krasoslovcem.

Ključne informacije, ki so jih podajali rezultati geofizikalnih preiskav v poročilu za posamezno meritev so zajemale:

→	razvrščanje kamnine v naprej definirane razrede zakraselosti (nizka, srednja, visoka)
→	napovedovanje prisotnosti kraških struktur v vplivnem območju (11 m vsesmerno od osi predora)
→	identifikacijo večjih kraških pojavov (dimenzije $\geq 2 \times 2 \times 2$ m) v širšem območju do 15 m od osi
→	oceno potrebnih dodatnih ukrepov, kot so injektiranje, začasna podpora izkopa ali prilagoditev tehnologije napredovanja.

Geotehnični nadzornik je na podlagi teh informacij sprejemal odločitve glede načina nadaljevanja izkopa:

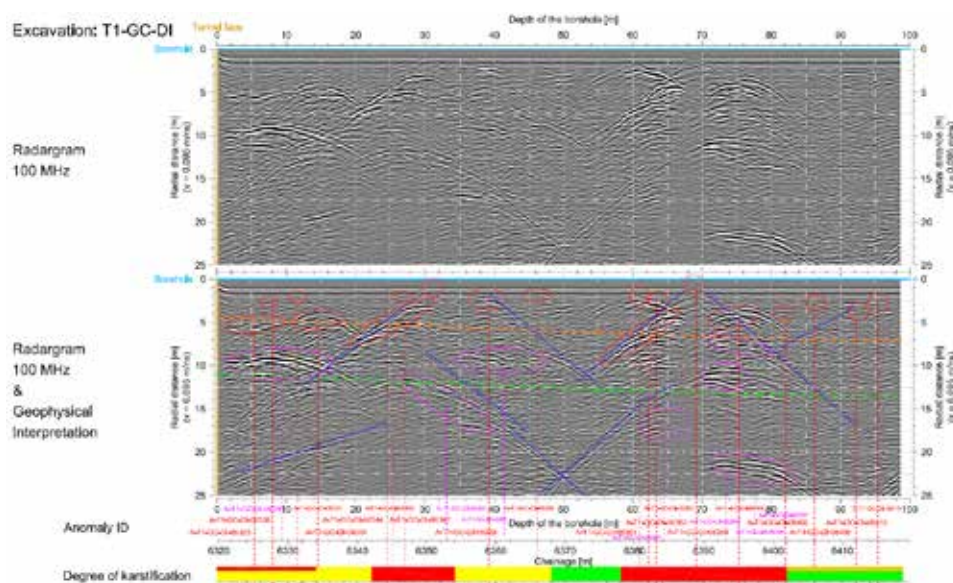
→	v območjih z nizko zakraselostjo se je napredovanje izvajalo po standardnem postopku,
→	v območjih srednje zakraselosti so bila potrebna dodatna spremljanja in večja previdnost,
→	pri visoki zakraselosti ali ob zaznavi večjih kavern so bili uvedeni posebni ukrepi za stabilizacijo izkopa, kar je bistveno zmanjšalo tveganje nepredvidenih dogodkov in omogočilo varnejšo ter učinkovitejšo gradnjo.

Zaradi hitrega prenosa informacij med izvajalci meritev in geotehničnim nadzorom je metoda omogočala dinamično prilagajanje gradbenih postopkov glede na sprotne ugotovitve. Tako je bila zagotovljena učinkovita integracija geofizikalnih raziskav v vsakodnevno proces dela, kar predstavlja enega ključnih dosežkov pri uporabi georadarskih metod v tem projektu.

V nadaljevanju so bile georadarske meritve izvedene še po tleh izkopa kalote. Gre za podobno metodo izvedbe meritev, le da je meritev usmerjena, v tem primeru v tla, izvedla pa se je na treh ali lokalno tudi več profilih vzdolž predora. Rezultati georadarskih meritev po tleh predora so geotehničnemu nadzorniku omogočili izvedbo kontrole nosilnosti temeljnih tal; v primeru, da rezultati pokazali srednjo ali visoko stopnjo zakraselosti so se izvedle dodatne preiskave, v večini primerov s sondažnim predvrtavanjem. Na ta način smo lahko preiskali kraške pojave, ki jih z izkopom nismo dosegli in v primeru, da se je izkazalo, da gre za večji kraški pojav, predpisalo sanacijo, v najslabšem primeru pa tudi načrtovalo in izvedlo premostitveno konstrukcijo.

Takšen primer je bila jama 2TDK-054 v glavni cevi predora T1. Izkop je na stacionaži 6+300 potekal v dokaj kompaktnem apnencu, glede na predhodne preiskave pa se je tudi na tem območju izvajalo pahljačasto sondažno prevrtavanje v čelo. Izvedlo se je 5 vrtin, kjer se je v eni vrtini v smeri stopnice in talnega oboka zaznala praznina, ki pa zaradi tehnologije vrtanja ni omogočala bolj kakovostne interpretacije. Na stacionaži 6+320, se je pričelo z vrtanjem centralne vrtine za georadarske preiskave v vrtini. Rezultati preiskav so na stacionaži 6+342 pokazali začetek visoke stopnje zakraselosti, kjer se je kazala prisotnost večjega nezapolnjenega kraškega pojava, ki sega vse do osi predora, pred tem pa je bilo zaznано večje število odbojev na zunanjem robu profila, kar je nakazovalo na povečano zakraselost v neposredni bližini predora (slika 4).

Slika 4: Prikaz rezultatov kampanje georadarskih meritev vrtini na območju jame 2TDK-054 [7].
Figure 4: Results of the borehole georadar measurements campaign in the cave 2TDK-054 area [7].

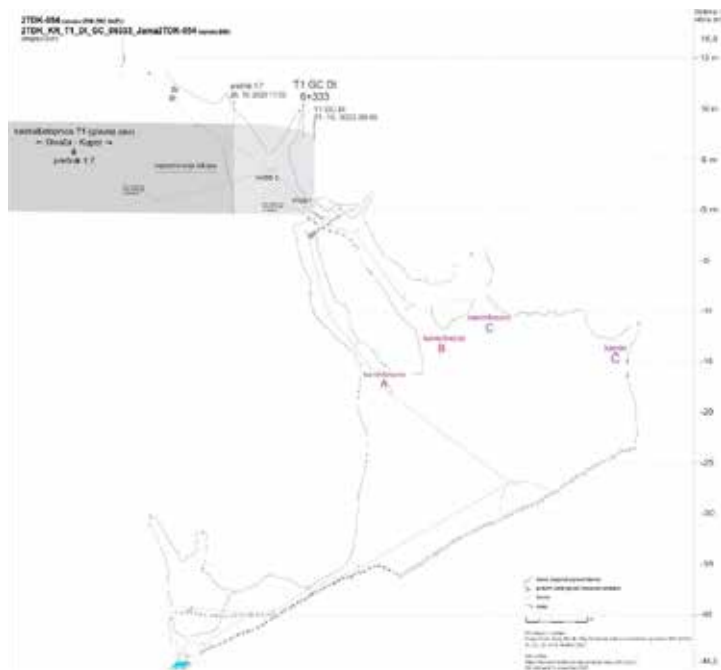


V nadaljevanju izkopnih del, je izkop v dnu sekal vertikalni rov, skozi katerega je bilo mogoče vstopiti v kraški pojav. Skladno s dogovorjenimi protokoli je bil opravljen krasoslovni nadzor in popis jame. Iz krasoslovnega poročila [5] je bila popisana kraška jama poimenovana 2TDK-054, ki je potrdila razsežnost jame in rezultate geofizikalnih preiskav. Jama namreč ima več vertikalnih rovov, sega pa v globino 45 pod dno predora. Na dnu se je pojavil sifon s stoječo podzemno vodo. S kasnejšimi meritvami jamskega prostora, izvedenimi za izbor najustreznejše sanacije, je bila ugotovljena dimenzija glavne dvorane, in sicer 5.500 m³.

Za potrebe nadaljevanja del je bilo ugotovljeno, da jama ne ogroža stabilnosti, vendar so bili kljub temu izvedeni začasni varovalni ukrepi tal predora. Začasna sanacija iz AB plošče je zagotavljala varnost pred morebitnim rušenjem tal ob prevozu gradbene mehanizacije med izkopnimi deli.

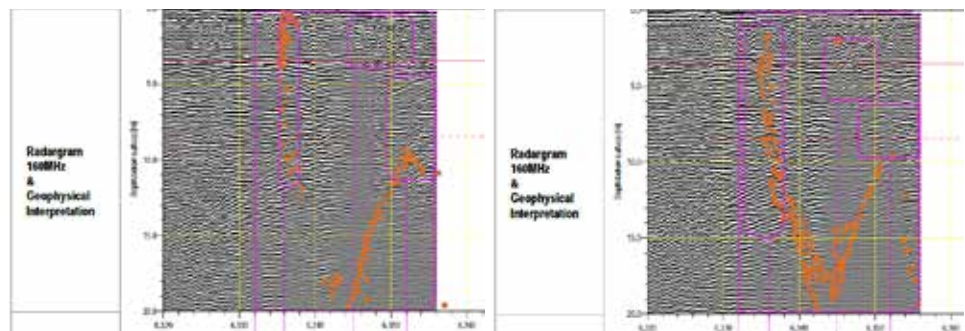
Pred fazo izvedbe talnega oboka, so bile izvedene georadarske preiskave po tleh v štirih vzporednih profilih vzdolž predora. Vsi so potrdili lego jame pod predorom, pri čemer je bil strop jame približno 5 m pod talnim obokom v levem delu predora in 10 m v desnem delu predora. Potrjena je bila tudi dolžina jame, ki je znašala okoli 25 m, od katerih je približno 13 m predstavljalo neposredno tveganje za stabilnost stropa jame [6].

Slika 5: Vzdolžni prerez jame 2TDK-054 v realnih dimenzijah [5].
Figure 5: Longitudinal section of cave 2TDK-054, to scale [5].



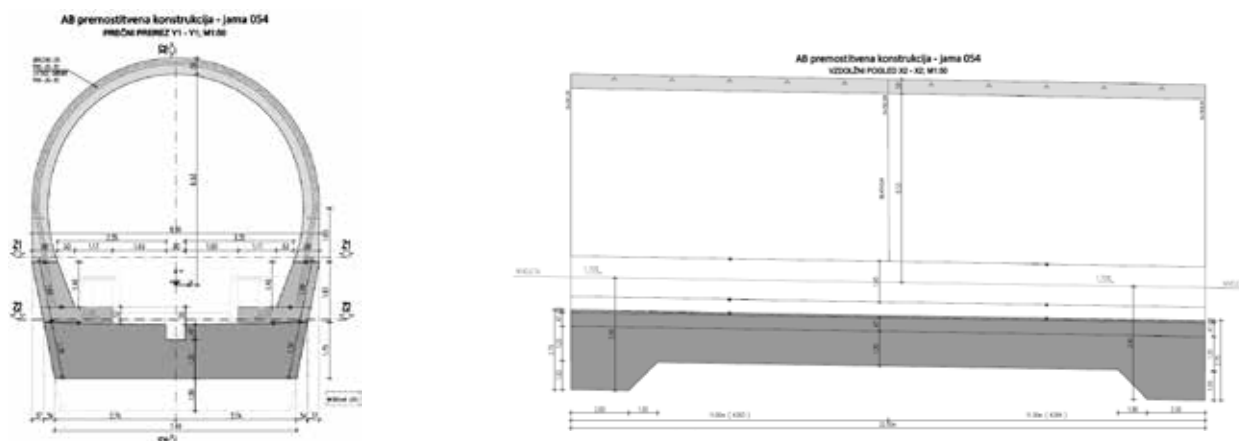
Glede na visoko stopnjo tveganja, se je projektant odločil, da je zakraselost stropa jame prevelika, zato je bilo potrebno pristopiti k projektiranju premostitvene konstrukcije. Na podlagi georadarskih preiskav po tleh je bila pripravljena shema rastra vertikalnih sondažnih vrtin, katerih namen je bil preiskati stopnjo zakraselosti in kvaliteto hribine na območju predvidenih ležišč premostitvene konstrukcije. Vrtine so bile izvedene izven jame in sicer v delu, kjer je bila zaznana srednja stopnja zakraselosti. Raster vrtin je bil 2,5 x 2,5 in globine 6 m. Pri vseh vrtinah se je izvajala geološka spremljava vrtanja.

Slika 6: Prikaza radargrama v levem profilu in osi predora z vključenimi točkami geodetskega snemanja, ki potrjuje valovanja z dejansko ugotovljeno lego kraškega pojava [6].
Figure 6: Radargram views in the left profile and along the tunnel axis, with geodetic survey points included, confirming that the waveforms correspond to the surveyed position of the karst structure [6].



Na podlagi ugotovljenih razmer, se je načrtovala 22 m dolga premostitvena konstrukcija, zasnovana kot AB plošča ter, zaradi omejenega prostora, poglobitev in ojačitev talnega oboka. Plošča je bila klasično armirana v debelini 1,75 m s krilnimi zidovi v višini dodatnih 1,87 m. Toga zasnova je omogočala prenos obremenitev v fazi gradnje in kasneje v fazi obratovanja

Postopki in zaporedje del pri jami 2TDK-054 so dober primer, kako lahko rezultati geofizikalnih raziskav - od preliminarnih do kasnejših usmerjenih preiskav - pomagajo geotehničnemu nadzorniku, projektantu in izvajalcu zagotavljati varno izvedbo del ter zasnovo trajne konstrukcije, ki zagotavlja varnost tudi v fazi obratovanja predora.



Slika 7: Prečni in vzdolžni prerez premostitvene konstrukcije čez jamo 2TDK-054 [8].

Figure 7: Cross-section and longitudinal section of the bridging structure over cave 2TDK-054 [8].

4. ZAKLJUČEK

Gradnja predora T1 (Lokev) je potekala v močno zakraselih karbonatnih kamninah, kjer so bili pričakovani številni kraški pojavi (kaverne, jame, kanali). Da bi zagotovili pravočasno prepoznavanje nevarnih območij in s tem večjo varnost ter učinkovitost gradnje, so se izvajale stalne georadarske meritve (GPR) v horizontalnih vrtninah in po tleh predora. Uporaba rezultatov georadarskih meritev pri gradnji je pokazala, da je metoda izjemno učinkovita pri pravočasnem odkrivanju kraških pojavov in ocenjevanju stopnje zakraselosti hribine. Rezultati so omogočili sprotno prilagajanje gradbenih postopkov, zmanjšanje tveganj in zagotavljanje varnosti pri izvajanju del. Primer jame 2TDK-054 kaže, da kombinacija pridobivanja sprotnih rezultatov geofizikalnih preiskav, uspešnega sodelovanja vseh udeležencev pri gradnji in ustreznih gradbenih ukrepov vodi do uspešne in trajnostne rešitve tudi v najzahtevnejših kraških pogojih.

Izkušnje iz projekta potrjujejo, da je integracija georadarskih raziskav v procese gradnje predorov v kraških območjih nepogrešljiva, saj bistveno prispeva k optimizaciji gradnje, varnosti in dolgoročni stabilnosti predorskih konstrukcij.

Reference

- [1] Živec, T., Dolžan, E., Grkman, A., Fux, J., Mihvec, N., Celarc, B., Vukadin, V. (2019). Over the karstic edge: geological challenges in the design of the 2nd railway track Divača – Koper. 12th International Tunnelling and Underground Structures Conference.
- [2] Lan, R., Liu, Z., Liu, M., Guan, Q., Yan, Y., Sun, H., Zhou, D. (2022). Detection of karst caves during tunnel construction using ground-penetrating radar and advanced drilling: A case study in Guangxi Province, China. *Near Surface Geophysics*, 20, 265–278.
- [3] Schmidt, M., Zenz, R., Richter, T. (2021). Innovative geophysical exploration technologies in karst-prone and crystalline rock formations. *Geomechanics and Tunnelling*, 14(5), 637–652.
- [4] Schmidt, M., Fux, J., Vukadin, V. (2023). Geophysical detection of karstic structures along the tunnels of the new Divača–Koper railway line using borehole radar technology. *ITA Conference 2023*.
- [5] Prelovšek M. (2023). Poročilo krasoslovnega nadzora št. 161. ZRC SAZU, Inštitut za raziskovanje krasa
- [6] Kusnirak, D. et al (2023). Surface Georadar measurements, Geophysical investigation of the 2nd railway track Divača-Koper, Tunnel T1-Di, Main Tube, Tunnel section 6+320 - 6+356. Geodata ZT GmbH
- [7] Schmidt M., Lehmann P., Richter T. (2023). Borehole Radar Investigation, Geophysical investigation of the 2nd railway track Divača-Koper, Tunnel T1-Di, Main Tube, Tunnel section 6+320 – 6+419. Bo-Ra-Tec GmbH Weimar
- [8] Jovičić V., Muhić E., Volk, B. (2024). Načrt premostitve jame 2TDK-054 v predoru T1-Di-GC. IRGO Consulting, d. o. o.

TOPIC 15

**GEOTEHNIČNA SPREMLJAVA MED
IZGRADNJO NOVE CEVI PREDORA
KARAVANKE**

**GEOTEHNICAL MONITORING DUR-
ING CONSTRUCTION OF NEW TUN-
NEL TUBE KARAVANKE**

Geotehnična spremljava med izgradnjo nove cevi predora Karavanke

Matej Zalokar, mag. inž. geoteh.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenija

Mail: matej.zalokar@irgo.si

Tadej Cotelj, dipl. inž. grad

Geoportal d.o.o. | Tehnološki park 21, Ljubljana, Slovenija

Mail: tadej@geoportal.si

Žiga Likar, univ. dipl. inž. grad.

Geoportal d.o.o. | Tehnološki park 21, Ljubljana, Slovenija

Mail: ziga@geoportal.si

dr. Vladimir Vukadin, univ. dipl. inž. geol.

IRGO Consulting d.o.o. | Slovenčeva 93, Ljubljana, Slovenija

Mail: vlado.vukadin@irgo.si

Abstract

Geotechnical measurements are crucial in tunnel excavation works for monitoring the response of the rock mass to excavation and support. As part of the construction of the new Karavanke tunnel tube, we introduced automated monitoring with remote online access to measuring elements such as extensometers, pressure cells, crack gauges, specific deformation gauges, etc. The measurements were carried out continuously and adjusted according to the behaviour of the primary support in extremely demanding geological conditions (permian-carboniferous, anhydrite, high overburden). Geotechnical measurements conducted during the excavation of the new Karavanke tunnel tube, combined with geodetic monitoring and other methods, enabled effective monitoring of the behaviour of the primary tunnel lining. This integrated approach facilitated proactive risk and cost management throughout the construction process. Additionally, monitoring systems were implemented in the existing west tunnel where traffic remained operational during excavation of the new tunnel to ensure safety and assess any potential impact.

Keywords: Geotechnical monitoring, Tunnel excavation, Karavanke tunnel, Primary tunnel support, Automated measurements, Geotechnical instruments

Povzetek

Geotehnične meritve so pri gradnji predora ključne za spremljanje odziva hribine na izkop in podpiranje. V sklopu izvedbe nove cevi predora Karavanke smo uvedli avtomatizirano spremljavo z oddaljenim dostopom do merskih elementov, kot so ekstenziometri, tlačne celice, merilci razpok, merilci specifične deformacije itd. Meritve smo izvajali kontinuirano in prilagajali glede na obnašanje primarne podgradnje, v izredno zahtevnih geoloških pogojih (PC, anhidrit, visoko nadkritje).

Geotehnične meritve pri izgradnji nove predorske cevi Karavanke so v kombinaciji z geodetsko spremljavo in ostalimi metodami omogočale spremljanje obnašanja primarne predorske podgradnje ter omogočale obvladovanje tveganja in stroškov pri napredovanju del. Izvedena je bila kontinuirana spremljava, kjer smo opazovali vpliv izgradnje nove cevi na obstoječe cev. V tej cevi je cel čas gradnje potekal promet.

Ključne besede: geotehnične meritve, gradnja predora, Predor Karavanke, primarna podgradnja, avtomatizirano spremljanje, geotehnični inštrumenti

1. UVOD

Avtocestni predor Karavanke leži na X. vseevropskem prometnem koridorju in povezuje avtocesto A2 v Republiki Sloveniji z avtocesto A11 v Republiki Avstriji. S ciljem zagotavljanja boljše pretočnosti ter večje prometne varnosti je bila izvedena novogradnja druge predorske cevi ter novogradnja manjkajočega dela avtoceste, z vsemi potrebnimi spremljajočimi objekti, ureditvami in odlagalnimi površinami za viške izkopnega materiala. Načrtovane ureditve se nahajajo na območju Občin Jesenice in Kranjska gora. [1]

Skupna dolžina nove, vzhodne predorske cevi, znaša 7948 m. Od tega je predor na slovenski strani do meje z Republiko Avstrijo dolg 3546 m (3446 m podzemne gradnje, 100 m galerije). V slovenskem delu predora je zgrajenih dvanajst prečnikov. Zgrajene so štiri odstavne niše, vsaka dolžine 112,5 m. [2]

Dela so se začela izvajati januarja 2018. Preboj cevi pa je bil izveden v marcu, 2024. Za DARS d.d. smo v okviru Geološke, geotehniške in hidrološke (GGHG) spremljave gradnje objekta v JV IRGO Consulting, d. o. o., ELEA iC, d. o. o., Geoportal, d. o. o., GeoZS, ZAG, Geoinženiring, d. o. o. med drugim izvajali geotehnične meritve. [3]

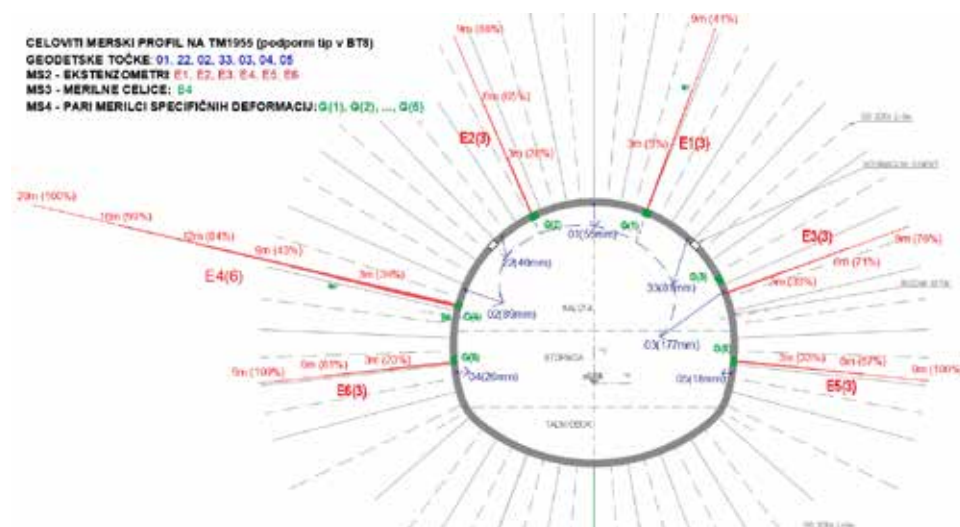
Geotehnične meritve, v kombinaciji z drugimi meritvami (geodezija, hidrogeološke meritve), omogočajo vpogled v odziv hribine. Zagotavljajo pregled nad časovnim obnašanjem primarnega podporja kot posledica spremembe napetostnega stanja zaradi izkopa hribine. Skupaj s partnerji smo na projektu izvajali različen nabor meritev in opazovanj, ki jih je bilo potrebno tekom gradnje predora preverjati, analizirati in interpretirati. Zaradi velike količine podatkov je bilo ključno, da so bili podatki predstavljeni v zgoščeni in pregledni obliki. Kot pomembno se je izkazalo sodelovanje različnih strokovnjakov, kar je pripomoglo h kvalitetni gradnji, obvladovanju tveganj in optimiziranju stroškov gradnje predora.

V nadaljevanju se osredotočamo predvsem na območje odseka 3, kjer so izkopna dela potekala v zahtevnih geoloških razmerah. Potekala so na območju kamnin permokarbonske starosti na odseku med 1666 m in 2610 m predorskih metrov in pri višini nadkritja nad predorsko cevjo med 522 m in 800 m. Geološko zgradbo na tem območju so predstavljali visokodeformabilni permakarbonski skrilavi glinavci in meljevci, ki so ob stiki z vodo hitro razpadali. V manjšem deležu so bili prisotni peščenjaki. Kot posledica geotehničnih pogojev so bile deformacije primarne obloge velike, radialni pomiki so znašali do okvirno 1,2 m. Glede na obnašanje primarnega podporja v zahtevnih geotehničnih pogojih se je ukrepe prilagodilo, hkrati pa se je nadgradilo obseg in vrsto geotehničnih meritev. S ciljno usmerjenimi geotehničnimi meritvami je bilo mogoče podrobno spremljati in analizirati obnašanje primarnega podporja v prisotnih geoloških, geotehničnih razmerah.

2 GEOTEHNIČNE MERITVE V VZHODNI CEVI

V sklopu geološko geotehnične in hidrološke spremljave se je pri izgradnji nove – vzhodne predorske cevi Karavanke, izvajalo geotehnične meritve, ki so omogočale poglobljeno spremljanje odziva in obnašanja primarne predorske podgradnje. Geotehnične meritve so se izvajale s pomočjo merilne opreme kot geodetske točke, večtočkovni ekstenzometri dolžine od 3 m do 20 m, merilci specifičnih deformacij, tlačne celice, merilna sidra in merske celice. Glede na pričakovano obnašanje primarne podgradnje se je različne tipe merilne opreme vgradilo v posamezne t.i. celovite merske profile (v nadaljevanju »CMP«). Njihove lokacije so bile določene glede na zahtevnost geotehničnih razmer. Skupno je bilo vgrajenih 8 celovitih merskih profilov. Primer CMP, ki je bil vgrajen na predorski stacionaži 1955 m (v nadaljevanju CMP-TM1955), v območju permokarbonske hribin, je prikazan na sliki Fig. 2. Na tem območju so prevladovali klasični permokarbonski glinavci, meljevci.

Fig. 2: Shematski prikaz CMP-TM1955 s prikazom pomikov obloge in ekstenzometrov v permokarbonski hribini. Schematic representation of CMP-TM1955 showing the displacements of the lining and extensometers in the permian-carboniferous rock mass.



Merilna oprema je bila opremljena s senzorji, s tehnologijo vibrirajoče žičke. Pri obremenitvi senzorja na tlak ali nateg, je moč zaznati premik in le tega pretvoriti v digitalno obliko ter nato preko zagajnika podatkov in internetnega dostopa zapisati na strežnik. Vgrajena avtomatizirana merilna oprema je zagotavljala meritve, ki so omogočale spremljavo časovnega razvoja deformacij in obremenitve primarne podgradnje. Primer takšne spremljave je prikazan na sliki Fig 3. Na sliki je prikazan časovni razvoj raztezkov v ekstenzometru, ki ob izvajanju spremljave razvoja pomika primarne obloge omogoča vrednotenje razvoja deformacij hribine v zaledju.

Kot posebnost gre izpostaviti spremljavo hribinskih pritiskov in specifičnih pomikov v talnem oboku, ki smo jo izvajali s tlačnimi celicami in merilci specifičnih deformacij, v območjih bolj stisljivih in manj nosilnih hribin. Primer vgradnje merilnih elementov v primarno oblogo talnega oboka, ki se je izvedla v predorski stacionaži 2506 m (v nadaljnjemu TM2506), je prikazan na sliki Fig. 4.

V vzhodni cevi smo se poleg meritev in vgrajevanja kompleksne ter občutljive merske opreme ukvarjali z zavarovanjem le te med izkopnimi deli. Največjo nevarnost opremi je predstavljala težka gradbena mehanizacija, razstreljevanje hribine v kompaktnjših hribinah, prisotnost hribinske vode in sporadični izpadi napajanja zajemnih enot. Potrebna je bila pogosta sanacija merilne opreme, saj smo le tako lahko zagoto-

Fig. 3: Meritve pomikov obloge in raztezkov ekstenzometrov oziroma pomikov hribine za primarno oblogo na celovitem profilu CMP-TM 1955. Measurements of lining displacements and extensometer strains, or rock mass displacements, for the primary lining on the complete profile CMP-TM 1955.

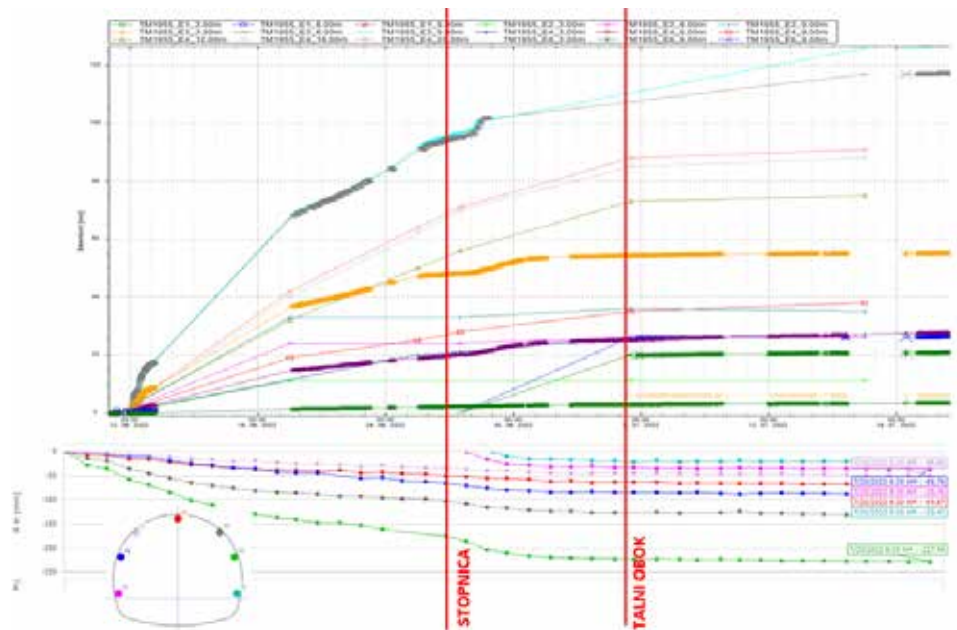


Fig. 4: Lokacija vgrajevanja mer-skih elementov v primarno oblogo talnega oboka v TM2506 in prikaz vgradnje merilcev specifičnih deformacij.
Location of installation of measuring elements in the primary lining of the invert in TM2506 and installation of specific strain gauges.



vili stalne, kvalitetne in zvezne podatke za nadaljnjo obdelavo. Pri načrtovanju mikrolokacij za vgradnjo CMP smo koristno uporabili podatke, ki smo jih pridobili z geološkim predvrtanjem na čelu kalote predora.

Dodaten izziv, s katerim smo se spopadli v območju izvajanja izkopa v permokarbonskih hribinah, so bili pogosti izbruhi metana (CH_4). Zaradi prisotnosti metana se je gradnja izvajala pod metanskim režimom, pri čemer se je ob pojavih metana v koncentracijah nad dovoljeno mejo avtomatsko izklopilo električno napajanje, ki je napajalo geotehnično mersko opremo. Kot posledica pogostih izpadov napajanja merilne opreme je bilo potrebno prilagoditi izvajanje meritev, da ni prihajalo do izpada podatkov meritev. Celotna vgradnja je zaradi opreme, ki smo jo uporabljali na območju metanskega režima, potekala pod stalnim nadzorom z uporabo predpisanih zaščitnih ukrepov.

Vgradnja merske opreme je bila zaradi zahtevnih geotehničnih pogojev (velike obremenitve obloge in pomiki) ter zagotavljanja daljšega časovnega obsega spremljave zelo zahtevna. Izziv za vse sodelujoče je predstavljala časovna komponenta vgradne merilne opreme v posameznem celovitem merskem profilu in posledično zastoji pri napredovanju oziroma izvajanju del na območju vgradnje. Dela smo morali opravljati natančno in vestno, predvsem pa varno. Potrebno se je bilo prilagajati tempu izvajalca in navodilom projektanta in geotehničnega nadzornika. Ne nazadnje pa samo vgradnjo geotehnične merilne opreme definira nabor, starost in tehnične omejitve razpoložljive opreme na terenu (injekcijske črpalke, vrtalne garniture, dvizhne ploščadi, ...). To so spremenljivke, ki dodatno otežijo že tako zahtevno delo, kot je vgradnja geotehnične merilne opreme.

2.1. Rezultati in diskusija

Pri gradnji nove predorske cevi Karavanke smo v Sloveniji stopili na pot modernega zajema podatkov in preko oddaljenega dostopa omogočili stalen vpogled v dogajanje v predoru preko oddaljenih povezav. Kontinuirani zajem podatkov iz preudarno izbranih geotehničnih meritev v kombinaciji z geodetsko in vizualno spremljavo, omogoča učinkovito razumevanje obnašanja primarne podgradnje, v prisotnih geološko geotehničnih pogojih. Kot primer interpretacije prikazujemo meritve v CMP-TM1955 in v talnem oboku iz brizganega betona na TM2506. Na celovitem merskem profilu CMP-TM1955, ki je prikazan na sliki Fig. 2, smo spremljali obnašanje primarne podgradnje v permokarbonski hribini in sicer s pomočjo meritev pomikov obloge, raztezkov ekstenzometrov, spremembe specifičnih deformacij v primarni oblogi in obremenitev na ploščicah sider.

Meritve pomikov in raztezkov ekstenzometrov na CMP-TM1955 (Fig. 2) izkazujejo, da je vpliv izkopa na okoliško hribino odvisen od primarnega napetostnega stanja, stisljivosti hribine in vpada plasti. Iz meritev je razvidno, da se na tem območju srečujemo z izjemno heterogenimi razmerami.

Kot posledica izkopavanja in vgrajevanja primarnega podporja v kaloti, se hribina v zaledju levega boka deformira do oddaljenosti 16 m od primarne obloge. Drugje se deformira do oddaljenosti večje kot 9 m v različnih deležih, kar je odvisno od hribinskih razmer in velikostnega reda pomikov primarne obloge.

Kot posledica izkopavanja in vgrajevanja primarnega podporja v stopnici se hribina v zaledju stopnice deformira do oddaljenosti med 6 in 9 m od primarne obloge. Manjši vpliv izvedbe stopnice je pričakovan, saj je sprememba napetostnega stanja pri izkopu stopnice manjša in posledično je velikostni red pomikov bistveno manjši.

S pomočjo meritev časovnega razvoja pomikov primarne obloge (MS1) in raztezkov ekstenzometrov oz. pomikanja hribine za primarno oblogo, ki je prikazan na sliki Fig. 3 in sliki Fig. 5, lahko razberemo, da je trend priraščanja pomikov obloge po vgradnji primarnega podporja v kaloti, praktično linearen. Po izvedbi stopnice se trend priraščanja pomikov spremeni v regresivnega, po izvedbi talnega oboka oziroma vzpostavitvi celotnega nosilnega obroča, pa se trend priraščanja pomikov umiri. Časovni prirastki pomikov so po vgradnji nosilnega obroča primarne obloge kot posledica lezenja oziroma dolgotrajnega razvoja pomikov v permokarbonu prisotni, toda bistveno manjši.

Podrobnejša interpretacija časovnega razmerja pomikov obloge v kombinaciji z raztezki ekstenzometrov, ki je prikazana na sliki Fig. 5 izkazuje, da se pri večjih pomikih obloge vplivno območje izkopa širi. Iz slike Fig. 5 je razvidno, da je časovni razvoj pomikov na različnih globinah različen, saj se hribina v zaledju deformira glede na deformacije obloge v različnih deležih. Tri metrski ekstenzometri se premikajo praktično skupaj z oblogo – raztezki so majhni, odstotek raztezka glede na pomik obloge je majhen; daljši ekstenzometri se raztegujejo več – vrednost raztezkov je bližje radialnim pomikom obloge. V kolikor je ekstenzometer dovolj dolg, da sega v hribino, na katero izkop nima vpliva, so raztezki ekstenzometra enaki radialnim pomikom obloge (100%). To izkazuje, da na določeni oddaljenosti od primarne podgradnje izkop ne povzroči deformacije hribine. Zato je pomembno, da je ekstenzometer daljši od sider, saj tako dokažemo, da so sidra dejansko vgrajena izven plastične cone v hribini.

Spremljava obremenjevanja podložnih plošč na siderih, ki je prikazana na sliki Fig. 5 desno izkazuje, da se obremenitev podložnih plošč na siderih v kaloti veča do izgradnje stopnice. nakar se je obremenjevanje popolnoma ustavilo na obremenjenosti 43 kN. Pri tej vrednosti se obremenitev lahko celo manjša.

Rezultati meritev specifičnih deformacij v brizganem betonu (v nadaljevanju »BB«), ki so prikazani na sliki Fig. 6, izkazujejo okvirno 50 % izkoriščenost nosilnosti.

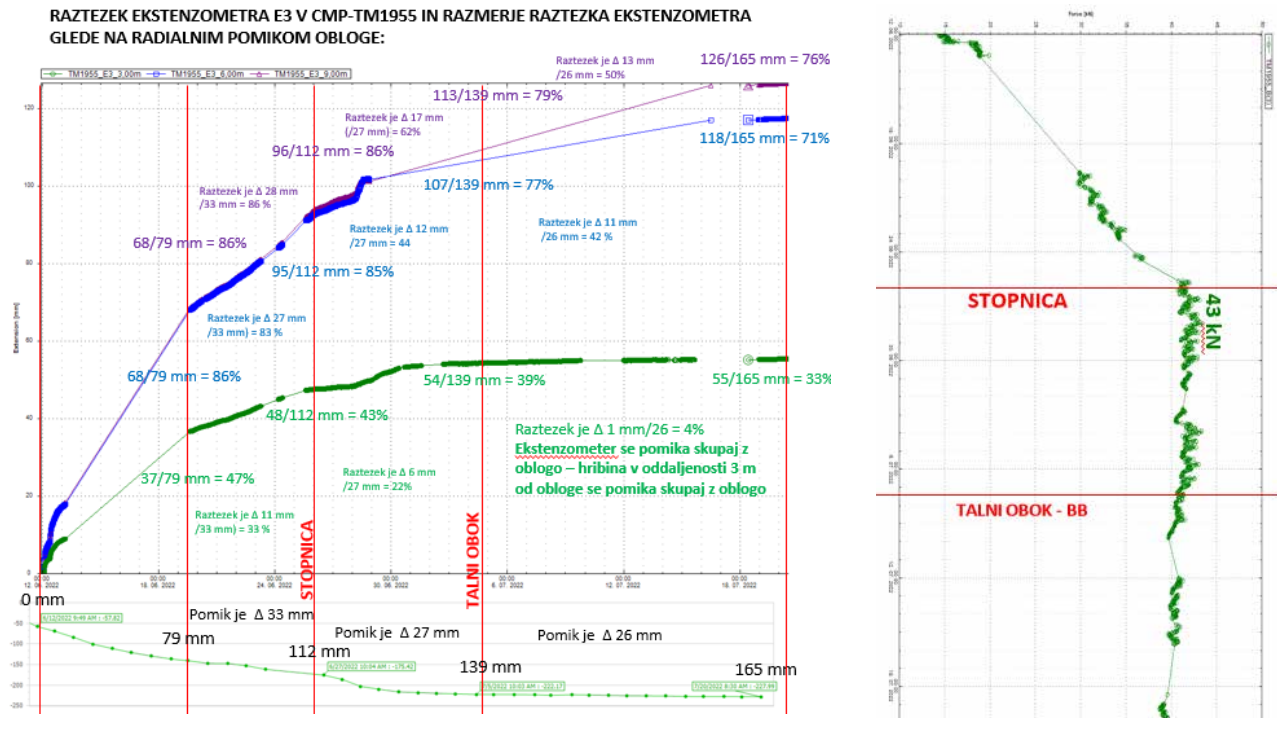
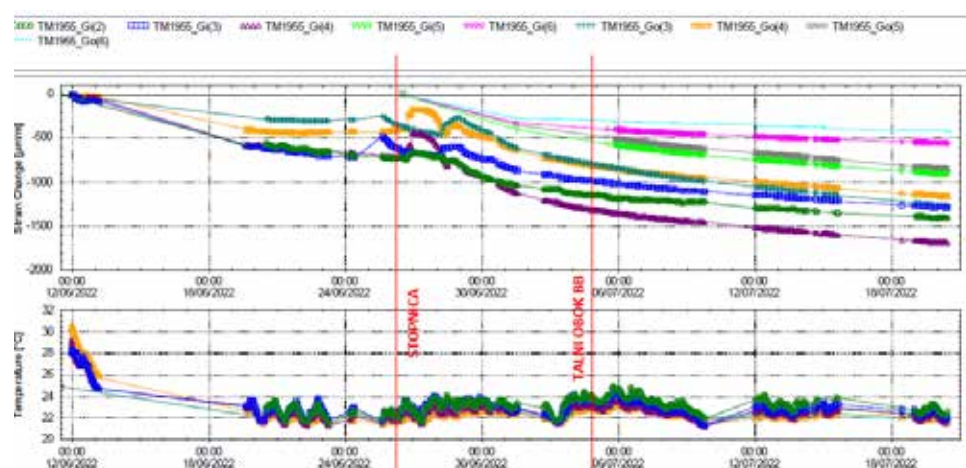


Fig. 5: Leva slika prikazuje raztezek ekstenzometra E3 in razmerje razteзка ekstenzometra glede na radialni pomik obloge; desna slika prikazuje časovni razvoj obremenitve podlošnih plošč sider. / The left figure shows the strain of extensometer E3 and the ratio of extensometer strain to the radial displacement of the lining; the right figure shows the time development of the loading of anchor bearing plates.

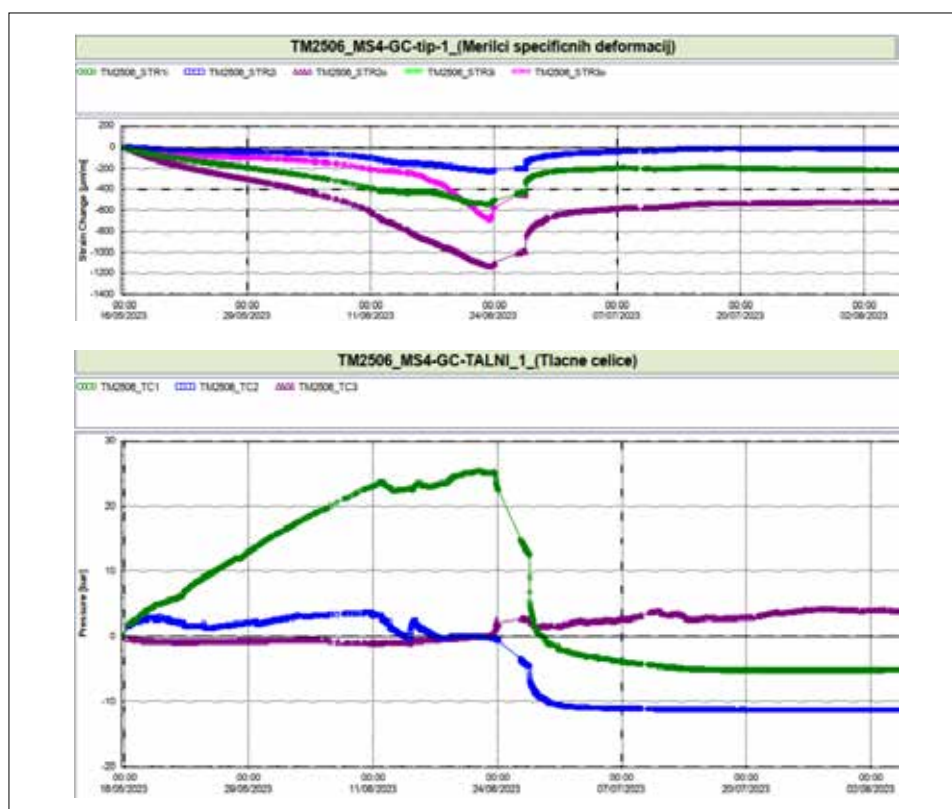
Vrednosti specifičnih deformacij dosegajo vrednosti 1,7 ‰ (nosilnost betona 3,5 ‰). Obremenitve BB so se povečale ko se je izvajala stopnica in talni obok iz BB, kar se v meritvah odraža kot skok in progresiven trend večanja specifičnih deformacij. Ko BB v stopnici in talnem oboku pridobiva na trdnosti, se napetosti iz kalote pričnejo prenašati v stopnico in talni obok, saj je nosilni obroč primarne obloge sklenjen in posledično se trend večanja specifičnih deformacij v BB umirja. Ker se nahajamo v per-mokarbonskem hribinskem okolju, kjer je značilno t.i. lezenje hribine, so bili prirastki specifičnih deformacij in napetosti z regresivim trendom dolgotrajni.

Fig. 6: Prikaz časovnega razvoja specifičnih deformacij v brziganem betonu v CMP-TM1955. Display of the time evolution of specific deformations in shotcrete in CMP-TM1955



Kot posebnost gre izpostaviti spremljavo hribinskih pritiskov in specifičnih deformacij obloge iz brizganega betona v talnem oboku, ki smo jo izvajali s tlačnimi celicami in merilci specifičnih deformacij, v območju bolj stisljivih in manj nosilnih hribin. Na sliki Fig. 8 je prikazan časovni razvoj kontaktnih napetosti in specifičnih deformacij v primarni oblogi iz brizganega betona, v območju talnega oboka iz BB na predorski stacionaži TM2506. Meritve specifičnih deformacij odražajo obremenjenost obloge iz brizganega betona, ki se je začela 11. 06. 2023 povečevati, sočasno pa se je povečevanje kontaktnih napetosti na sredini talnega oboka umirilo. Iz tega je mogoče sklepati o prerazporeditvi napetosti primarne obloge ter dodatnem obremenjevanju brizganega betona v talnem oboku. Kot je razvidno iz meritev, je 24. 06. 2023 prišlo do hipnega zmanjšanja tako specifičnih deformacij kot kontaktnih napetosti, kar kaže na razbremenitev primarne obloge v talnem oboku. Vse meritve so izkazovali praktično nično obremenitev, iz česar je bilo mogoče sklepati, da je obloga v talnem oboku močno poškodovana oziroma porušena. Kasneje se je na tem območju izvedla reprofilacija celotnega obroča primarne obloge, kot posledica porušitve oz. močne poškodovanosti le te.

Fig. 7: Prikaz časovnega razvoja specifičnih deformacij v oblogi iz brizganega betona (talni obok) na zgornji sliki in kontaktnih napetosti na območju primarne obloge talnega oboka na spodnji sliki na TM2506.
Presentation of the time development of specific deformations in the shotcrete lining (invert) in the upper figure and of the contact stresses in the area of the primary invert lining in the lower figure on TM2506.



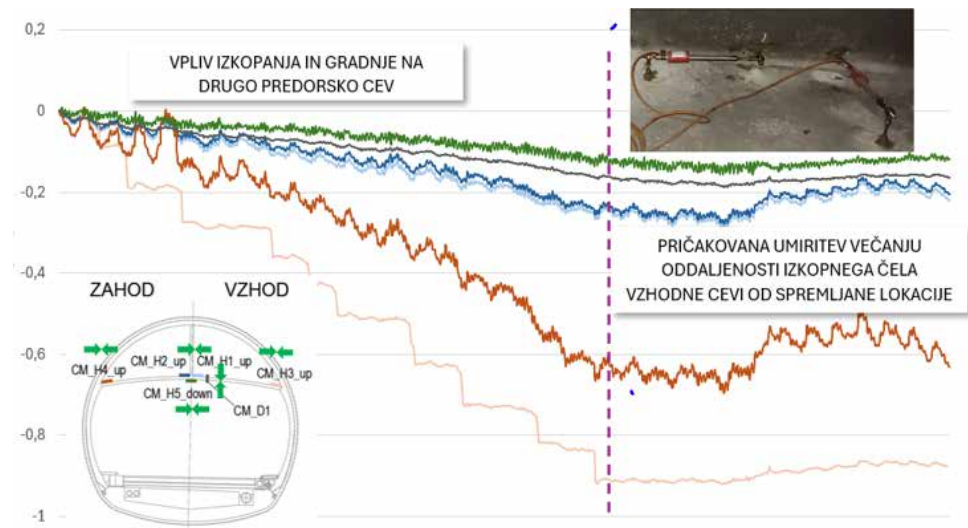
3. GEOTEHNIČNE MERITVE V ZAHODNI CEVI

Eden glavnih robnih pogojev pri gradnji vzhodne predorske cevi je bil, da le ta ne sme vplivati na stabilnost in prometno varnost v obstoječi, zahodni predorski cevi, po kateri mora nemoteno potekati dvosmerni promet. Za zagotovitev omenjenega pogoja smo v zahodni cevi vzpostavili celovit merski sistem, ki nam je omogočal stalni nadzor stabilnosti in morebitnih pomikov na vozišču in notranji betonski oblogi. Poleg merskega sistema se je ob lokalnih pojavih večjih obremenitev in deformacij od pričako-

vanih, vzpostavil redni pregled stanja obloge, popis razpok in obtrkavanje. Glede na številne sanacije v zahodni cevi, ki so bile izvedene v obdobju zadnjih 30 let, smo tem območjem posvetili posebno pozornost. Gre predvsem za območja, kjer se je pojavljal anhidrit (območje 800 m) in permokarbonske hribine (od 1700m - 2600m). Na površino notranje betonske obloge so bili vgrajeni številni celoviti merski profili, ki so vključevali merilnike deformacij na sekundarni oblogi, merilnike razpok na stiku sekundarne obloge in prezračevalnega kanala, merilnike razpok na večjih evidentiranih razpokah, meritve konvergenčnih profilov. Predhodno so bile v hribino med vzhodno in zahodno cevjo vgrajene biaksialne napetostne celice in tritočkovni ekstenzometri, ki smo jih v času gradnje nove cevi ponovno aktivno merili. Na kritičnih območjih so bile izvajane meritve preciznega nivelmana vozišča. Primer zveznih meritev razpok oziroma dilatacij, ki so omogočale spremljavo in podrobnejšo analizo vplivov izgradnje nove cevi na obstoječo, je prikazan na Fig. 8.

Fig. 8 : Prikaz kontinuirnih meritev razpok oz. dilatacij v zahodni cevi, ki so spremljane preko oddaljenega dostopa.

Presentation of continuous measurements of cracks or dilatations in the western tube, monitored via remote access.



Zaradi vrtanja in razstreljevanja, ki sta se izvajala pri gradnji nove, vzhodni cevi, je v zahodni cevi potekal kontinuirani monitoring vibracij. Ta je bil postavljen vzporedno z izkopnim čelom nove predorske cevi. Monitoring vibracij je potekal neprekinjeno, nivoji proženja in alarmiranja pa so bili nastavljeni po standardu (DIN 4150-3 in ÖNORM S 9020) in povezani s strežnikom preko 3G signala. Izvajani so bili redni in glavni pregledi obstoječe predorske cevi, kjer se je podrobno pregledalo vse anomalije na notranji betonski oblogi zahodne cevi. Meritve celovitih merskih profilov smo izvajali z avtomatskim zajemom podatkov in oddaljenim dostopom preko 3G povezave. V zahodni predorski cevi je že bila vzpostavljena telefonska infrastruktura, ki smo jo za prenos podatkov med projektom koristili. Preostale meritve so potekale z mesečnimi intervali med nočnimi polovičnimi zaporami, kjer je bilo ključno sodelovanje z upravljavcem predora.

Celovit monitoring v zahodni cevi je bil izveden v dveh fazah. V prvi fazi smo spremljali predor na s projektom predpisanih lokacijah. Če bi bili rezultati meritev v predpisanih tolerancah, bi to zadostovalo za celoten čas gradnje. Med gradnjo vzhodne cevi, ko je čelo vzhodne cevi prečilo prečnik GQ20 (2250 m), smo pri meritvah v zahodni cevi zaznali deformacije na merskem profilu MS5-GC13. Temu območju smo v nadaljevanju posvetili posebno pozornost, saj bi lahko bila prometna varnost ob naraščajočem trendu ogrožena. Ugotovljeno je bilo, da ima gradnja vzhodne cevi v bližini prečnika GQ 20 vpliv na zahodno cev. Da bi ugotovili velikost vpliva, smo ob soglasju naročnika izvedli vgradnjo dodatnih celovitih merskih profilov v omenjenem območju. Lokacije merske opreme in merilna območja smo prilagodili pričakovanemu obnašanju notranje betonske obloge, kar je bilo preverjeno z računskim modelom. Redno se je izvajal celovit vizualni pregled notranje obloge in prezračevalnega kanala, skupaj z geodetskimi meritvami in skeniranjem notranje obloge, z le tem smo sledili razvoju deformacij in prerazporeditvi napetosti. V sodelovanju z geotehničnimi nadzorniki, inženirjem, pregledniki DARS, upravitelcem predora DARS, projektanti in naročnikom, je bilo mogoče učinkovito obvladovali tveganja med gradnjo, predvsem pa v realnem času sledili stanju notranje predorske obloge in vozišča ter trendu obnašanja.

4. GEOTEHNIČNE MERITVE IZVEN PREDORA

Geotehnične meritve smo vzporedno izvajali izven predora, kar pa v temu prispevku le omenjamo. Zunaj smo opravljali meritve na portalnem območju. Spremljali smo začasno portalno konstrukcijo, kjer so bila vgrajena prednapeta geotehnična sidra z merilnimi celicami. Portal je bil opremljen z geodetskimi točkami in inklinometri za spremljavo generalne stabilnosti začasnega portalnega vkopa.

Prav tako smo geotehnične meritve izvajali na lokacijah viškov izkopnega materiala (predvsem na lokaciji št. 4). Na vseh merskih elementih smo ugotovili pomike, ki pa so bili v mejah pričakovanega in niso nakazovali na nestabilnosti območja izkopov oziroma nasipavanja izkopnega materiala.

5. VIZUALIZACIJA PODATKOV

Glede na sorazmerno veliko količino merskih podatkov je bilo potrebno zagotoviti preglednost in urejenost podatkov, pridobljenih iz velikega števila meritev. Za zbiranje, obdelavo, vizualizacijo in interpretacijo podatkov smo uporabili centralno programsko opremo Kronos. Prednost je bila ta, da je bilo mogoče primerjati napredke izkopa z nizom podatkov. Z uporabo arhivskih meritev, ki smo jih digitalizirali, smo lahko opazovali trende pomikov v daljšem časovnem obdobju. Kot primer navajamo konvergenčno točka 2118_P10, kjer smo imeli podatke zagotovljene od leta 1993 do 2024. Skupaj s celovitimi merskimi profili, spremljavo časovnega poteka izkopa nove zahodne cevi ob izvajanju geološke in hidrogeološke spremljave, smo pridobili celovit pregled nad obnašanjem obeh predorskih cevi. Temu so bili primerno prilagojeni podporni ukrepi pri izvajanju izkopa in podpiranja nove predorske cevi. Skupno smo do marca 2024 pridobili 2.395.092 zajetih podatkov geotehničnih meritev in 117.596 meritev geodetskih točk. Celokupno smo ob izvajanju geološko geotehnične in hidrološke spremljave ob gradnji nove, vzhodne predorske cevi predora Karavank, za predajo naročniku zbrali za 16 GB urejenih podatkov in dokumentov.

6. ZAKLJUČEK

Geotehnične meritve, kamor spada tudi geodetska spremljava v predoru, so ključna aktivnost za ustrezno izbiro podpornih ukrepov pri gradnji predorov po NATM. S pravilnim ciljnim pristopom do definiranja merskih profilov in kasneje ob ustrezni vgradnji merskih elementov ter pravilni in strokovni interpretaciji, je mogoče zagotoviti obvladovanje stroškov gradnje predora in povečati obvladovanje tveganj. Geotehnične in geodetske meritve so osnova pri spremljanju stanja že zgrajenih predorov z namenom, da zagotavljamo prometno varnost v predorih in pravočasno zaznamo spremembe na problematičnih odsekih. Pri načrtovanju lokacije merskega profila in določitvi vrste merskih elementov ter frekventnosti meritev je pomembno sodelovanje naročnika, projektantov, geotehničnih nadzornikov, inženirjev in izvajalcev vgradnje opreme. Osnovno vodilo vseh deležnikov pri gradnji predorov mora biti dejstvo, da meritve niso breme in strošek, ampak predstavljajo ključen podatek za zavarovanje dokazov pred in med gradnjo, kar je pomembno tako za tehnično kot tudi pogodbeno varnost vseh vpletenih deležnikov. Med gradnjo je z ustreznimi geotehničnimi meritvami mogoče zagotoviti odzivanje na realne pogoje med gradnjo, saj so geološke, geotehnične in hidrološke razmere pogosto drugačne od projektne predvidenih. V času gradnje je potrebno povečati fleksibilnost z možnostjo izbire dodatnih ciljno usmerjenih merskih elementov (tip, tehnologija, mersko območje, dolžina, pozicija), saj to omogoča pravočasno odzivanje na morebitne spremembe razmer med samo gradnjo. Na ta način geotehnična spremljava ne zagotavlja le boljšega obvladovanja tveganj in optimizacije stroškov, ampak aktivno podpira uspešno izvedbo celotnega projekta.

Reference

- [1] LIKAR, J., 2017: Dograditev AC predora Karavanke, Načrt tehničnega opazovanja gradnje predora: Geoportal, Ljubljana
- [2] <https://www.izs.si/aktualno/izs-blog/fotoreportaza-napredovanje-gradnje-vzhodne-cevi-predora-karavanke>
- [3] VUKADIN V. in sod., 2020: Geološko-geotehnična spremljava v času izgradnje vzhodne cevi predora Karavanke: Tehnološki elaborat: JV IRGO Consulting, Geoportal, ELEA IC, ZAG, Geoinženiring, GeoZS, Ljubljana
- [4] Ostali viri, 2020-2024: Geološko-geotehnična spremljava v času izgradnje vzhodne cevi predora Karavanke: dnevna in mesečna poročila projekta: JV IRGO Consulting, Geoportal, ELEA IC, ZAG, Geoinženiring, GeoZS, Ljubljana

TOPIC 16

**LJUBLJANSKO ŽELEZNIŠKO
VOZLIŠČE**

Ljubljansko železniško vozlišče

Anton Levičar, univ. dipl. inž. grad.

Elea iC, d.o.o. | Ljubljana, Slovenija

Mail: anton.levicar@elea.si

Sergej Hiti, univ. dipl. inž. kraj. arh.

LUZ, d.d. | Ljubljana, Slovenija

Mail: sergej.hiti@luz.si

Nejc Mihevc, mag. inž. geol.

Elea iC, d.o.o. | Ljubljana, Slovenija

Mail: nejc.mihevc@elea.si

Abstract

Four European rail freight corridors pass through Slovenia, all of which run through the capital city. This makes Ljubljana an important European railway junction. Over the last decade, there has been a continuous upgrade of railway infrastructure in Slovenia, where the railway junction in Ljubljana will play a crucial role in increasing the capacity of all the corridors. Accordingly, a bypass for freight lines around or under the city is planned. This paper aims to present the current status of the project, focusing on the challenges of tunnelling in an urban area.

Keywords: urban tunnelling, TBM, bifurcation cavern

Povzetek

Skozi Slovenijo potekajo štiri evropski železniški tovorni koridorji, vsi skozi prestolnico. Posledično je Ljubljana pomembno evropsko železniško vozlišče. V zadnjem desetletju se železniška infrastruktura v Sloveniji nenehno nadgrajuje, pri čemer bo železniško vozlišče v Ljubljani imelo ključno vlogo pri povečanju zmogljivosti vseh koridorjev. V skladu s tem je načrtovana obvoznica za tovarne proge okoli mesta ali pod njim. Namen tega članka je predstaviti trenutno stanje projekta s poudarkom na izzivih gradnje predorov v urbanem območju.

Ključne besede: predorogradnja v urbanem območju, TBM, razcepna kaverna

1. UVOD

Ljubljansko železniško vozlišče (LŽV) je vozlišče evropskega železniškega jedrnega omrežja, kjer se stekajo trije jedrni TEN-T koridorji (Baltsko morje-Jadransko morje, Sredozemlje, Zahodni Balkan-vzhodno Sredozemlje) in štiri železniški tovorni koridorji (baltsko-jadranski, sredozemski, jantarni, alpsko-zahodno balkanski). LŽV kot vozlišče petih železniških prog in skupaj s presečiščem dveh glavnih krakov prometnih tokov slovenskega avtocestnega križa tvori ljubljansko prometno vozlišče (LPV), ki zaradi svoje lege na ožini med Alpami in najsevernejšim zalivom Sredozemskega morja predstavlja enega najpomembnejših evropskih prehodov iz jugozahodne Evrope proti vzhodu.

Območje LŽV vključuje celotno železniško infrastrukturo na območju Mestne občine Ljubljana (MOL), pri čemer je ena glavnih funkcij tudi zagotavljanje dostopnosti glavnega mesta. Po železniških progah danes večinoma poteka primestni potniški in

daljinski tovarni promet, osrednje vozlišče je glavna postaja Ljubljana.

Bistveni razvojni cilj LŽV je predvsem zagotoviti sodoben, vzdržen, varen in skladen oz. usklajen sistem - koncept LŽV kot del LPV, pri čemer se zagotovi optimalno, funkcionalno učinkovito, prostorsko urbano razvojno podprto, okoljsko sprejemljivo ter finančno vzdržno ter ekonomsko upravičeno rešitev LŽV.

1.2 Kronologija dosedanjega načrtovanja LŽV

Železniška proga, ki je povezala Dunaj in Trst (južna železnica), se je na ozemlju Slovenije izvajala po posameznih odsekih od leta 1846 do 1857. V Ljubljano se je leta 1870 priključila proga Ljubljana-Trbiž, leta 1891 proga Ljubljana-Kamnik in leta 1893 proga Ljubljana-Grosuplje-Kočevje/Novo mesto. Situacija je do rekonstrukcije LŽV v 60. letih preteklega stoletja ostala praktično nespremenjena, ko se je potek primorske proga na območju Tivolske ceste prilagodil kopališču Ilirija, zaradi česar so bili podvozi glede na lego prej nivojskih prehodov v celoti prilagojeni in prestavljeni nekoliko proti severu.

Za razvoj LŽV je bila leta 1957 v mestnem svetu Ljubljane sprejeta pomembna odločitev za t.i. imenovano varianto A-54, ki je predvidevala ohranjanje železnice na nivoju terena. Posledica te odločitve so bila kasnejša izgradnja cestnih podvozov vzdolž trase železniške proge skozi Ljubljano, ki so dolgoročno določili sedanjo podobo mesta in njegov razvoj.

Leta 1991 je MOL pripravila nove smernice in programska izhodišča za razvoj območja ljubljanskega potniškega centra, pri čemer se izhodišče ohranjanja proge na nivoju mesta ni spreminjalo. Pripravljena izhodišča so bila podlaga za mednarodni natečaj za izdelavo strokovnih podlag za programsko urbanistično zasnovo Potniškega centra Ljubljana (PCL), rešitve pa so bile osnova za nov zazidalni načrt, ki ga je v letu 2006 sprejel Mestni svet MOL. Dopolnjen zazidalni načrt z možnostjo poglobitve železnice v ožjem središču mesta je Mestni svet MOL sprejel šele v letu 2009, pri čemer se odločitev o poglobitvi oziroma o dokončni varianti železniškega vozlišča sprejme po izdelani študiji variant razvoja javne železniške infrastrukture v ljubljanskem vozlišču.

Ministrstvo za promet je naročilo izdelavo Preliminarne študije variant ljubljanskega železniškega vozlišča (konzorcij podjetij Vepro, Ingenieurburo Vossing, DDC d.o.o. in Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Prome-

tni inštitut, št. projekta: VVDP 09, november 2009, v nadaljevanju: študija LŽV 2009), ki je potekala vzporedno z aktivnostmi na zasnovi PCL in dopolnitvi zazidalnega načrta za ožje območje postaje. Leta 2010 je Vlada RS sprejela Sklep o začetku priprave DPN za LŽV.

Do tega trenutka so izdelane študije in predštudije so že odgovorile na veliko število zatečenih težav in razvojnih vprašanj tako prometa kot tudi cestne in železniške infrastrukture, vendar pogosto samo parcialno. Zbrani in obdelani so bili učinki in posledice različnih kombinacij variant prog LŽV, s čemer se je zožil nabor primernih rešitev novega oz. posodobljenega LŽV vendar zaključek in dogovor o najustreznejšem konceptu LŽV in najustrežnejši rešitvi znotraj predlaganega koncepta ni bil dosežen. Posledično je bil leta 2012 postopek priprave DPN ustavljen.

Vlada RS je v letu 2013 sprejela nov sklep o pripravi DPN za LŽV, ki nalaga, da se v postopku priprave študije variant končna rešitev išče med dvema variantama V1 in V4 iz predhodne študije LŽV 2009, pri čemer se preveri možnost optimizacije načrtovanih rešitev obeh variant oziroma določitev novega koncepta ureditve LŽV. S tem se postopek priprave DPN nadaljuje oziroma formalno na novo začenja s pripravo strokovnih podlag za predstavitev in določitev variantnih konceptov LŽV in s predlogom izbora najustrežnejših rešitev, ki bodo podlaga za pripravo Pobude/DIIP za DPN in v nadaljevanju za študijo variant v postopku priprave državnega prostorskega načrtovanja.

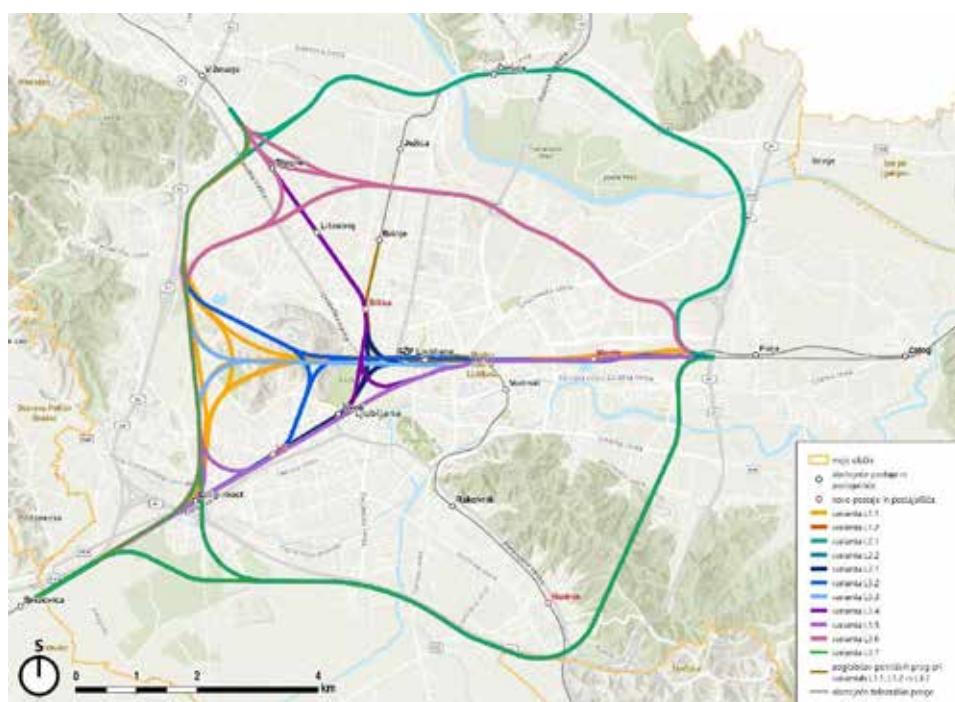
Kot izhodišče so opredeljeni trije možni koncepti reševanja problematike LŽV:

- Koncept L1, ki predvideva poglobitev potniških prog na nivo -2, torej pod obstoječim železniškim omrežjem ter poglobitev tovarnih prog v ločenih trasah proge. V tem konceptu vse železniške proge potekajo v predorih pod nivojem terena.
- Koncept L2, ki temelji na poteku potniških in tovarnih prog večinoma po obstoječem terenu, torej na nivoju terena.
- Koncept L3, ki vključuje potek potniških prog na nivoju terena in poglobitev tovarnih prog v ločenih trasah proge, (mešani nivoji gradnje).

Na podlagi gradiva analize stanja je bilo pripravljenih 11 predlogov variant znotraj treh izvedljivih konceptov:

- 2 varianti znotraj koncepta L1, vse pod terenom (prvotna in dodatno optimizirana varianta V-1 iz študije LŽV 2009),
- 2 varianti znotraj koncepta L2, vse na nivoju terena (severna in južna obvozna proga) in
- 7 variant znotraj koncepta L3 z mešanimi nivoji gradnje (5 variant poteka proge z različno lokacijo razcepišča oziroma trianglera, varianta s predorom pod severno obvozno cesto ter varianta južne obvozne proge s poglobitvijo potniških prog po varianti L1.1).

Slika 1: Okvirni prikaz enajstih koridorjev variant železniške proge v treh konceptih urejanja LŽV



Predlagani variantni poteki prog glede na prometne obremenitve in projekcije povečanja tovornega in potniškega prometa na odseku med postajami Brezovica, Vižmarje in Zalog, do leta 2050 vključujejo dvotirnost vseh novih prog, pri čemer so nove rešitve usklajene rešitvami nadgradnje železniških prog, ki so že v izvajanju, ali pa so še načrtovane v okviru drugih investicijskih projektov.

V kontekstu prometnih učinkov tovornega prometa vse variante zagotavljajo enako (in zadostno) zmogljivost omrežja za načrtovano število tovornih vlakov v in po letu 2050, razlike med variantami so v prometnem delu (vlak-ur, vlak-km, ton-ur in ton-km) in so posledica razlik v dolžinah in potovalnih časih posameznih variant. Najbolj ugodne so variante, ki najkrajše (in s tem najhitreje) povežejo smer Brezovica-Zalog, kjer je daleč največ tovornega prometa.

2. GEOLOŠKE IN HIDROGEOLOŠKE ZNAČILNOSTI

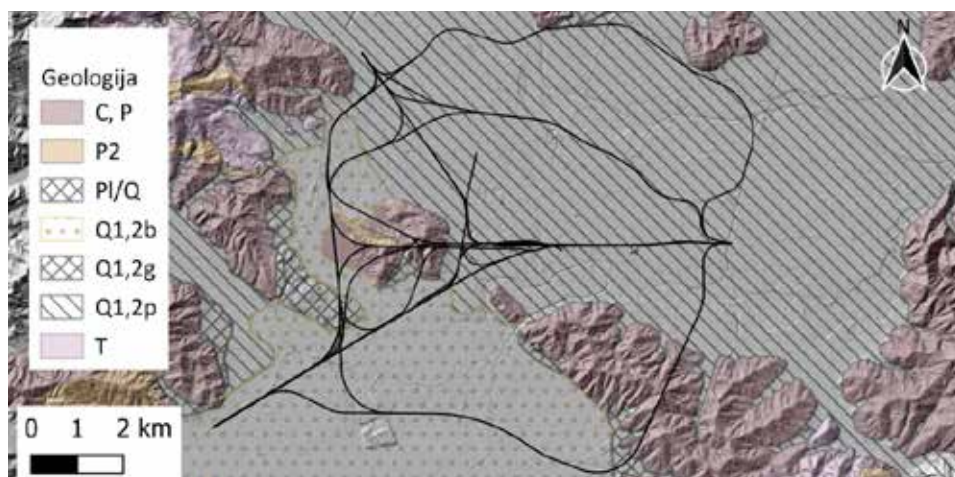
Območje Ljubljanskega železniškega vozlišča (LŽV) je večinoma ravninsko z izjemo območja hriba Rožnik, ki predstavlja edino izrazito vzpetino v okoliški ravnici Ljubljanske kotline. Območje je v geološkem smislu raznovrstno in tektonsko recentno aktivno.

Hribinsko podlago kotline, ki se nahaja pod sedimentnimi nanosi in na obrobju kotline večinsko predstavljajo permokarbonski klastiti (C,P, P2), ki so zastopani z menjavanjem plasti skrilavih meljevcev in glinovcev, alevrolitov, peščenjakov in kremenovih konglomeratov. Permokarbonski klastiti izdanjajo na površju na obrobju Ljubljanske kotline ter osamelcih v osrednjem delu kotline (Rožnik). V hidrogeološkem smislu permokarbonske kamnine predstavljajo vododržnik z nizko stopnjo prepustnosti, precejjanje podzemne vode je vezano na razpokanost in kontraste med posameznimi litološkimi različki.

Permokarbonske klastite (C,P, P2) v severnem, vzhodnem in zahodnem delu prekrivajo fluviglacalni sedimenti (prod, pesek) in konglomerat (Q1,2p). Debelina fluviglacialnih sedimentov znaša do 100 m. Fluviglacalni sedimenti so dobro vodoprepustni in gradijo visoko izdaten vodonosnik Ljubljanskega polja katerega omočenost v centralnem delu lahko dosega tudi debeline do 80 m. Globina do podzemne vode je v času in prostoru spremenljiva in v centralnem delu Ljubljanskega polja znaša od 20 do 25 m od terena. Vodonosnik Ljubljanskega polja predstavlja glavni vir vodo oskrbe mesta Ljubljana.

Na južnem delu Ljubljanske kotline (Ljubljansko barje) tla gradijo barjanski sedimenti (Q1,2b) znotraj katerih se na obrobni delih pojavljanja barjanskih sedimentov pojavljajo grušči, pesek, glina in melj presedimentirani iz stranskih dolin in okoliških pobočij (Q1,2g, Q1,2p). Debelina sedimentov lahko v centralnem delu Ljubljanskega barja presega 100 m. Barjanski sedimenti (Q1,2b) so popolnoma zasičeni s podzemno vodo. Nivo podzemne vode se nahaja blizu terena ali na njegovi površini. Generalna prepustnost barjanskih zemljin je nizka in nižja od srednje prepustnih sedimentov na obrobni delih Ljubljanskega barja (Q1,2g, Q1,2p).

Slika 2: Shematska geološka karta območja Ljubljanskega železniškega vozlišča s prikazom obravnavanih variant



3. PREDORI V URBANEM OBMOČJU

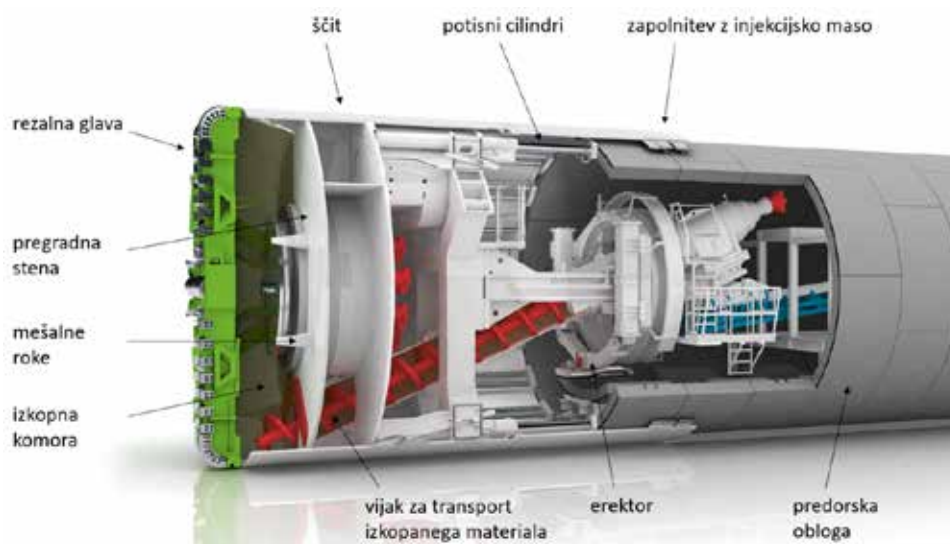
Izhodišče vseh variant je povezati 3 železniške postaje na obrobju mesta z obvoznimi progami. Nekatere trase potekajo po obrobju mesta, kjer podzemno potekajo skozi okoliška gričevja. Druge potekajo situacijsko skozi centralni del mesta, kjer večji del trase poteka podzemno pod urbanim delom mesta. Predstavitev je osredotočena na posebnosti pri slednjih, v nadaljevanju pa so predstavljeni nekateri izmed ključnih vidikov, ki zagotavljajo izvedljivost.

3.1 Mehaniziran izkop predora

Predorogradnja v urbanem območju se izvaja praviloma s TBM (Tunnel Boring Machine), ki omogoča gradnjo predora v zemljinah z nizkim nadkritjem in pod nivojem podtalne vode ter omogoča aktivno kontrolo posedkov terena. TBM predstavlja približno 100 m dolgo kompozicijo, kjer okrogla rezalna glava odstranjuje hribino pred čelom, hkrati pa lahko vzdržuje pritisk pred izkopnim čelom. Garnituro TBM se praviloma naroči in sestavi za vsak projekt posebej, kjer se upošteva predvsem potreben premer predora ter način vrtanja v odvisnosti od geoloških danostih.

Uporabljata se predvsem dva tipa TBM z aktivnim pritiskom na čelu, TBM z izplako (slurry) in TBM EPB (Earth Pressure Balance). Izkopno čelo se podpira s zemljino iz izkopnega materiala, ki je pomešan z bentonitom pri TBM z izplako oz. izkopno zemljino se izboljša s penami ali aditivi pri TBM EPB. Izbira med dvema je odvisna predvsem od granulacije zemljine, vendar pokriva TBM EPB večji razpon uporabe, s čimer je bolj uporaben v spremenljivi geologiji [1]. Za rezalno glavo je ščit, pod katerim se sestavi obroč predorske obloge iz posameznih prefabriciranih betonskih segmentov. Ščiti se pri TBM običajno uporabljajo v razmerah, v katerih je potrebno čelo izkopa aktivno podpirati in notranjost TBM zaščititi pred vdorom zemljine in vode. Predori TBM so praviloma nedrenirani oz. vodotesni. Na koncu ščita se z injekcijsko maso zapolni še prazen prostor med predorsko oblogo in izkopano hribino. Celoten transport, tako izkopnega materiala kot tudi segmentne obloge se vrši po že izvedenem predoru do portalnega območja.

Slika 3: Prikaz delovanja TBM EPB [2]



3.2 Segmentna obloga

Segmenti so običajno izdelani iz vodotesnega betona višje trdnosti C35 do C50, ki je ojačan z armaturno mrežo ali jeklenimi vlakni. Dodatek polipropilenskih vlaken betonu poveča odpornost segmentne obloge v nezgodnem primeru požara v predoru. Za povečanje odpornosti in zanesljivosti se pri mestnih predorih z nizkim nadkritjem uveljavlja tudi dodatna, in-situ sekundarna obloga s PP vlakni, ki v primeru požara ali iztirjenja ohrani primarno segmentno oblogo intaktno.

Vodotesnost segmentne obloge je zagotovljena z vodotesnim betonom segmentov ter s tesnilnim trakom po celotnem obodu vsakega segmenta. Tip tesnila se izbere glede na vodni stolpec ter kemijsko agresivnost okolja. Vodotesnost se zagotovi s kompresijo stika med obroči pri montaži predorskih obročev. S standardnim tesnilom je zagotovljena vodotesnost pri vodnem pritisku do 10 bar.

Segmentna obloga se izdelava kot tovarniški prefabrikat. Izvedba v kontroliranih pogojih zagotavlja segmente z visoko geometrijsko natančnostjo in kontrolo kvalitete. Velikokrat je proizvodni obrat zgrajen samo za namen specifičnega projekta in se ga na koncu demontira.

3.3 Logistika

Izkušnje opozarjajo, da je hitrost napredka TBM velikokrat bolj odvisna od podporne logistike kot pa od same hitrosti izkopa TBM. Logistika mora zagotavljati nemoteno oskrbo izkopa TBM. Trije glavni faktorji, ki vplivajo na hitrost predorogradnje so transport materiala v predoru, upravljanje s transportnim materialom na portalnem območju in proizvodnja segmentov predorske obloge. Zagotovljena mora biti dovolj velika pretočnost ter na portalnem območju omogočeno dovolj prostora za skladiščenje in deponijo.

Transport v predoru obsega pretežno odvoz izkopnega materiala ter dovoz segmentov predorske obloge, injekcijske mase in maziv ter preparatov za TBM. Zaradi prostorskih omejitev ni možno srečevanje vozil v predoru. Zato je za transport izkopnega materiala smotrna uporaba tekočega traku, ki nameščen pod stropom ali ob steni predora omogoča kontinuiran odvoz. Dovož segmentov in ostalega materiala v predor se tako vrši s tirnimi ali kolesnimi vozili.

Na portalnem območju je potrebno zagotoviti dovolj prostora za začasno deponijo, kjer izkopni material počaka na izsušitev oz. eventualno biološko degradacijo preparatov. V primeru izkopa TBM z izplako je potrebno zagotoviti dodaten prostor za separacijo izplake od izkopnega materiala. Nato se izkopni material prepelje na končno deponijo.

Na portalnem območju mora biti zagotovljen tudi prostor za skladiščenje segmentov predorske obloge v količini nekaj tedenske zaloge. Proizvodni obrat prefabrikatov je lahko postavljena stran od portalnega območja,

vendar je ključna dobra transportna povezanost, kar velja tudi za stalno deponijo. Obstoječa železniška proga predstavlja najboljšo transportno povezavo do vseh treh železniških postaj, saj ne predstavlja dodatne obremenitve cestnega omrežja.

3.4 Razcepi

Posebnost trase je zahteva po podzemnih razcepih. Ti se zaradi spreminjajočega se prečnega prereza izvedejo konvencionalno, z NATM, kot razcepna kaverna. Osnovna prometna izhodišča narekujejo izvedbo razcepov dveh v tri tire. Večji prečni prerez povzroča tudi bistveno zahtevnejšo konvencionalno gradnjo z večjimi možnimi vplivi na stabilnost kaverne ter na površje.



Slika 4: Primer razcepne kaverne

V primeru nižjega nadkritja se razcepi izvedejo znotraj gradbene jame, ki je varovana z začasno diafragmo ali piloti. Ta način je še posebej primeren v območju manj nosilnih tal. Pri tej izvedbi ni možno ohraniti stavb na površju, zato je primerna predvsem za nepozidana območja. Širina gradbene jame se enostavno prilagaja potrebnemu številu tirov brez posebnih konstrukcijskih omejitev, kar je bistvena prednost v primerjavi s razcepno predorsko kaverno.

Razcepi so praviloma izvedeni pred prihodom TBM, torej je kaverne potrebno izvesti skozi dostopne predore ali jaške.

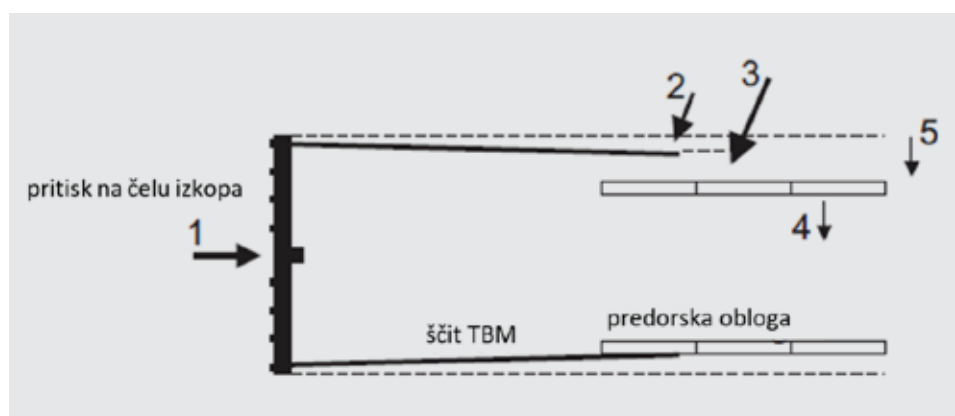
3.5 Vplivi predorov na površje

Gradnja predorov pod urbanimi območji s pomočjo TBM tehnologije se uveljavlja kot standardna praksa pri velikih infrastrukturnih projektih, saj omogoča zmanjševanje vplivov na površje v primerjavi s tradicionalnimi

metodami. Kljub temu so posedki, vibracije in spremembe hidrogeološkega režima neizogibni pojavi, ki jih je treba obvladovati s kombinacijo naprednih gradbenih metod in sistematičnega monitoringa [3].

Med gradnjo predora s TBM so posedki in deformacije tal posledica kombinacije več mehanizmov [4] (Fig. 4). Pomiki na izkopnem čelu so pri TBM s kontroliranim aktivnim pritiskom praviloma zanemarljivi (1), pri čemer je poleg natančnega projektiranja ključna izkušnost operaterjev TBM. Večji vplivi nastajajo vzdolž ščita zaradi konicitete ščita TBM (t.i. over-cut) (2) in na njegovem koncu, kjer je prisotna praznina med izkopno površino in segmentno oblogo, katera se zapolni z injekcijsko maso (3). Prav slednje predstavlja običajno glavni vir posedkov na površju. Dodatni pomiki lahko nastanejo zaradi radialnih deformacij predorske obloge, ki pa so v dobro zasnovanih segmentih praviloma zanemarljivi (4). Vpliv konsolidacijskih posedkov je prisoten v mehkejših glinah (5).

Slika 5: Vplivni faktorji pomikov na površju pri izkopu predora s TBM [4]

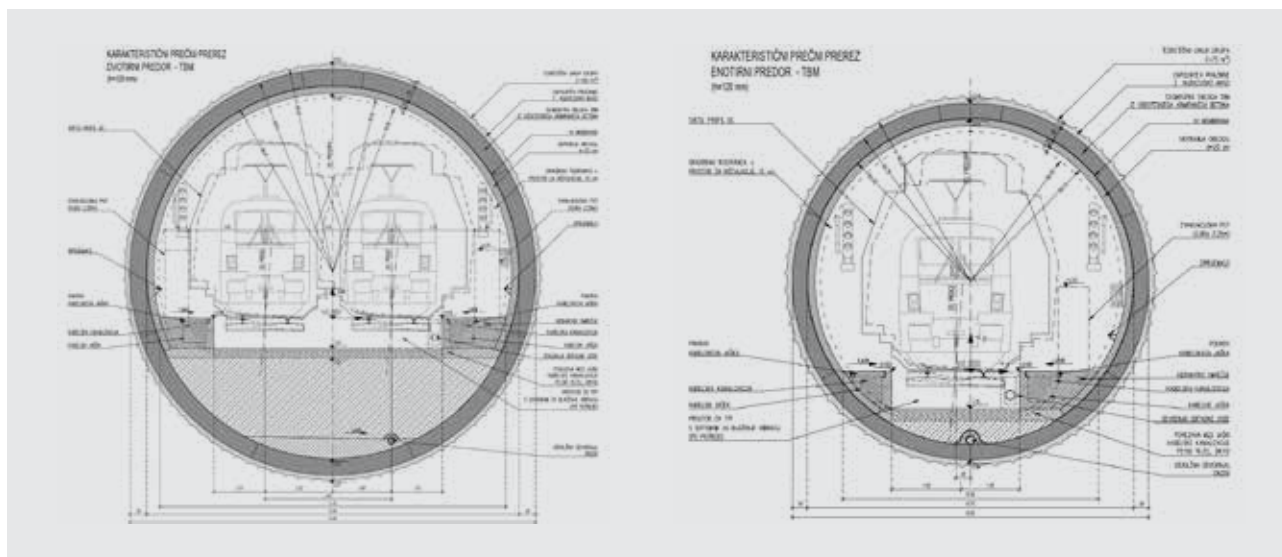


Pri izkopu s TBM se na izkopnem čelu vzbujajo vibracije, ki se širijo v tla in povzročajo vibracije ter sekundarni hrup v bližnjih objektih na površju. Intenziteta vibracij je odvisna od geoloških pogojev ter od lege in občutljivosti objektov. Ker se izvor vibracij premika z napredovanjem izkopa TBM, so tovrstni vplivi prehodne narave. Izkušnje kažejo, da so vibracije pri TBM izkopu v skalnatih hribinah primerljive s hrupom prevoza težjega tovornega vlaka, medtem ko so pri izkopu v mehkih zemljinah pogosto zanemarljive.

Med obratovanjem predora prometna obremenitev predstavlja glavni vir dinamičnih vplivov na površje. Vibracije nastajajo zaradi interakcije med kolesi vozil, tirno gredo in obokom predora, nato pa se širijo v okolico. Za železniški tovorni promet so značilne višje obremenitve, ki se lahko prenašajo na okoliške objekte v obliki vibracij in sekundarnega hrupa. Vibracije v predorih je možno omejiti s sistemom za dušenje vibracij (mass-spring system), kateri se standardno uporablja v mestnih predorih v tujini. S povečevanjem mase betona tira na togi podlagi nad izolatorjem in povečevanjem debeline izolatorja se poveča tudi moč dušenja vibracij.

3.6 Primerjava med dvotirnim in enotirnim predorom

Prometne zahteve narekujejo dvotirno progo, kar je mogoče umestiti v dvotirni eno-cestni predor ali pa v enotirni dvocestni predor.



Slika 6: Karakteristični prečni prerezi KPP dvotirnega (levo) in enotirnega (desno) predora LŽV

V nadaljevanju je podana primerjava glavnih parametrov obeh predorskih sistemov. Oba imata določene prednosti in pomankljivosti, zato je odločitev o sistemu potrebno pretehtati za dotično, končno izbrano varianto.

	2-tirni 1-cestni predor	1-tirni 2-cestni predor
Predorske cevi	1 večja predorska cev ($A \approx 150 \text{ m}^2$)	2 manjši predorski cevi ($A \approx 75 \text{ m}^2$)
Gradnja s TBM	IZVEDBA Z 1X TBM ($D \approx 13,5 \text{ M}$) - TBM z velikim premerom - nižji fiksni strošek nakupa 1x TBM - počasnejši izkop - brez napredka izkopa v primeru izpada TBM	IZVEDBA S 2X TBM ($D \approx 9,5 \text{ M}$) - TBM s premerom standardne velikosti - višji fiksni strošek nakupa 2x TBM - hitrejši izkop - napredek izkopa tudi v primeru izpada 1x TBM
Količine materiala prometnih cevi	- izkopni material: $150 \text{ m}^3/\text{m}$ - beton za segmentno oblogo: $22,4 \text{ m}^3/\text{m}$ - polnilni betoni: $39,6 \text{ m}^3/\text{m}$ (prostor se lahko uporabi npr. za kanalizacijo)	- izkopni material: $151 \text{ m}^3/\text{m}$ - beton za segmentno oblogo: $22,9 \text{ m}^3/\text{m}$ - polnilni betoni: $19,6 \text{ m}^3/\text{m}$
Varnostni koncept	- evakuacijski jaški na razdalji max 1000 m - vstop v jašek iz površja	- prečniki na razdalji max 500 m - v celoti pod površjem
Vzdrževanje predora	- težja dostopnost za vzdrževanje - zmanjšana hitrost v času vzdrževanja	- lažja dostopnost za vzdrževanje - polna hitrost v času vzdrževanja v drugi cevi
Podzemne tirne zveze	umeščene znotraj predorskega KPP	potreben je dodaten povezovalen predor z razcepnima kavernama
Velikost območja portala in pokritega vkopa	ožja območja portala in pokritega vkopa	širša območja portala in pokritega vkopa

4. ZAKLJUČEK

Ljubljansko železniško vozlišče je projekt, s katerim se namerava povečati pretočnost železniškega prometa skozi prestolnico in hkrati razbremeniti železniške proge v centru. Najkrajši obvoz predstavljajo predori pod mestom, kjer pa je potrebno za fazo gradnje in obratovanja senzibilno preučiti možno vplive na obstoječe elemente mesta. Za gradnjo podzemne proge pod mestom je prva izbira TBM, ki predstavlja dobro preizkušeno tehnologijo. Tehnologijo TBM se vedno prilagodi posameznemu projektu oz. predvidenim geološkim danostim. Kljub preizkušenosti in izkušnjam je potrebno v obzir vzeti vse možne vplive na okolico, kar je potrebno upoštevati tako pri projektiranju kot pri izvedbi z obširnim monitoringom.

Reference

- [1] Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (DAUB), German Tunnelling Committee (ITA-AITES) (2025), "Recommendations for the Selection of Tunnel Boring Machines" DAUB ITA 2025
- [2] www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/epb-shield/
- [3] International Tunnelling and Underground Space Association (ITA-AITES). (2019), "Guidelines for Tunnelling under Urban Areas". ITA Working Group 2, 2019
- [4] MAIR R.J. (1997), TAYLOR R.N., "Theme lecture: Bored tunnelling in the urban environment", 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg), 1997

TOPIC 17

**TUNNEL MAINTENANCE AS A KEY
FACTOR FOR SAFETY, SERVICE LIFE,
AND COST: THE CRITICAL ROLE OF
DRAINAGE**

Tunnel Maintenance as a Key Factor for Safety, Service Life, and Cost: The Critical Role of Drainage

Pascal Leuenberger

F. Preisig AG, Sintering Prevention | Zurich, Switzerland
Mail: pascal.leuenberger@preisigag.ch

Ramona Wenninger

F. Preisig AG, Sintering Prevention | Zurich, Switzerland
Mail: ramona.wenninger@preisigag.ch

Abstract

What happens when tunnel maintenance is neglected? In winter ice unexpectedly formed inside the tunnel and during summer sedimentation on the roadway poses a major challenge — a result of fully sintered drainage systems.

This is a costly issue — tunnel maintenance deserves more attention, as it contributes significantly to life cycle costs.

A common challenge for highway maintenance crews is the growing number of tasks they face daily, while being paid a fixed price per linear meter.

Proactive maintenance of drainage systems could ease this burden by reducing the need for high- pressure or rotary nozzle interventions.

This paper highlights case studies and practical approaches for optimising tunnel drainage maintenance.

Keywords: Tunnel maintenance, drainage system, sintering, pH, lime,

1 INTRODUCTION

Tunnels are long-term infrastructure assets, designed for 80 to 100 years of safe and reliable service (SIA 197, 2023). Reaching this lifespan, however, is only possible through systematic and proactive maintenance. Unlike open roadways, tunnels combine complex structural, mechanical, and safety systems that all require coordinated attention (ASTRA 74001, 2019).

Among these, drainage is often overlooked — until problems occur. Yet drainage has a decisive impact on both tunnel safety and durability (SIA 272, 2024). This paper discusses general tunnel maintenance principles, examines the economic implications of neglect, highlights drainage as a key subsystem through a practical case study, and addresses the challenges faced by maintenance teams.

GENERAL TUNNEL MAINTENANCE: BALANCING SAFETY AND COSTS

Tunnel maintenance in Switzerland is governed by clear regulatory and technical standards (ASTRA 86053, SIA 197/198). Tunnel maintenance covers two main domains:

Structural Maintenance

- Inner vault inspections, crack monitoring, waterproofing
- Minor repairs and cleaning
- Drainage system inspection and cleaning

Operation and Safety Equipment (OSE)

- Lighting and cabling
- Signage / traffic signalling
- Ventilation and air quality control
- Emergency smoke ventilation and tunnel reflex
(what happens automatically in case of emergency)
- Power supply and emergency systems
- Fire detection and suppression equipment
- Emergency exits, signage, and communication
- Traffic control and incident management systems (ASTRA 85012, 2016)

Each subsystem has its own cycles and needs. In practice, they must be coordinated to minimise closures and disruptions, ensuring safe operation while controlling costs (FGU/SwissTunnel, 2024).

Tunnel maintenance is typically organised into four types, each with distinct objectives and timing:

Routine Maintenance

- Day-to-day and seasonal activities ensuring safe tunnel operations.
- Includes cleaning of pavement, drainage flushing, lamp replacement, fire extinguisher checks, exchange of dispersants for water treatment.
- Immediate impact on availability and safety.

Preventive Maintenance

- Scheduled interventions designed to keep systems functioning and prevent deterioration.
- Examples: periodic inspection of linings, waterproofing renewal, calibration of sensors, preventive drainage flushing or usage of dispersants for water treatment.
- Cost-effective compared to reactive repairs.

Corrective (or Reactive) Maintenance

- Unplanned repairs after faults or accident damage occur.
- Examples: replacing failed lighting circuits, repairing collapsed drains, emergency road surface repairs.
- Often disruptive and costly, as failures can require immediate tunnel closures.

Predictive Maintenance

- Condition-based interventions guided by monitoring, data, and sensors.
- Examples: crack-width sensors on linings, flow monitoring in drains, energy use diagnostics on ventilation fans, fire tests.
- Enables early intervention before visible damage occurs.

Within this framework, the three domains of tunnel maintenance (structural, electro-mechanical, and safety systems) must be coordinated. Each subsystem has its own cycles and needs, but alignment of routine, preventive, corrective, and predictive activities minimises closures, improves safety, and optimises costs.

THE COST FACTOR: LIFE-CYCLE PERSPECTIVE

Maintenance is not just an operational necessity — it is a major driver of life-cycle costs. Studies (ASTRA, 2020) and practical experience show that up to 60% of tunnel life-cycle costs can be attributed to maintenance and renewals.

Proactive maintenance measures, particularly for drainage, can drastically reduce the frequency of corrective interventions. The ASTRA Roads and Traffic Report (2019) estimates that cleaning and maintaining the national road network costs around CHF 50 million annually — of which roughly CHF 15 million is allocated to tunnels.

Preventive maintenance, as promoted by SIA and ASTRA, is therefore not only good engineering practice but a key component of sustainable infrastructure management.

The cost implications of the different maintenance types are significant:

- **Routine maintenance** ensures constant availability but is relatively low-cost per intervention.
- **Preventive maintenance** requires planning and budget, but it prevents expensive structural or system failures.
- **Corrective maintenance**, while sometimes unavoidable, is the most disruptive and costly, particularly when safety is compromised (e.g., clogged drains causing ice formation) as it improves the safety for road users.
- **Predictive maintenance** requires upfront investment in sensors and data systems, but it allows precise targeting of resources and extends asset life.

Typical cost structures include:

- Routine inspections and cleaning (daily to annual),
- Scheduled renewals of electromechanical systems (every 10–20 years),
- Structural rehabilitation (less frequent, but extremely costly when required).

Contracts are often based on fixed prices per linear meter of tunnel, making budgeting predictable. However, the growing list of maintenance tasks frequently outpaces available budgets, creating pressure to prioritise visible or urgent issues over less obvious ones like drainage.

RISKS OF NEGLECT

When maintenance is postponed or underfunded, risks quickly accumulate:

- **Safety hazards** such as falling concrete, insufficient lighting, or ice formation due to clogged drains (ASTRA 74001, 2019),
- **Operational disruptions** like unplanned closures or reduced availability,
- **Escalating costs** as minor defects develop into major rehabilitation needs,
- **Reduced lifespan** with tunnels failing before their intended service life (SIA 197, 2023).

Drainage provides a clear example of these risks.

CASE STUDY: ICE FORMATION FROM NEGLECTED DRAINAGE

In one highway tunnel, ice sheets unexpectedly formed in the traffic zone, creating an immediate hazard for vehicles. Investigation revealed that the drainage pipes were fully sintered and could no longer discharge water effectively. With no outlet, water entered the tunnel and froze (Espazium, 2023).

This incident illustrates how:

- A routine task (regular flushing of drains) was skipped,
- A preventive measure (scheduled desilting of drainage lines) was neglected,
- No predictive monitoring (e.g. flow sensors or condition inspections) was in place to identify the problem early,
- The result was an emergency corrective intervention: tunnel closure, costly cleaning, and additional safety measures.

The expenses incurred were several times higher than the cost of routine or preventive drainage maintenance.

This case highlights how “invisible” systems, once neglected, can trigger sudden failures with severe safety and cost consequences.

This case illustrates that missing routine flushing and desilting — as required under ASTRA 86053 — can lead to severe operational consequences. Emergency corrective interventions were several times more expensive than regular maintenance.

DRAINAGE AS A CRITICAL SUBSYSTEM

Drainage systems are designed to safely remove groundwater and infiltrating water. Their failure affects not only tunnel safety, but also the structural durability of the lining and pavement.

Common drainage issues include:

- Sintering and clogging of pipes,
- Sediment and debris accumulation,
- Freeze-thaw problems leading to ice formation.

Proactive maintenance is key:

- **Routine flushing** prevents debris buildup, clogging
- **Preventive cleaning cycles** keep pipes free of sediment before clogging occurs,
- **Preventive measures** such as the usage of dispersants for water treatment keep the pipes free of debris buildup and clogging,
- **Predictive monitoring** (e.g. flow rates, pressure monitoring, moisture sensors in the lining) allows early identification of hidden blockages,
- Avoiding **reactive corrective measures**, which are expensive and disruptive, especially when emergency closures are required.

Proactive drainage maintenance, including routine flushing, preventive desilting, and monitoring of water hardness (Endress+Hauser, 2020), prevents clogging, sintering, and freeze-thaw issues.

While high-pressure or rotary nozzle is effective, it is costly and disruptive when used reactively. Regular inspection, preventive flushing, and data-driven planning can

greatly reduce the need for such interventions. The usage of dispersants for water treatment help even further to reduce regular flushing.

Our company has been specialised in sintering prevention for more than 14 years. Over this period, we have developed and implemented tailored maintenance strategies that significantly reduce the risk of blocked or fully sintered drainage systems. This long-standing expertise enables us to support operators with sustainable solutions, ensuring the functionality of drainage systems throughout the tunnel's life span. Ensuring sustainable tunnel operation across Switzerland in accordance with SIA 272 and ASTRA 86053.

CHALLENGES FACED BY MAINTENANCE TEAMS

In practice, tunnel maintenance teams encounter recurring challenges that limit their ability to work proactively. These include resource constraints, increasing system complexity, limited access windows, hidden deterioration, data management issues, workforce shortages, and political pressure.

The following table summarises these challenges and outlines possible solutions:

Challenge	Impact	Maintenance Type	Possible Solutions
Resource constraints	Preventive tasks postponed due to fixed-price budgets and limited staff	Preventive, Predictive	Adjust contract models (ASTRA 86053), allocate specific funds for preventive work, prioritise assets
Increasing system complexity	Growing number of subsystems requiring specialist knowledge	Routine, Preventive, Predictive	Continuous training (FGU, 2024), specialised teams, knowledge-sharing platforms
Limited access windows	Short closures make thorough inspections and cleaning difficult	Routine, Preventive	Better planning, combining works across systems, night/weekend scheduling
Hidden deterioration	Problems (e.g. clogged drains) often only noticed when severe	Predictive	Condition monitoring, sensor use and early-warning systems (Endress+Hauser 2020), early-warning inspections,
Data & asset management gaps	Inspection data fragmented; knowledge lost when staff change	Predictive, Preventive	Integrated asset management systems, digital twins, BIM (SIA 197/2, 2023)
Workforce challenges	Ageing staff, difficulty recruiting skilled technicians	Routine, Preventive	Apprenticeships, staff retention incentives, collaboration with specialised contractors
Public & political perception	Maintenance undervalued compared to new construction	All types, particularly Preventive	Awareness campaigns, transparent reporting of costs vs. avoided risks

This overview illustrates that maintenance is not only a technical challenge but also an organisational and cultural one. Without sufficient resources and data, teams are forced into corrective “firefighting” rather than following planned preventive and predictive strategies.

PRACTICAL APPROACHES TO OPTIMISING MAINTENANCE

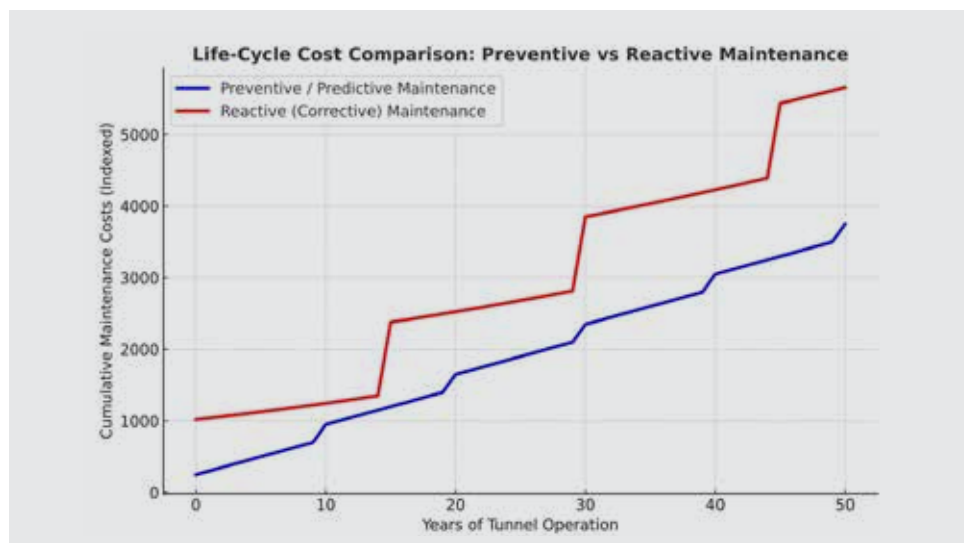
Successful tunnel maintenance programmes, such as those implemented under **ASTRA and SIA guidelines**, are characterised by a deliberate shift from corrective to preventive and predictive approaches, while keeping routine activities consistent.

Common principles include:

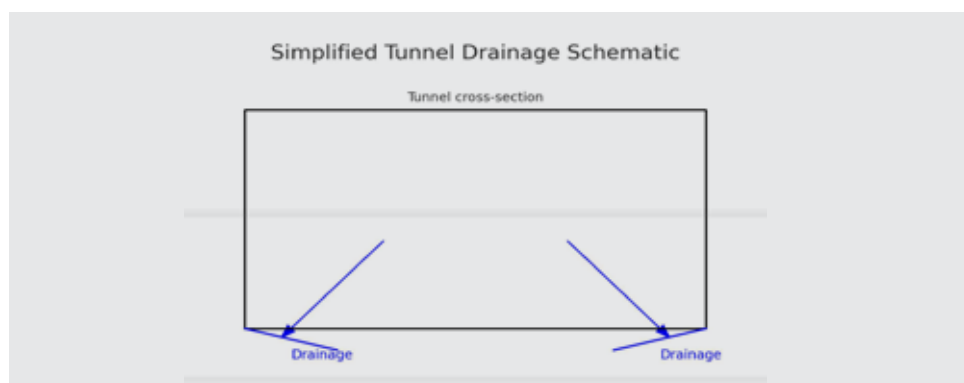
- **Integrated asset management systems** to track inspections, interventions, and costs across all maintenance types (ASTRA 86053, 2013),
- **Condition-based (predictive) maintenance** instead of rigid time-based cycles, reducing unnecessary interventions while catching risks early,
- **Cross-disciplinary planning** to coordinate structural and electromechanical works, combining routine and preventive tasks to optimise access windows,
- **Incentive-based contracts** rewarding availability and preventive measures rather than focusing solely on corrective response,
- **Targeted drainage maintenance** to prevent clogging, integrating routine flushing with predictive monitoring to reduce costly corrective interventions (SIA 272), usage of dispersants of water treatment (Endress+Hauser, 2020).

VISUAL COMPARISONS AND SCHEMATICS

A life-cycle cost comparison shows that proactive drainage maintenance costs less than half of reactive interventions.



A simplified schematic highlights the position and role of drainage pipes in a tunnel cross-section.



SUMMARY GRAPHIC CONCEPT: TUNNEL MAINTENANCE TYPES

Maintenance Type	Typical Activities	Timing	Cost Profile	Risk Profile	Example in Drainage
Routine	Lamp or signage replacement	Daily - annual	Low	Low	Regular flushing of drains or up to 4 time per annum depending on water hardness level
	Cleaning of inner vault and road, drainage flushing, OSE	Twice per annum			
Preventive	Scheduled inspections, waterproofing renewal, planned desilting	3-5 years	Low-medium	Medium- low	Scheduled desilting of drainage lines
Predictive	Condition monitoring, sensor-based analysis	Continuous	Medium-high (investment)	Low	Flow monitoring to detect hidden blockages
Corrective	Emergency repairs after failure	Unplanned	High	High	Ice or silting removal after blocked drainage

2. CONCLUSION

Tunnel maintenance is not a background task, but a cornerstone of safe and sustainable infrastructure management. Up to 60% of total life-cycle costs are tied to maintenance — making it both a financial and operational priority (ASTRA, 2020).

The four types of maintenance — routine, preventive, corrective, and predictive — provide the framework for effective tunnel asset management. Striking the right balance among them is the key to safety, service life, and cost efficiency.

Drainage, though often invisible, is a prime example: neglect of routine and preventive measures inevitably leads to costly corrective interventions, while predictive monitoring offers a way to avoid emergencies altogether.

By integrating proactive drainage maintenance into broader tunnel asset management, operators can extend tunnel lifespan, improve safety, and reduce long-term costs.

The message is clear: proactive maintenance is not an expense, but an investment in safer, longer-lasting tunnels (ASTRA 74001, SIA 272, 2024).

References

- [1] **Swiss Guidelines, Standards, and Case Studies**
- [2] **Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA).** (2024). SIA 272: Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagebau. Zürich: SIA.
- [3] **Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA).** (2023). SIA 197 / SIA 197/2 / SIA 198 / SIA 118/198 – Gesamtrevision der Tunnelnormen. Zürich: SIA.
- [4] **Bundesamt für Strassen (ASTRA).** (2019). ASTRA 74001: Sicherheitsanforderungen an Tunnel im Nationalstrassennetz. Bern: ASTRA.
- [5] **Bundesamt für Strassen (ASTRA).** (2013). ASTRA 86053: Minimale Anforderungen an den Betrieb– Strecke und Tunnel. Bern: ASTRA.
- [6] **Bundesamt für Strassen (ASTRA).** (2016). ASTRA 85012: Tunnelausrüstung für Verkehrsmanagement. Bern: ASTRA.
- [7] **Bundesamt für Strassen (ASTRA).** (2019). Roads and Traffic 2019 – Developments, Facts, Figures. Bern: ASTRA.
- [8] **Fachgruppe Untertagebau (FGU) / SwissTunnel.ch.** (2024). Normen und Richtlinien für den Untertagebau in der Schweiz. Zürich: FGU.
- [9] **Espazium.** (2023). **Simplontunnel** – Dauerhafte Speziallösung für die Tunnelentwässerung. Zürich: Espazium Verlag.
- [10] **Endress+Hauser AG.** (2020). Messtechnik für die Tunnelentwässerung im Gotthard-Basistunnel. Reinach: Endress+Hauser.
- [11] **ACO AG Schweiz.** (2024). Entwässerungslösungen für Strassentunnel. Zürich: ACO Schweiz.
- [12] **Bundesamt für Strassen (ASTRA).** (2020). Korrosionsbedingte Kosten an Ingenieurbauwerken im Schweizer Straßennetz. Bern: ASTRA / ETH Zürich.

International Research and Technical Papers

- [1] **Ye, F., Tian, C.-M., He, B., Zhao, M., Wang, J., Han, X., & Song, G.** (2021). Experimental Study on Scaling and Clogging in Drainage System of Tunnels Under Construction. *China Journal of Highway and Transport*, 34(3), 159–170. <https://doi.org/10.19721/j.cnki.1001-7372.2021.03.011>
- [2] **Zhou, S., et al.** (2021). Laboratory Experimental Study on Influencing Factors of Drainage Pipe Crystallization in Highway Tunnel in Karst Area. *Coatings*, 11(12), 1493. <https://doi.org/10.3390/coatings11121493>
- [3] **Li, J., et al.** (2023). Study on Drainage Mode and Anti-Clogging Performance of New Waterproofing and Drainage System in a Tunnel. *Applied Sciences*, 13(7), Article 4508. <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/37005477>
- [4] **Chen, Y., Zhang, W., & Li, P.** (2025). Optimization and Monitoring Verification of Drainage Control Strategy of High-Pressure Water-Rich Karst Tunnel: A Case Study of Dejiang Tunnel. *Discover Applied Sciences*, 5(459). <https://doi.org/10.1007/s42452-025-06932-3>
- [5] **Lee, Y. S., & Mohamed Ghazali, F.** (2018). Drainage-Related Risks for Operation and Maintenance of Tunnelling Projects: An Overview. *International Journal of Engineering and Technology*, 7(3.9), 62–64. <https://sciencepubco.com/index.php/IJET/article/view/15276>
- [6] **Wang, D., et al.** (2022). Exploratory Research on Drainage Structure of Highway Tunnel Based on Reducing the Risk of Crystallization Blockage. *Processes*, 10(7), 1319. <https://doi.org/10.3390/pr10071319>
- [7] **Bai, S., et al.** (2024). Assessment of Geosynthetic Materials for Tunnel Drains: Laboratory Tests and Image Analyses. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 28(11).
- [8] **Zhang, Y., et al.** (2025). Mechanical Characteristics and Safety Evaluation of Tunnel Lining Structures in Karst Areas Under Heavy Rainfall Conditions. *Buildings*, 15(10), 1756. <https://doi.org/10.3390/buildings15101756>
- [9] **Swedish Transport Administration (Trafikverket).** (2018). Rockdrain for Maintenance of Tunnel Drainage Systems: Application at Lundby Tunnel, Gothenburg. TRID Database. <https://trid.trb.org/View/1506446>

TOPIC 18

**THE MARIBOR CITY TUNNEL:
A FEASIBLE UNDERGROUND
TRAFFIC SOLUTION**

The Maribor City Tunnel: A Feasible Underground Traffic Solution

Vojkan Jovičič, univ. dipl. inž. grad.

Faculty of Civil and Geodetic engineering | Jamova cesta 2, Ljubljana, Slovenija

Mail: vojkan.jovicic@irgo.si

Mitja Pečovnik, mag. inž. geotehnol.

IRGO Consulting | Slovenčeva ulica 93, Ljubljana, Slovenija

Mail: mitja.pecovnik@irgo.si

Elvir Muhić, mag. inž. geotehnol. & dipl. inž. grad.

IRGO Consulting | Slovenčeva ulica 93, Ljubljana, Slovenija

Mail: elvir.muhic@irgo.si

Samo Peter Medved, univ. dipl. inž. grad.

Formerly Municipality of Maribor | Ulica Heroja Staneta 1, Maribor, Slovenija

Mail: samopeter.medved@gmail.com

Marko Kosovel, univ. dipl. inž. arh.

ACMA | Lokarjev drevored 1, Ljubljana, Slovenija

Mail: marko.kosovel@acma.si

Abstract

Innovative underground construction technologies can boost urban sustainability and protect the environment. This paper presents the Maribor City Tunnel, which is planned as a 980 m single-tube, two-way tunnel aimed at easing congestion in the historic city centre. The study assesses feasibility, environmental impacts, and integration with existing traffic infrastructure. It also addresses tunnel entrance design, geotechnical conditions, groundwater protection, and methods to safeguard nearby structures. Six key feasibility factors are identified: traffic integration, geotechnical conditions, groundwater protection, excavation methods, protection of existing structures, and geothermal potential. Given the central location in the Old Town of Maribor an emphasis is given on minimizing environmental impact, thorough monitoring of groundwater, noise, dust, and mitigating the impacts on natural and cultural heritage. The paper explores the complex interaction of technical, environmental, and urban planning factors needed for a successful large-scale urban infrastructure project in city of Maribor.

Keywords: underground urbanisation, tunnelling, feasibility, environmental impact

1. INTRODUCTION

Underground urbanization has emerged as one of the major challenges of contemporary development in large cities. With urban populations on the rise and surface space increasingly constrained, constructing buildings and infrastructure below ground offers a viable solution to accommodate societal needs while preserving valuable land above ground [3]. Despite its promise, underground development involves significantly higher costs than traditional above-ground construction. These elevated costs are driven by the complexities of excavation, integration of subterranean utilities, and the use of constrained space. Underground projects require highly specialized technical expertise and the application of innovative engineering solutions to overcome the challenges posed by difficult and variable ground conditions. In addition, they must be designed to ensure effective systems for ventilation, lighting, and drainage while minimizing environmental impact to achieve both functionality and sustainability.

This paper presents a feasibility case study for urban tunnel construction in Maribor, Slovenia, which is the second largest city in the country with population of 120.000. The study involves constructing a 980 m long tunnel beneath the city's historic center while addressing several critical technical and environmental considerations for spatial placement of the underground structure: (a) integration with existing traffic infrastructure, (b) urban placement of portal areas, (c) architectural design of tunnel entrances, (d) geological and geomechanical conditions, (e) protection of groundwater and water resources, (f) tunnel safety measures, (g) excavation and construction techniques, (h) protection of existing structures and public infrastructure, and (i) potential for geothermal energy utilization.

2. SPATIAL INTEGRATION OF THE TUNNEL INTO EXISTING URBAN INFRASTRUCTURE

The study establishes the technical requirements for the Maribor City Tunnel, emphasizing its seamless integration with the existing transport network and the strategic placement of portal areas. It also addresses the architectural design of tunnel entrances to ensure both functional efficiency and aesthetic compatibility with the surrounding urban environment. Commissioned by the Municipality of Maribor, the research examined the feasibility of the tunnel under critical conditions. A central decision was to align the tunnel above the groundwater table in order to reduce hydrogeological risks, which in turn shaped all other design aspects. The study also included a thorough evaluation of geotechnical conditions and the measures necessary for groundwater protection.

2.1 Tunnel route

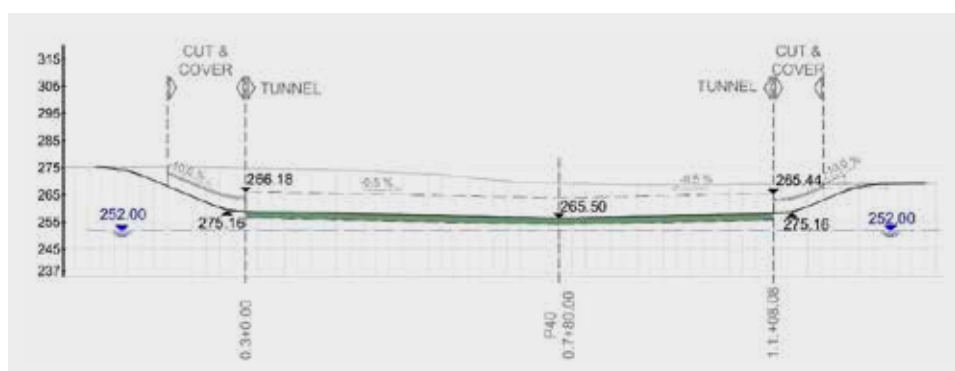
The horizontal alignment of the tunnel route, which has an approximate length of 980 meters, is presented in Figure 1. The technical and geometric road design elements within the tunnel section are based on a design speed of 50 km/h. However, due to spatial constraints, the entrance and exit ramps of the tunnel are designed for a reduced design speed of 40 km/h. The selection of these technical and geometric elements adheres to the Regulation on Road Design, the Decree on Technical Standards and Conditions for the Design of Road Tunnels in the Republic of Slovenia [4],

and the Directive 2004/54/EC on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network [6], hereinafter referred to as “the Directive”. Transition curves have been applied throughout the tunnel route design, and the minimum horizontal radius used has been verified to ensure adequate visibility within the tunnel. The alignment was designed to run beneath existing streets, considering the optimum accessibility to the construction site and low impact of neighbouring buildings. The route of the tunnel follows an inevitable concave alignment, as illustrated in the longitudinal profile shown in Figure 2. The lowest point occurs at profile section P40, located within the area of the Maribor National Theatre. At this section, the tunnel invert lies 2.0 meters above the highest recorded groundwater level, ensuring protection against hydrogeological risks.

Figure 1: Route of Maribor City tunnel



Figure 2: Longitudinal profile of Maribor city tunnel



At this lowest point, an emergency shaft leading to the surface is planned, along with a power station and a reservoir intended to collect contaminated water from within the tunnel. From this lowest point, the tunnel gradient extends in both directions at a minimum slope of 0.50%. Given the tunnel type, it is designed as a depression tunnel, which allows for the application of concave vertical curves. As illustrated in the tunnel's longitudinal profile, the overburden depth along the alignment ranges from 4.0 to 9.5 meters.

2.2 Urban integration of tunnel portal areas

The entrances to the tunnel were carefully designed to preserve the overall quality of the urban environment. Particular attention was given to pedestrian and cyclist access, as well as to inclusive mobility for all users. The design also considered the relationship between public spaces and surrounding buildings, the protection of key vistas, and the safeguarding of cultural heritage. Portal placement was guided by criteria such as accommodating all traffic modes while minimizing impacts on adjacent buildings. The most important criteria were preserving heritage building while optimizing accesses ramp gradients and dimensions. The result was achieved by limiting effects on public space while built volume proportions, views, air quality, and noise were all considered. Architectural design was tailored to integrate the entrances sensitively into the historic urban landscape. A neutral, gently curved aesthetic enhances the experience for pedestrians and motorists, while preserving the character of each portal zone, as shown in Figure 3.

Each access ramp, some 80 to 100 m long, is a major spatial intervention and potential barrier. To avoid disrupting crossings, ramps are placed where perpendicular links are unnecessary. While grade-separated crossings are possible, they were not used as are often impractical due to elevation changes and uninviting design. For this reason, the western portal ramp follows Gosposvetska Street (Figure 3a), with extra space provided by a roundabout, creating both a functional and elegant solution.

Figure 3: a) Western portal area with the long ramp running along Gosposvetska street.
b) Eastern portal area is in the vicinity of historical Freedom Square and Franciscan church



The eastern portal is concealed within Freedom Square to maintain its symbolic and spatial role in Maribor's historic core. The urban integration of the eastern portal, shown in Figure 3b, is more demanding in nearly all respects. The entry area has been shifted as far as possible away from Freedom Square to preserve its integrity. The visible, covered portion of the eastern access is situated on the north side of the Franciscan Church, maintaining a minimum clearance of 10 meters. To prevent the spread of noise to the surroundings, the portal was designed to be partially covered by a green embankment, as indicated in the figure.

2.3 Architectural design of the visible elements at the tunnel entrance area

The visible elements of urban tunnels, such as covered entrances, fences, and adjacent areas are always architecturally significant. As a new feature in the old town centre, the tunnel must coexist with buildings from various historical periods, many protected as cultural heritage. Spatial limits make it impossible to fully conceal traffic ramp covers or fences, so parts of the tunnel structure would inevitably appear in streets or pedestrian zones. Figures 4 and 5 show proposed designs for the east and west portals, respectively.

The design aims to integrate these elements with the character of surrounding squares and streets, avoiding vertical barriers. The eastern entrance, located in the forecourt of Trg svobode beside the Franciscan Church, is required to be fully functional while also enhancing the vibrancy of the square. At the same time an effort has been made to preserve the visual integrity of the space, both from within the square itself and from views toward the church's main façade.

Figure 4:
Visualisation of the East portal:
a) view towards the South,
b) view towards the North



Figure 5: Visualisation of the West portal: view towards the South

In contrast, the western entrance will be placed along the street axis of Gosposvetska Street, where a level pathway currently exists and will remain functionally unchanged. In this case, there is only one structure visible near the square, and it will remain observable from multiple directions.

2.4 Geological, hydrogeological and geomechanical conditions for tunnel constructions

Geotechnical investigations show that the tunnel area is underlain by Quaternary alluvial deposits of the Drava River terrace, mainly sandy gravel with occasional silty gravel, sand, or silty sand lenses (<1 m thick). Local conglomerate layers occur where gravel is partly lithified. Composition alternates between carbonate- and quartz-dominated clasts, with medium to very dense material. In the lower 1–2 m above bedrock, silt-rich layers (Plio-Quaternary sediments) are looser and less load bearing. Sediment thickness ranges from 25–35 m, deepest at the western end (~35 m) and ~27 m at the eastern end.

Beneath lies Miocene marlstone with occasional tuff, sandstone, and conglomerate, dipping slightly toward the Drava River. Bedrock is expected at ~240 m a.s.l. (west) and ~242 m (east). Conditions are largely homogeneous, allowing excavation entirely within terrace gravel and sand.

It is estimated that groundwater occurs at up to 252.0 m a.s.l., requiring field verification. For protection, excavation must remain above 254 m a.s.l., limiting overburden and increasing potential impacts on nearby structures and infrastructure, as will be discussed in continuation.

3. BOUNDARY CONDITIONS FOR TUNNEL CONSTRUCTION

3.1 Geometry, security and functionality

The tunnel is designed in an oval shape with an invert (bottom arch), with a maximum height of approximately 9.5 meters (measured from the base of the invert to the crown of the primary lining) and approximately the same maximum width. The roadway width is designed following the valid regulation comprising 2 × 3.25 m traffic lanes and a 0.5 m central safety strip, with sidewalks on both sides (2 × 0.7 m). The clear vertical height is 4.5 meters. In case of further planning, profile optimization should also consider the type of ventilation and rounding of the invert thickness, considering this is a relatively shallow tunnel.

To comply with groundwater protection rules under the Water Protection Regulation Act [5], the tunnel must keep its invert at least 2 m above the highest groundwa-

ter level that is 254.0 m a.s.l. (see Figure 2). Fixing the lowest point at this elevation means reducing overburden, thus lowering impacts on the number of surface structures. It was estimated that the tunnel height of 9.5 meters could be reduced to approximately 8.5 meters without significant functional loss. This adjustment provides an overburden of 5 to 10 meters, which is acceptable for urban conditions and prevents clashes with existing underground infrastructure.

The tunnel was designed to be non-drained, avoiding groundwater extraction and eliminating the need for significant permanent pumping. Remaining above the water table keeps hydrostatic pressure low, with only occasional rainwater seepage expected.

Operational safety within the tunnel is ensured through rigorous design measures, including the provision of a clear profile, appropriate alignment, and optimal spatial configuration. Furthermore, safety is strengthened by the installation of specialized equipment and user protection systems, encompassing emergency exits, fire water supply, and traffic management infrastructure. In addition to the EU Directive 2004/54/EC [6] on minimum safety requirements for tunnels in the trans-European road network, we also considered the Regulation on Technical Norms and Conditions for the Design of Road Tunnels in Slovenia [4]. For technical guidance, the Austrian RVS guidelines [2] are used, which comprehensively cover road tunnel design from safety aspect.

The tunnel is designed for the speed limit of 50 km/h. The longitudinal slope is 0.5%, sloping toward the centre while the vertical clearance is 4.5 m. For storm-water drainage, hollow curbs with drainage grooves are planned along the entire tunnel and open cut sections, also fire traps (siphons) of appropriate capacity are designed at every 60 m to separate fire sectors. A wastewater collection tank (including wash water) of at least 50 m³ is predicted as required for tunnels longer than 500 m.

With an estimated 16,350 vehicles/day (2% heavy vehicles, 1.5% buses, no hazardous materials), RVS guideline 09.03.11. places the tunnel in the category Risk Class III (out of IV). This requires an emergency exit near the midpoint, connected to the public road network, with emergency vehicle access. Also, under RVS 09.01.24, tun-

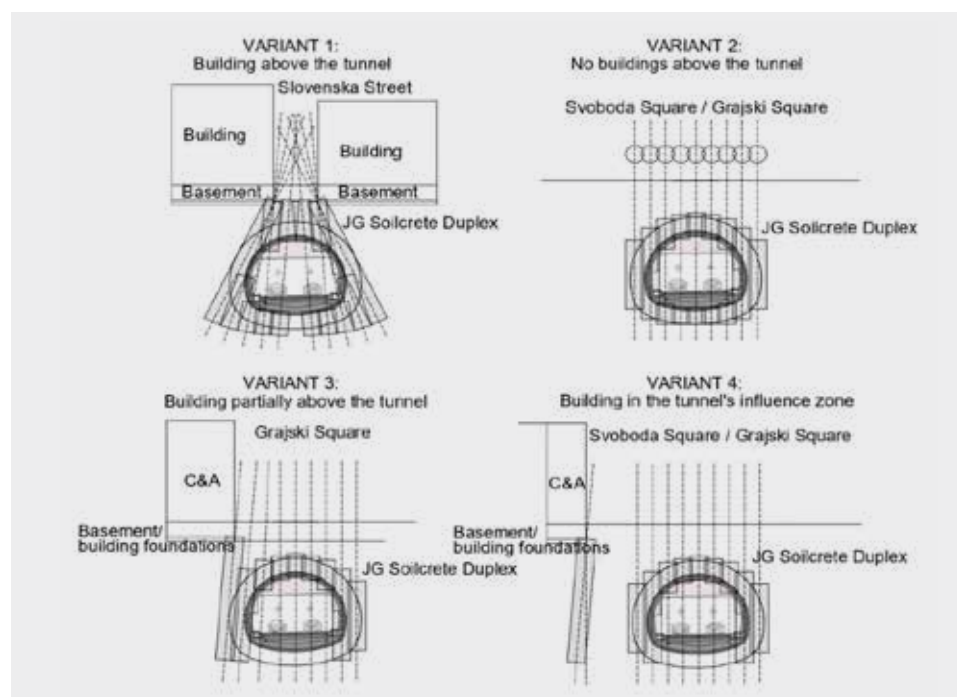
nels under 1,000 m do not need emergency bays, but must have exits within 250 to 500 m of portals. For this single-tube urban tunnel, exits should be provided via stairways or elevators. While the 16 m escape route height does not require elevators for emergency services they should be provided to enhance efficient evacuation.

The tunnel was predicted to include emergency communications, a wet fire-fighting network, and safety niches every 120 m, with electrical niches incorporated into ventilation design. Longitudinal ventilation will be installed as per RVS 09.02.22. Support facilities at the tunnel midpoint are designed to be combined in one underground complex containing wastewater and drainage tanks with pumps, emergency access, and an operations centre (transformer, electrical rooms, control room, battery room). The operations building, micro located in the vicinity of the profile P40 shown in Figures 1 and 2 can extend three levels underground and reach ground level, with optional additional floors for non-tunnel uses. A central control system located in the same can be installed to allow both remote and on-site management.

3.2 Conditions for tunnel construction

Tunnel construction in urban area is defined by key factors such as depth, geometry, length, groundwater, the geotechnical conditions and finally low environmental impact. Excavation inevitably alters local stress fields, causing ground movements that risk damaging nearby roads, utilities, and buildings. With only 5–10 m of overburden in a dense urban setting, the main challenge is controlling displacements to protect sensitive historic structures.

Figure 6: Different variants of a combination of semi-vertical jet grouting columns (in grey) needed for tunnel construction



The selected method, NATM (New Austrian Tunnelling Method), uses the interaction between ground and lining for stability, supported by radial anchors and shotcrete. In coarse, cohesionless soils like Maribor's terrace gravel and sand, ground improvement is essential for both stability and deformation control. Possible techniques include jet grouting, injection grouting, micro-piling, and ground freezing; Out of all the mentioned method, jet grouting is considered most appropriate. It involves injecting cementitious slurry (300–700 bar) through a rotating drill, eroding and mixing the soil to form high-strength soil-cement columns. These columns, created vertically from the surface or horizontally along the tunnel axis, can stabilize tunnel walls, crowns, and excavation faces. Horizontal fan-shaped arrays are particularly effective for crown and sidewall support, as indicated in Figure 6.

Experience confirms that jet grouting is particularly suitable for surface settlement control when combined with full-perimeter (360°) column placement and supplemental stabilization walls, especially within the NATM framework. A documented case involving a small-diameter tunnel under an active railway demonstrates successful implementation in similarly composed soils [8]. Given the relatively shallow tunnel cover (5 to 10 m) and the alignment's location beneath an existing roadway in a dense urban environment, ground improvement beneath nearby building foundations will also be necessary.

4. CONCLUSIONS

The study confirms that the Maribor City Tunnel as a 980 m single-tube tunnel is both technically and constructively feasible. It resolves traffic solution for an east-west connection through the city centre, as defined in Maribor's Comprehensive Transport Strategy (2015) while further demonstrates compliance with the urban planning objectives. The underground connection will ease congestion by following existing streets to minimize environmental impact.

The tunnel route's geological profile is found to be relatively convenient, enabling full excavation within the Drava River terrace gravel while the tunnel route was possible to place in compliance with the Water Protection Regulation Act [5] enabling protection of water resources. As an optimal construction method is isolated a NATM method combined with soil improvement in terms of jet grouting, thus allowing adaptable support and excavation sequencing while controlling deformation.

Conveniently located within the existing urban infrastructure at its lowest point, at 254.0 m a.s.l., approximately at half of the route of the tunnel can house an operations building and emergency exit shaft. Design speeds of 50 km/h in the tunnel and 40 km/h on ramps comply with all regulation, while maintaining 5–10 m of overburden achievable without loss of functionality.

The result of the study is that it is possible to place Maribor City tunnel considering all valid regulations in terms of functionality and safety while maintaining low environmental impact. Architectural solution of the portal area was possible to develop to respect the identity of surrounding urban areas, blending with the built environment and avoiding visual dominance. Functional and safety elements are integrated with architectural quality to complement the cityscape, maintaining spatial continuity and preventing disruption of public space.

References

- [1] Croce, Paolo, Giuseppe Modoni, and Giacomo Russo. 2004. "Jet-Grouting Performance in Tunnelling." In *GeoSupport 2004*, 910–22. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/40713\(2004\)78](https://doi.org/10.1061/40713(2004)78).
- [2] Forschungsgesell-, Österreichische, and schaft Straße – Schiene Verkehr. 2008. RVS 09.03.11 Tunnel Safety - Tunnel Risk Model, FSV.
- [3] Mair, R J, and Taylor, R N. 1999. "Bored Tunnelling in the Urban Environments." In *Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 4.*
- [4] Official Gazette of RS, Nos. 48/06, 54/09. n.d. Regulation on Technical Norms and Conditions for the Design of Road Tunnels in Slovenia.
- [5] Official Gazette of the Republic of Slovenia Nos. 24/07, 32/11, 22/13, 79/15. 2007. Water Protection Regulation Act.
- [6] Official Journal reference: OJ L 167, 30.4.2004, p. 39-91. n.d. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network.
- [7] Rabcevicz, L. V. 1964. "The New Austrian Tunelling Method (Part 1 and Part 2)." *Water Power* November 1: 511-515 and pp. 19-24.
- [8] Salvo, F De, and C. Silvestri. 2014. "Settlements Induced by Jet-Grouting Execution in Tunnel." In *AMITOS - Fourth Mexican Congress on Tunnels and Underground Works 2014 Underground Space, Option of the Future.*
- [9] Xanthakos, Petros P, Lee W Abramson, and Donald A Bruce. 1994. *Ground Control and Improvement.* John Wiley & Sons.

TOPIC 19

**GEOLOŠKA, GEOTEHNIČNA IN
HIDROGEOLOŠKA SPREMLJAVA
PRI GRADNJI PREDOROV –
SPREHOD SKOZI ČAS**

Geološka, geotehnična in hidrogeološka spremljava pri gradnji predorov – sprehod skozi čas

Andrej Ločniškar, univ. dipl. ing. geol.

DRI, upravljanje investicij | Kotnikova 40, Ljubljana, Slovenija

Mail: Andrej.locniskar@dri.si

Abstract

Tunnel construction in Slovenia intensified with the National Motorway Construction Programme launched soon after independence. Despite earlier road tunnels (under Ljubljana Castle, Ljubelj, Ljubno, Pletovarje and Golo rebro), the western tube of the Karavanke Tunnel (1985–1991) can be considered the starting point of modern Slovenian tunnelling practice. This 8-km cross-border base tunnel crosses the Karavanke with nearly 1 km of overburden. Experience from the construction of the Karavanke railway tunnel (1901–1906) and pre-construction geological–geotechnical investigations (1974) indicated pronounced geological variability, significant geotechnical challenges and non-negligible hazards; a methane explosion in 1904 in the railway tunnel tragically claimed multiple lives.

Design and construction relied on close cooperation with Austrian experts. The project adopted the New Austrian Tunneling Method (NATM), in which excavation advance and primary support are adapted to the results of continuous monitoring. Alongside the contractor, client and engineer, this approach established the first dedicated team for geotechnical measurements, then at the Geological Survey Ljubljana.

The experience gained under demanding conditions—and the effective integration of geologists and geotechnical engineers at the face—provided a template for subsequent motorway, road and railway tunnels built since 1994. It is important to note that the contractual role of geological and geotechnical teams differed among projects, with clear implications for impartiality and risk management. Finally, the Geotechnical Panel for Tunnels, composed of leading international experts, provided independent “super-review” of monitoring and advised the client on optimal technical solutions in the most challenging conditions.

Povzetek

Načrtovanje in gradnja predorov se je povečala po osamosvojitvi Slovenije z Nacionalnim programom izgradnje avtocest (NPIAC). Kljub že v preteklosti zgrajenim cestnim predorom (pod Ljubljanskim gradom, predorom Ljubelj, Ljubno, Pletovarje in Golo rebro) predstavlja zahodna cev Karavanškega predora (1985–1991) začetno točko sodobne slovenske predorogradnje. Projektiranje in gradnja tega in nekaterih kasnejših predorov so temeljile na tesnem sodelovanju z avstrijskimi strokovnjaki. Podobni geološki in geotehnični pogoji, s katerimi se srečujejo severni sosedji, je razlog, da smo večino predorov gradili po Novi avstrijski predorski metodi (NATM), metodi, pri kateri se napredovanje izkopov in primarno podporje prilagajata rezultatom stalne geološke geotehnične in hidrogeološke (GGHG) spremljave. Poleg projektanta, izvajalca, naročnika in inženirja je ta pristop leta 1985 vzpostavil prvo namensko ekipo za geotehnične meritve in geološko spremljavo, ki je bila zaupana Geološkemu zavodu Ljubljana (GZL).

Izkušnje, pridobljene v zahtevnih pogojih, in učinkovita integracija geologov ter geotehničnih inženirjev na licu mesta, so služile kot vzorec za naslednje avtocestne, cestne in železniške predore, zgrajene od leta 1994 naprej. Pomembno je poudariti, da se je pogodbeni status geoloških in geotehničnih ekip razlikoval pri gradnji po-

sameznih predorov, kar je imelo neželene posledice za nepristranskost in upravljanje tveganj. Nazadnje je Geotehnični svet za predore, sestavljen iz vodilnih mednarodnih strokovnjakov, zagotavljal neodvisno spremljanja in svetoval naročniku o optimalnih tehničnih rešitvah v najzahtevnejših pogojih.

Ključne besede: Gradnja predorov (predorogradnja), Karavanški predor, Nova avstrijska predorska metoda (NATM), Geološko-geotehnične raziskave, Geotehnične meritve, Geološka, geotehnična in hidrogeološka spremljava (GGHG), Primarno podporje, Geotehnični izzivi, Upravljanje tveganj, Nacionalni program izgradnje avtocest (NPIAC), Geotehnični svet za predore (GSP), Geološko geomehanski konzilij (GGK).

1. UVOD

Gradnja predorov se je v Republiki Sloveniji intenzivirala v obdobju Nacionalnega programa izgradnje avtocest, ki se je začel kmalu po osamosvojitvi države. Navkljub že prej zgrajenim cestnim predorom pod Ljubljanskim gradom, predoru Ljubelj in Ljubno ter predoroma Pletovarje in Golo rebro lahko, kot prvenec slovenske predorogradbene stroke označimo zahodno cev predora Karavanke (1985–1991). Izjemne izkušnje, pridobljene pri gradnji Karavank, so ustvarile pogoje za gradnjo avtocestnih predorov Debeli hrib, Golovec, Šentvid in Trojane v permo-karbonskih klastitih; predorov Mali vrh, Kastelec in Jasovnik v karbonatnih kamninah; ter predorov Ločica, Dekani, Barnica, Tabor, Markovec, Vodole in Cenkova v mešanih kamninah (lapor, karbonati, peščenjak in peskih). Skupno gre za približno 50 km avtocestnih predorov, zgrajenih v zadnjih 35 letih.

Tehnologija gradnje vseh predorov, ki smo jo osvojili na podlagi bogatega sodelovanja z avstrijskimi strokovnjaki, je bila Nova avstrijska predorska metoda (NATM). Metoda predvideva prilagajanje gradnje (dolžina izkopnega koraka, površina izkopa čela predora, prilagojena uporaba ustreznih podpornih ukrepov) glede na geološko geotehnične pogoje in sloni na sistematični geološki spremljavi ter rezultatih geotehničnih meritev. Gre za varno in racionalno gradnjo predvsem v zahtevnih, močno deformabilnih hribinah.

Vsak od naštetih avtocestnih predorov je imel tako pri gradnji kakor tudi pri geološko geotehnični spremljavi določene posebnosti, ki jih v nadaljevanju poskušam predstaviti. Vrstni red opisa predorov je glede na kronologijo gradnje le teh.

PREDOR KARAVANKE – ZAHODNA CEV

Gre za 8 km dolg meddržavni bazni predor, ki preči Karavanke s skoraj 1 km visokim nadkritjem. Izkušnje, ohranjene iz gradnje železniškega karavanškega predora (1901–1906), in predhodne geološko geotehnične raziskave za nov cestni predor (GZL 1974) so napovedovale izjemno geološko pestrost, geotehnične izzive in tudi velika tveganja, na kar je opozorila tragična nesreča v železniškem predoru (1904), ko je ob eksploziji metana umrlo 15 delavcev. Predhodne študije o najprimernejši lokaciji cestnega predora ter obsežne geološke raziskave kažejo, da so se naši predhodniki naloge lotili resno in temeljito.

Pri projektiranju in gradnji smo se, zaradi njihove izkušnosti, močno naslonili na severne sosedje. Gradbeni del idejnega in razpisnega projekta predora, ki je bil predviden z NATM, so pripravili projektanti Geoconsulta iz Salzburga. Tudi pri gradnji so v skupnem nastopu z vodilnim partnerjem SCT sodelovali avstrijski predorogradbeniki iz podjetja Polensky & Zöllner.

Vodenje in nadzor gradnje je bilo zaupano Cestnemu inženiringu, geološka spremljava in geotehnične meritve pa Geološkemu zavodu Ljubljana. Zaradi zavedanja, da bo gradnja geotehnično zahtevna, je naročnik imenoval Geotehnični svet, ki ga je vodil prof. dr. Janez Žmavc; člani so bili prof. Sovinc, prof. Kuščer, prof. Langof in prof. Lokin.

Geotehnične meritve, ki jih je vodil dr. Borut Petkovšek, so temeljile predvsem na spremljanju sprememb razdalje med dvema bočnima točkama, vgrajenima v vzhodni in zahodni bok predora (konvergence). Meritve so se izvajale ročno s kalibriranim konvergenčnim trakom

visoke natančnosti (0,1 mm). Poleg meritev horizontal v kaloti in kasneje v stopnici so se izvajale tudi meritve diagonal med stropno in bočnima merskima točkama. Del konvergenčnih meritev je bila tudi geodetska meritev stropne točke, ki se je izvajala s teodolitom. Za meritve stropne točke je bilo uporabljeno vozilo zдвижно košaro, kar je povzročalo pogoste zastoje v gradbiščnem prometu in dodatno tveganje za varnost ekipe. Merski profili so bili vgrajeni približno na vsakih 20 m. Za poznavanje stanja hribine v neposredni bližini predora so bili vgrajeni tudi celoviti merski profili, ki so vsebovali radialne in tangencialne merske elemente, merilna sidra in ekstenzometre različnih dolžin. Rezultati meritev, ki so narekovali uporabo ustreznih podpornih elementov in tempo gradnje, so bili dnevno analizirani in interpretirani.

Geološka spremljava, ki je bila v sistem spremljanja gradnje vključena nekaj mesecev po začetku del, je zajemala geološke popise čela izkopanega predora. Predvrtavanja, ki so se izvajala v čelu kalote in so bila namenjena kontroli prisotnosti metana, smo izkoristili tudi za geološko ter hidrogeološko napoved. Ta je bila izjemno koristna pri napovedi težav na 750 m, pri prehodu preko prelomnih con v permokarbonu, predvsem pa na stacionaži 3000 m, ko je bil evidentiran vodonosnik z izjemno visokim hidrostatskim tlakom. Na tem mestu je kasneje prišlo do vdora več 100 m³ vode in porušitve zdrobljene dolomitne hribine, ki je zasula že zgrajen predor v dolžini 50 m.

Izkušnje pri izjemno zahtevni gradnji in uspešno vključevanje geoteknikov ter geologov pri izkopu zahodne cevi Karavank, so dali recept za gradnjo vseh avtocestnih, cestnih in železniških predorov, ki so bili zgrajeni od leta 1994 pa do danes. Poudariti pa je potrebno, da je pri gradnji številnih predorov naročnik GGHG spremljavo zaupal kar izvajalcu gradnje.

Pomembno vlogo pri gradnji predora Karavanke je imel Geotehnični svet, ki je z omenjenimi strokovnjaki svetoval naročniku in inženirju v zahtevnih pogojih gradnje.

PREDORA DEBELI HRIB IN MALI VRH

Kmalu po izgradnji predora Karavanke nas je leta 1992 čakala gradnja krajših predorov na odseku avtoceste Malence–Šmarje Sap. Predor Debeli hrib (350 m) je bil kopan v permokarbonskih klastitih, predor Mali vrh (400 m) pa v triasnih dolomitih. Nadkritje obeh predorov

ne presega 50 m. Ob sočasni gradnji leve in desne cevi predora Debeli hrib je geološko geotehnična spremljava pravočasno zaznala vpliv gradnje ene cevi na drugo. Izmerjene deformacije so znašale približno 250 mm in so se po vgradnji talnega oboka umirile. Izvajalec je na predlog geotehničnega nadzornika ustavil izkop desne cevi in ga nadaljeval po dokončni izgradnji leve cevi ter se tako izognil geotehničnemu kolapsu.

Gradnja predora Mali vrh je potekala v delno kompaktnem dolomitu; z izjemo nekaj dotokov vode večjih težav ni bilo. Zaradi bližine železniškega predora in posebitve nad predorom je bil namesto miniranja uporabljen rezkalni stroj (Paurat). Vzpostavljene so bile tudi meritve morebitnih posredkov na površju, ki pa večjih odstopanj niso pokazale. Manjši zruški iz čela predora so bili evidentirani le pri prehodu lokalnega preloma. Sklepna ugotovitev gradnje omenjenih predorov je potrdila znano dejstvo: geotehnične meritve so nujne v geološkem okolju deformabilnih hribin, medtem ko so kompaktni karbonati dovolj samonosilni in so deformacije hribine zaradi izkopa minimalne.

PREDORI TABOR, GOLO REBRO IN PLETOVARJE

Začetek Nacionalnega programa izgradnje avtocest sovpada z gradnjo odseka na območju Sežane, kjer je bil izkopan 300 m dolg dvocevni predor Tabor. Glede na geološko sestavo (kompakten rudistni apnenec kredne starosti) je bila gradnja predora Tabor nezahtevna. V skupino geotehnično nezahtevnih predorov uvrščamo tudi nekoliko daljša predora Golo rebro (~750 m) in Pletovarje (~700 m), ki sta ob pred leti zgrajenih severnih ceveh omogočala vzpostavitev celotnega profila Štajerske AC.

PREDOR GOLOVEC

Nov večji geotehnični izziv je po Karavankah predstavljala gradnja prvega tripasovnega dvocevne predora v Sloveniji, ki je del vzhodne ljubljanske avtoceste. Gre za 600 m dolg predor s prerezo približno 150 m² izkopanega v permokarbonski skrilavi hribini z relativno majhnim nadkritjem (do 80 m). Predhodne geološko geotehnične raziskave so napovedale zahtevne razmere: raznovrstno litološko sestavo (skrilav glinovec in zdrobljen, prepusten peščenjak) in blag vpad plasti v smeri jugovzhoda. Pri vrtanju vrtn je bil zaznan metan, ki pa ga kasneje pri gradnji predora nismo registrirali.

Projektiranje je bilo zaupano takrat razmeroma novi slovenski projektantski skupini (Tuing). Navkljub ustrezni pilotni steni za vstop v predor se je kmalu po prvih izkopnih korakih na južni strani sprožil obsežen plaz, ki je za več mesecev zaustavil gradnjo predora. Potrebno je bilo izvesti obsežne sanacijske ukrepe na površju nad predorom. Prav tako je bilo potrebno dopolniti projekt predora predvsem glede tehnologije gradnje ter bistveno povečati primarno podporje. Poleg neugodne geološke sestave in vpliva razbremenitve portalnega območja zaradi izkopov, je k zahtevnosti gradnje pomembno prispevala prisotnost podzemne in površinske vode z dotoki nekaj litrov na sekundo.

Z dopolnilnimi raziskavami in novim projektom so bili definirani bolj togi podporni ukrepi, vendar deformacij, ki so bile prvič merjene geodetsko (3D), niso bistveno zmanjšali. Izmerjeni maksimalni posedki stropne točke so presegali 70 cm, v prečni smeri pa je bil predor ponekod deformiran do 35 cm. Ključna za uspeh je bila vključitev Geotehničnega sveta za predore (vodja prof. dr. Bojan Majes). Geološko in geotehnično spremljavo je izvajal Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG). Predor je bil po dveh letih predan prometu. Zaradi velike prometne obremenitve in prisotnosti vode je bilo leta 2020 potrebno sanirati vozišče in urediti odvodnjo predora.

TROJANSKI PREDORI

Na odseku med Blagovico in Vranskim so zgrajeni štirje predori: 750 m dolg predor Ločica, 1600 m dolg predor Jasovnik, skoraj 3 km dolg predor Trojane in 600 m dolg predor Podmilj. Gradbena dela celotnega odseka so izvajala skoraj vsa večja slovenska gradbena podjetja (SCT, Primorje, Gradis, CMC, Kraški zidar, Rudis, RGD, PUV ...). Projekte za predore je izdelal IRGO v sodelovanju z domačimi in avstrijskimi strokovnjaki; odgovorni projektant je dr. Jakob Likar.

Leta 1999 sta se začeli gradnji predorov Jasovnik in Ločica. Geološke in geotehnične razmere so bile relativno ugodne: predor Jasovnik je bil večinoma kopan v triasnih apnencih in dolomitih, le zahodno portalno območje zaznamujejo psevdofilski skladi z glinastimi skrilavci in laporji. Gradnja je potekala brez posebnih težav, s povprečnimi napredki okoli 5 m/dan. Deformacije so bile v območju kompaktnega dolomita in apnenca minimalne, nekoliko večje pa v območju psevdofilskih skladov. Tudi

geološka zgradba predora Ločica pripada spodnjetriasnim plastem (skrilavi glinovec, lapor, peščenjak in apnenec). Gradnja obeh predorov in spremljava, ki so jo izvajali strokovnjaki Premogovnika Velenje, sta potekali brez posebnosti; projektno predvidena deformacijska toleranca (30 cm) ni bila presežena. Predor Ločica je v celoti izveden s talnim betonskim obokom, medtem ko je ta v Jasovniku le na manjšem odseku. Predora Jasovnik in Ločica sta prva predora v Sloveniji, kjer glavne cevi povezujejo tudi pohodne prečne povezave (v Jasovniku je ena povezava tudi povozna).

Gradnja predora Trojane, ki se je začela leta 2001, je bila za naročnika, izvajalca in inženirja najbolj stresna. Izvedba skoraj 3 km dolgega predora z nadkritjem do 150 m je bila zaupana italijanskemu podjetju Impresa Grassetto S.p.A. Neposredno pri gradnji predora nisem sodeloval; zapisane ugotovitve temeljijo na podatkih, ki sem jih pridobil kot član Geološko geomehanskega konzilija in Geotehničnega sveta za predore. V obeh strokovnih telesih, ki ju je ustanovil DARS, so sodelovali vrhunski slovenski in avstrijski strokovnjaki. Zaradi pogostih trenj med izvajalci in projektantom sta bili omenjeni telesi izjemno aktivni. Trditve izvajalcev, da projekt ne ustreza dejanskim pogojem in da se predora po NATM ne da zgraditi, so bile glavni vir težav. Geološko zgradbo z relativno majhnim nadkritjem predstavljajo permokarbonski klastiti s skrilavim glinovcem in meljvcem v pretežni meri. Ker sta bila predora Golovec in Karavanke v podobnem okolju uspešno zgrajena, smo mnenje izvajalca o neizvedljivosti predora argumentirano zavrnil.

Dodatno težavo je na tem projektu povzročila odločitev naročnika, da geološko geotehnično spremljavo organizira in plačuje izvajalec, kar se je izkazalo za neprimerno. Vsak zrušek je bil evidentiran kot geološko pogojen, rezultati meritev pa so se posredovali šele po odobritvi izvajalca. Za uravnoteženo vrednotenje razmer je inženir moral vzpostaviti ekipo, ki je vzporedno analizirala in interpretirala meritev. Poskusi sprememb posameznih podpornih elementov s strani izvajalca (npr. uporaba plastičnih sider) so se izkazali kot nestrokovni in neustrezni, saj je ob testnem vgrajevanju le teh prišlo do zruška čela predora do površja. Velike deformacije so se pojavljale predvsem pri izvedbi večjih izkopnih površin (npr. v razširitvah), ki so na nekaterih območjih vplivale na poškodbe objektov na površju (npr. gostilna Trojane). Izmerjeni posedki površja so

na območju glavne ceste znašali do 16 cm. Spremljava je bila izvajana z običajnimi merskimi elementi. S strokovno podporo prof. dr. Wolfa Schuberta in prof. dr. Bojana Majesa z ekipo FGG, je bil po letih mukotrpnega dela preboj dosežen leta 2004.

Med trojanske predore prištevamo tudi predor Podmilj (okoli 600 m), ki s podobnim nadkritjem (do 150 m) in relativno ugodno geološko zgradbo predstavlja geotehnično neproblematičen predor. Gradnja je potekala ob redni GG spremljavi brez večjih posebnosti; predor je bil odprt leta 2006.

PREDORA KASTELEC IN DEKANI

V okviru nacionalnega programa izgradnje avtocesta bila na Primorskem zgrajena dva dvocevna, približno 2,2 km dolga predora Kastelec in Dekani (odsek Klanec–Ankaran). Uvrščamo ju med geotehnično manj zahtevne, saj sta izkopana v relativno homogenih in samonosilnih hribinah eocenske starosti. Izkop predora Kastelec je potekal v alveolinsko numulitnih apnencih, predor Dekani pa v flišnih kamninah (plasti laporja in peščenjaka). Spremljava je beležila majhne deformacije in precej homogeno geološko zgradbo.

Večji izziv je predstavljal predor Kastelec zaradi prisotnosti kraških pojavov in dotokov vode. Poleg pogostih kraških anomalij v obliki odprtih razpok je predor prečil večjo kraško jamo s številnimi stalagmiti in stalaktiti. Jamo, ki jo je predor prečil z določenimi gradbenimi posegi, je iz predora še vedno dostopna. Naloga geološke spremljave je bila pravočasna napoved potencialno nevarnih odlovov večjih apnenčastih blokov iz čela in bokov predora. V predoru Dekani je bila ključna spremljava plastovitosti in povijanja flišnih plasti za preprečevanje medplastnih zdrsov.

PREDORA CENKOVA IN VODOLE

Na pomurski in štajerski avtocesti sta bila v letih 2008–2009 zgrajena dva krajša predora z nizkim nadkritjem (nekaj deset metrov): dvocevni predor Cenkova (620 m) na odseku med Sv. Trojico in Sv. Jurijem ob Ščavnici ter predor Vodole (230 m) na odseku Maribor (Ptujška) – Dragučova. Oba predora prečkata miocenske plasti (terciar), ki pa so litološko precej različne. Predor Vodole je kopan v plastoviti sestavi laporja in peščenjaka, medtem ko sta v predoru Cenkova prevladovala slabo sprijet peščen melj in prod.

Prav slednja litološka sestava je graditeljem (SCT) povzročala težave pri zagotavljanju zahtevanega profila. Priča smo bili številnim zruškom iz čela in stropa, kar je povzročalo pogoste nadprofile, ki jih nadzorni inženir ni priznal. V oporo so mu bili rezultati geološke in geotehnične spremljave, ki so ovrgli tudi poskuse potvarjanja geotehničnih lastnosti zemljine. Gradnja predora Vodole je bila manj problematična in je potekala skladno z geološko napovedjo.

PREDOR ŠENTVID

Na odseku med Šentvidom in Kosezami je bil leta 2008 zgrajen tripasovni, dvocevni in približno 1,5 km dolg predor Šentvid s priključnima rampama na/iz Celovške ceste. Glede na zahtevno geološko in geotehnično okolje (permokarbonski skrilavi meljevec in glinovec ter peščenjak), predvsem pa zaradi izjemnih izkopnih površin (mesoma okoli 360 m²), ga lahko ocenimo kot vrhunec slovenske predorogradnje. Pomembno strokovno pomoč so pri načrtovanju (Elea iC) in gradnji tega predora prispevali avstrijski strokovnjaki.

Poznana je bila dilema naročnika in strokovne javnosti, ali je mogoče izvesti priključni rampi za Celovško cesto tako, da bi predor v nadaljevanju do Kosez postal tripasoven. Podzemni priključek bi zahteval izvedbo približno 60 m dolge kaverne izjemnih dimenzij. Izkušnje pri gradnji predorov Golovec, Trojane, Debeli hrib in Karavanke, zgrajenih v podobnih razmerah, so dilemo še poglobile. Ker v predhodnih raziskavah priključevanje ni bilo predvideno, je bilo območje potencialnih kavern treba geološko in geotehnično dodatno preiskati in opredeliti lokacije z ugodnejšo geotehnično sestavo (večji delež trših peščenih PC hribin).

Ideja, da se pri napredovanju dvopasovnega predora pod Celovško cesto v smeri proti Kosezam v izbranem območju izvede raziskovalni rov profila ~13 m², se je izkazala za zelo primerno. V testnem rovu so bile izvedene številne geotehnične in geoseizmične raziskave tudi ob intenzivnem sodelovanju strokovnjakov iz UL FGG. Ugotovljene ugodne razmere so omogočile začetek največjega izziva slovenske predorogradnje. Ob stalni geološki, geotehnični in hidrogeološki spremljavi, uporabi sodobnih tehničnih rešitev ter dobrem sodelovanju vseh deležnikov vključno z geotehničnim svetom, je bila izgradnja tripasovnega predora s kavernami uspešno zaključena. Težav je bilo pri gradnji sicer precej, vendar so bile sproti reševane. Ne-

upravičen »madež« je predor dobil zaradi nepomembne tehnične pomanjkljivosti pri požarnem ometu.

Opisane spremembe so naročnika (DARS) postavile v neugoden položaj, saj je moral številne spremenjene rešitve in dodatna dela reševati z aneksi k osnovni pogodbi, ki je v osnovi predvidela izvedbo preprostega dvopasovnega predora brez priključkov.

PREDORI NA VIPAVSKI HITRI CESTI

V letu 2009 je bila zgrajena hitra cesta preko Rebrnic, v okviru katere tudi predora Barnica (300 m) in Podnanos (600 m). Predora z relativno nizkim nadkritjem sta zgrajena v flišnih kamninah spodnjega eocena. Ker fliš pogosto predstavlja ugodno hribino za gradnjo predorov (npr. predor Dekani), sta bili geološka in geotehnična spremljava osredotočeni predvsem na kartiranje čela in inženirsko geološko napoved. Pri gradnji predora v takem okolju je upad plasti – za preprečitev zdrsa kamnitih blokov – izjemno pomemben podatek. Večjih deformacij pri gradnji ni bilo; dotoki vode so bili manjši in občasni

PREDOR LEŠČEVJE

Na odseku med Bičem in Trebnjim vzhod je bil leta 2010 zgrajen dvocevni, dvopasovni predor Leščevje (360 m). Izkopan je v jurskih kompaktnih apnencih dolenskega krasa. Z izjemo nekaterih lokalnih kraških pojavov večjih deformacij ni bilo. Družina v objektu nad predorom je bila za krajši čas preseljena; poškodb pri stanovanjskem objektu po gradnji predora, niso ugotovili.

PREDOR MARKOVEC

Pedor Markovec je dvocevni, dvopasovni predor dolžine 2150 m z nadkritjem okoli 100 m na odseku HC Koper-Izola. Predhodne raziskave so pokazale, da bo gradnja razmeroma preprosta, saj se bosta pri izkopu pojavljala le dva litološka različka eocenskega fliša – lapor in peščenjak. Na zahodnem portalu je bila evidentirana nekaj metrov debela plast trdega apnenčastega peščenjaka (kalkarenit). Plastovitost flišne hribine je subhorizontalna z rahlim vpadom proti zahodu (Kopru).

Pred gradnjo predora je lokalna skupnost zahtevala, da se izkop na koprski strani zaradi poseljenosti ne izvaja z miniranjem. Projekt (Elea iC in IRGO) je zato v tem delu (~30 % dolžine) predvidel strojni izkop s frezo. Izkop z miniranjem in predorskimi bagri na izolski strani je potekal tekoče, saj je bila geološko geotehnična napoved dokaj

natančna. Izvajalci GGHG spremljave (Geoinženiring), ki so bili po daljšem obdobju ponovno angažirani s strani naročnika, so po izkopu v kaloti in stopnici izmerili minimalne deformacije (~1 cm).

Na koprski strani so se pojavile izjemne težave zaradi neustrezne strojne opreme izvajalca, kar ga je spravilo v nezavidljiv položaj. Poskusi prealitivne odgovornosti na domnevno nezadostne geotehnične podatke v fazi razpisa so se izkazali za neutemeljene. Težave so verjetno vplivale tudi na stečaj glavnega izvajalca (CP Maribor). Po daljši prekinitvi je dela prevzel avstrijski partner (Alpine bau), ki je potreboval precej čas za angažiranje ustrezne opreme za izkop kalkarenita in kompaktne flišne hribine. V predoru se je pojavilo nekaj izvirov, ki so vplivali na površinska zajetja. Stalne geodetske in geotehnične meritve poseljenega območja so pokazale, da gradnja ni vplivala na površje. Predor je bil uspešno predan prometu leta 2015, torej štiri leta po začetku gradnje.

PREDOR KARAVANKE – VZHODNA CEV

Kriza v gradbeništvu je sovpadla s predorogradbenim »mrkom«, ki je trajal skoraj desetletje. Po dolgotrajnih meddržavnih pogajanjih in dokazovanjih, da je za varnost v obstoječi cevi predora Karavanke najbolj smiselna izvedba vzhodne cevi v polnem prometnem profilu (namesto ubežnega rova), so se leta 2018 začele aktivnosti za pridobitev gradbenega dovoljenja. Širša projektna skupina, ki jo je vodila Elea iC, je poleg predora in portalov izdelala projekt novega mostu čez Savo in avtoceste do mejnega platoja ter opredelila več lokacij za trajno odlaganje izkopenega materiala.

Za preveritev prisotnosti metana v novi cevi ter geotehničnih in hidrogeoloških razmer na oddaljenosti ~50 m od obstoječe cevi so bile izvedene dopolnilne raziskave. Potrdile so prisotnost metana, izjemne hribinske pritiske v permokarbonskih klastitih ter obvladljivo stanje hidrostatskih pritiskov v schlerenskih dolomitih (»karavanška voda«).

Skupaj s kolegom Andrejem Štimulakom, ki je sodeloval pri pripravi razpisa za izvedbo predora, sva pripravila razpisno dokumentacijo za geološko geotehnično in hidrogeološko spremljavo. Vključila sva pogoje za optimalno delo interdisciplinarne ekipe, ki naj z geotehničnim nadzornikom usmerja gradnjo. Po uspešni oddaji del ekipi, ki je po strukturi podobni projektantski ekipi, smo delo začeli maja 2020.

Novosti v spremljavi so bile: skeniranje izkopnega čela, fotogrametrija, 3D meritve konvergenčnih profilov, samodejno beleženje meritev na merskih profilih ter organizacija 15 minutnega »varnega okna«, ki ga je pogodba z izvajalcem namenila izvedbi omenjenih aktivnosti. To je omogočilo tudi kakovostno fotografsko dokumentiranje, saj sta bila čelo in stopnica očiščena in dobro osvetljena – nepredstavljivo glede na razmere pri gradnji zahodne cevi pred 35 leti. Geološka spremljava se je praviloma izvajala v dnevnem času; ponoči le ob posebnih posegih. Pomemben element spremljave je bilo predvrtavanje v čelo kalote, predvsem zaradi registracije metana na vsakih 20 m, ki je hkrati omogočilo realno geološko in hidrogeološko napoved. Skupino spremljave je vodil geotehnični nadzornik, ki ga skladno z Uredbo o gradnji predorov, zagotovi naročnik. Na podlagi kartiranja, geotehničnih, hidrogeoloških in geodetskih meritev so bila izdelana dnevna, tedenska in mesečna poročila.

Posebej pomembna je bila vzpostavitev merskih elementov v obstoječi, zahodni cevi z namenom preverjanja vplivov gradnje vzhodne cevi. Vplivi so bili evidentirani na stacionaži okrog 750 m, kjer je zaradi izkopa vzhodne cevi padel tlak vode in se je vozišče v zahodni cevi osušilo. Drugi večji vpliv je bil pri 2400 m, kjer je na odseku ~100 m prišlo do precejšnjih posebkov in razpok na vozišču in stropni plošči; promet v zahodni cevi zaradi deformacij ni bil oviran. Pri miniranju v vzhodni cevi se je izvajal monitoring vibracij, katerih mejne vrednosti niso bile pomembno presežene.

V vzhodni cevi je izvedeno strokovno in tehnično ustrezno vodno zajetje »karavanške vode«, ki iz štirih 100 m globokih vrtin zajema ~5 l/s čiste, neoporečne vode. Po inertnih ceveh je speljana na portal vzhodne cevi in bo služila za vodooskrbo Jesenic, predvsem v sušnih obdobjih.

Navkljub pogostim težavam pri vzpostavljanju stabilnih pogojev, zlasti na območju prelomnih con v permokarbonskih hribinah, kjer so deformacije presegale 1 m in zahtevale reprofiliranje ter različne podporne ukrepe, smo po štirih letih prebili vzhodno cev in jo bomo po šestih letih od začetka gradnje predali prometu. V notranji betonski oblogi so vgrajeni konvergenčni reperji, vzpostavljeni pa so tudi trije merski profili; posebej pomemben je profil na 800 m v območju anhidrita. Ti elementi bodo služili dolgoročnemu spremljanju stanja predorske cevi.

2. SKLEPNA MISEL

Na podlagi izkušenj, pridobljenih pri neposrednem in posrednem sodelovanju geološke, geotehnične in hidrogeološke spremljave gradnje predorov v Sloveniji (1986–2025), podajam naslednje ugotovitve in priporočila:

1. Geološka, geodetska, geotehnična in hidrogeološka spremljava je v zadnjih desetletjih izjemno napredovala:

- pri obvladovanju izjemno velikega števila merskih profilov s pomočjo geodezije
- pri kartiranju s pomočjo fotogrametrije
- pri kontroli izkopanega profila s pomočjo skeniranja posameznih izkopnih površin
- v sposobnosti vzpostavitve merskih profilov za hidrogeološke namene
- pri vgradnji geotehničnih elementov, prenosa podatkov meritev in shranjevanje le teh
- v hitrosti in kakovosti interpretacije rezultatov meritev in geološki prognoza

2. Iz prispevka je razvidno, da zgrajene predore lahko delimo na geotehnično zahtevne in nezahtevne; pri zahtevnih predorih je GGHG spremljava neobhodno potrebna, pri nezahtevnih predorih pa je GGHG spremljavo potrebno usmeriti v evidentirane posebnosti (npr. hidrogeologija, krasoslovje ...)

3. Spremljavo mora voditi ena odgovorna oseba (geotehnični nadzornik), ki je strokovno usposobljena za koordiniranje in interpretacijo rezultatov meritev in geološkega kartiranja. Vloga geotehničnega nadzornika je smiselno opredeljena v Uredbi o tehničnih normativih in pogojih za projektiranje cestnih predorov v Republiki Sloveniji (pred leti tudi v 92. členu ZG)

Priporočam, da tudi v prihodnje geološko, geotehnično in hidrogeološko spremljavo razpiše naročnik ločeno od izvajalca gradnje, saj se bo na ta način izognil manipulacijam in pristranskim interpretacijam.

TOPIC 20

**DESIGN POSSIBILITIES
AND APPLICATIONS OF SYNTHETIC
FIBRE-REINFORCED CONCRETE
IN UNDERGROUND
INFRASTRUCTURE**

Design Possibilities and Applications of Synthetic Fibre-Reinforced Concrete in Underground Infrastructure

Peter Schaul

BarChip EMEA Ltd. | Dublin, Ireland
Mail: pschaul@barchip.com

Kaan Kolbasi

BarChip EMEA Ltd. | Dublin, Ireland
Mail: kkolbasi@barchip.com

Denis Crehan

BarChip EMEA Ltd. | Dublin, Ireland
Mail: dcrehan@barchip.com

Abstract

Macro synthetic fibre-reinforced concrete (FRC) has become an established material in contemporary infrastructure, with applications in tramlines, tunnels, underground facilities and precast elements. The inclusion of synthetic fibres improves ductility, expedites casting and reduces labour demand, while in many cases fully substituting conventional steel reinforcement. This substitution not only promotes sustainability but also achieves significant reductions in CO₂ emissions through efficiencies in production, transportation, and installation. Uniform fibre dispersion enhances residual flexural strength, particularly in cast-in-place elements such as metro structures, shotcrete linings and manholes. Structural design must address static, dynamic, and fatigue loading, typically through advanced finite element analysis.

Keywords: FRC, underground, synthetic, fibre, finite element analysis, design, metro

1. INTRODUCTION

The application of fibre-reinforced concrete (FRC) is becoming increasingly viable across a wide range of structural projects. Rising costs of steel and labour, combined with limited material availability, are driving a shift toward the use of synthetic fibres. This transition not only accelerates construction but also reduces overall project costs. Macro synthetic fibres have proven effective in a variety of infrastructure applications, including tramways, tunnels, and industrial floors. This paper examines the potential uses of these fibres, highlighting real-world examples alongside their design methodologies and technical details.

While traditional steel-reinforced concrete remains a familiar choice, modern construction faces a critical challenge: minimizing the environmental footprint, particularly the CO₂ emissions associated with material production. Preliminary estimates indicate that replacing steel reinforcement with macro synthetic fibres can reduce carbon emissions by approximately 50–70%. Cement production, however, continues to represent a significant environmental burden, emphasizing the importance of minimizing concrete volumes wherever possible. The use of macro synthetic fibres addresses several

sustainability concerns: it eliminates corrosion-related issues, removes the need for concrete cover over reinforcement and allows for reductions in concrete quantity. Moreover, incorporating fibres derived from recycled plastics further enhances the environmental benefits of FRC. Integrating recycled plastics into construction materials offers a practical solution to global plastic pollution. While a typical plastic container may require up to 450 years to decompose, a conventional building structure is designed to last around 50 years. By selecting durable, recyclable materials for construction, this discrepancy can be reconciled, aligning structural longevity with environmental responsibility. From a sustainability perspective, synthetic macro fibres represent an optimal solution. Their development, adoption and standardization remain key priorities in advancing eco-friendly construction practices.

2. SYNTHETIC FIBRE REINFORCEMENT IN TRACK SLAB AND METRO STRUCTURES

Today, the construction of modern concrete slab tracks is increasingly important in the construction industry. In addition to seeking economic solutions, there is a greater emphasis on durability and resistance to environmental factors such as moisture and de-icing salts. Achieving an economic solution involves reducing the slab thickness and shortening construction time. Durability can be significantly enhanced by designing for fatigue resistance and using materials that withstand environmental challenges. As a result, macro synthetic fibres are being increasingly used for reinforcing concrete in both cast-in-place and pre-cast structures.

The primary advantage of macro synthetic fibres is their corrosion resistance, ensuring long-term durability. Synthetic fibres also perform better under dynamic loads compared to steel fibres [1], making them highly suitable for tramline or railway track slabs. Additionally, they offer economic benefits by reducing the need for labour typically required to set and tie steel reinforcement.

One of the most widely used configurations for tramlines and metro structures is the cast-in-place track slab. The first track slab reinforced with macro synthetic fibres was built in Japan in 1998. The first implementation of such a track slab in Europe was on the Docklands Light Railway near London, completed in 2004. Since then,

several metro projects have utilized BarChip synthetic fibre reinforcement, including Sydney Metro and Perth Metro, where the maximum pumping distance reached 2,000 m, as well as the East Side Access rail tunnel metro (Fig. 1) and the Halkalı–Istanbul Airport Metro.



Fig. 1: Forrestfield Airport Rail Link, Perth, Australia and East Side Access, New York, USA

Over the past 25 years, BarChip has been involved in the construction of more than 400 km of track slabs, metro lines and railway structures. This extensive body of work provides strong evidence of the reliability and effectiveness of the macro synthetic fibre reinforcement solutions. The accumulated project experience demonstrates that this technology is not only technically sound but also offers significant economic advantages by reducing material usage, labour requirements and construction time. Furthermore, by replacing traditional steel reinforcement, BarChip's fibre-reinforced solutions contribute to a markedly lower environmental impact, supporting sustainable construction practices and reducing the carbon footprint of railway and metro infrastructure projects.

2.1 Smarter reinforcement for Warsaw's metro expansion

The expansion of Warsaw's Metro Line II, including the STP Karolin Depot and more than nine kilometres of twin track slabs, presented a complex engineering challenge: delivering durable infra-structure while keeping costs, timelines, and environmental impacts under control. Traditionally, such projects depend on heavy steel reinforcement, but the client and contractor sought a more efficient solution. In partnership with Gülermak S.A., the contractor responsible for the works, BarChip was invited to develop a fibre-reinforced alternative. The result was the adoption of BarChip 48 macro synthetic fibres as a structural reinforcement across both depot and main line track slabs.

2.2 Engineering process and validation

Beginning in 2021, BarChip engineers carried out a comprehensive programme of finite element analyses to test fibre-reinforced concrete designs against the requirements of ultimate limit state, serviceability, fatigue and shrinkage performance. These studies, supported by advanced ATENA software modelling, confirmed that a fibre dosage of 4 kg/m³ of BarChip 48 would meet the relevant standards (Fig. 2.). The design phase also included practical trials. In 2022, mock-up casting tests were conducted to assess mixing and placement performance, followed by EN 14651 beam tests to verify the design values. Both confirmed that the fibre solution provided reliable structural behaviour and was straightforward to implement using locally available concrete.

By late 2024, following review and approval by the client, BarChip 48 was authorised for use in the STP Karolin Depot track slabs (3 350 m) and subsequently extended to the main line.

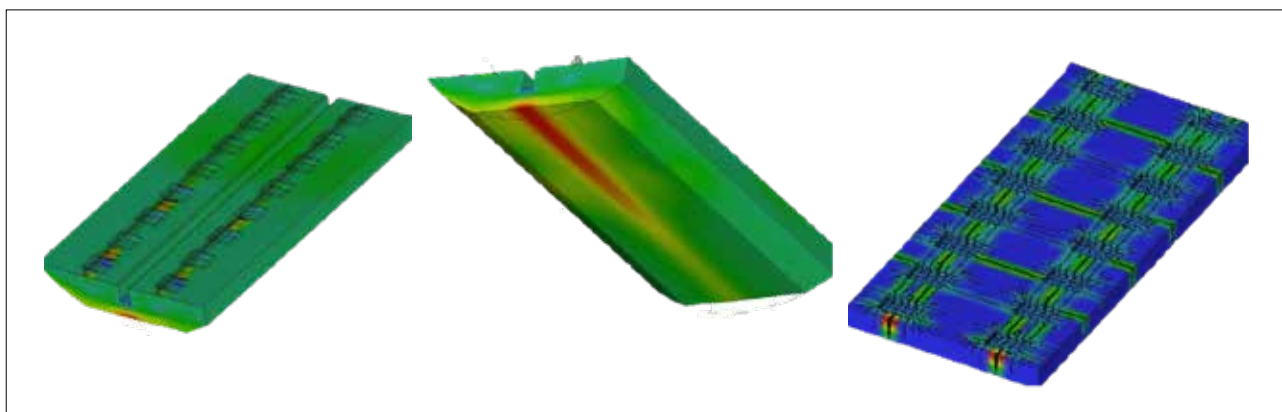


Fig. 2: Warsaw Metro Finite Element Analysis results

2.3 Project outcomes

The transition from steel mesh to fibres (Fig. 3.) delivered clear results. At the depot, 350 tons of steel were replaced with just 20 tons of fibres, achieving an estimated 65% cost reduction. On the main line, a further 1 200 tons of steel will be substituted with 60 tons of fibres, with expected savings of around 40%.

The environmental gains were equally significant. Across the project, fibre reinforcement reduced embodied carbon emissions by approximately 400 tons of CO₂e, representing a 70% reduction compared to the original steel design.

Practical efficiencies also played a role. By removing the need to cut, bend and handle steel mesh in confined tunnel conditions, the contractor anticipates meaning-

ful time savings on the project's critical path. Experience from other projects, such as the Parramatta Light Rail in Australia, has already demonstrated up to 15% faster construction in similar contexts.



Fig. 3: Warsaw Metro original reinforcement and BarChip solution

2.4 Ongoing applications

Encouraged by these outcomes, Gülermak and BarChip are exploring further applications of fibre reinforcement within the Warsaw Metro works, including the replacement of steel in tunnel evacuation walkways. If successful, this could extend the benefits of simplified construction, reduced costs, and lower environmental impact across additional elements of the network.

The Warsaw Metro project illustrates how fibre reinforcement can be integrated into large-scale urban infrastructure. By combining robust engineering analysis, rigorous testing, and close collaboration between client, contractor, and supplier, the project team demonstrated that synthetic fibres could deliver reliable long-term performance while helping to meet economic and environmental targets. While steel reinforcement remains a

familiar choice, projects like this highlight the potential of modern alternatives to support more efficient and sustainable construction. For Warsaw, the adoption of fibre-reinforced solutions has provided a timely boost to one of the city's most important public transport investments.

3. SYNTHETIC FIBRE REINFORCEMENT IN TUNNEL AND UNDERGROUND STRUCTURES

The use of macro synthetic fibre reinforcement is experiencing steady growth, extending into emerging applications such as tunnel and underground construction [2]. Shotcrete is an ideal solution for irregular surfaces and complex geometries, as it can be sprayed directly onto the substrate and follows the natural contours of the ground. One of the primary advantages of synthetic macro fibres lies in their versatility: they can be employed in precast concrete (TBM), sprayed concrete (shotcrete), and cast-in-place tunnel linings alike. Unlike protruding steel fibres, which can pose hazards to ballast systems, synthetic macro fibres provide a safer and more practical solution. Additionally, unlike steel reinforcement, synthetic fibres are highly resistant to aggressive environmental conditions, further supporting their suitability for use in underground structures.

3.1 Divača -Koper second track sprayed concrete lining

The Divača-Koper railway holds a pivotal position in Slovenia's transportation infrastructure, serving as a vital link between the inland regions and the Adriatic Sea. The railway corridor connects the town of Divača, situated inland, to the bustling port city of Koper on the Adriatic coast.

The project started in 2021, and the Second Track will upgrade the line from a single track to a double-track. The new line will run through 8 tunnels totalling 20.5 km in length. With service tunnels and exits the length of the total tunnel network is 37.4 km. Upon completion, the Second Track will shorten the existing track length from 44 km to 27 km, boost the throughput capacity to 212 trains per day, and increase the transport capacity to 36.9 million tons annually.

Excavated by New Austrian Tunnelling Method, the tunnels required a sprayed concrete (shotcrete) tempo-

rary lining for ground support with a performance specification of 320 Joules at 7 days and 400 Joules at 28 days according to ASTM C1550 panel testing. To choose the best performing fibre reinforcement a detailed testing program according to ASTM C1550-12A was developed, beginning with cast samples in the laboratory followed by two rounds of onsite testing using sprayed samples. The final decision was to use 6kg/m³ BarChip 54 and BarChip R65 across all 8 tunnels of the Second Track, with over 870 tons used to reinforce more than 150 000 m³ of shotcrete (Fig. 4.).



Fig. 4: Shotcrete lining under construction and ready lining with BarChip 54 and BarChip R65 fibre

3.2 Cast in situ underground manhole structure

Underground telecommunication utilities (manholes) are widely used in infrastructure to connect and extend ground cables near railway stations. However, their efficiency is limited [3] due to overly conservative design methods. The prevalence of manhole installations calls for modernization in load determination and

design methods. Typically, manholes are designed for a 100-year lifespan, best achieved with plain concrete or corrosion-resistant fibre-reinforced concrete (FRC). In 2022 the Hungarian Railway Authorities decided to revise the reinforcement these manholes, to decrease the cost and construction time, and intended to use synthetic fibre reinforcement instead of the traditional steel bars. To ensure the compliance of synthetic fibre reinforced concrete advanced finite element analysis and real scale test was needed [4].

3.3 Numerical analysis and real scale test

To verify the FRC manhole solution a numerical analysis was performed using ATENA finite element software [5]. ATENA can simulate concrete behaviour realistically over the entire loading range with ductile and brittle failure modes. It employs the finite element method and nonlinear material models for concrete, reinforcement, and their interactions. Concrete was modelled using combined failure surfaces to capture its various behaviours under tension and compression. Common failure surfaces include von-Mises and Rankine, Drucker-Prager and Rankine, and Men  trety – Willam and Rankine, all used by ATENA [6].

To meet with the requirement of the standards [7] a PC material model was used in the load state analysis calculations. For the ULS case, the design material parameters were used with the ULS load combination. The load capacity of the structure was adequate if the structure could support the applied loads, and no signs of failure were observed. A structure is considered to be adequate in the ULS case if all steps in the calculation converge within the limits, and deformations and crack openings are not significant. In the absence of a standard, the limit for displacement was set to $D_{lim} = H/100$, where D_{lim} is the maximum allowable displacement and H is the height of the structure, such that $D_{lim} = 1500 / 100 = 15$ mm. For cracks, the requirement is that no structural element can have a crack running fully through the entire element, i.e., no element can be split into multiple parts.

For the SLS and FAT, the crack width of the structure must be limited to $w_{lim} = 0.2$ mm. Because of the cyclic loads, the FAT combination is significant in this case. The required loading cycle was 106, which is a good rep-

resentation of the number of cycles over the lifetime of the structure. In modelling the fatigue effects, the software considered the Wöhler curve for concrete and the cyclic opening of cracks. These effects act as additional strains in the material [8].

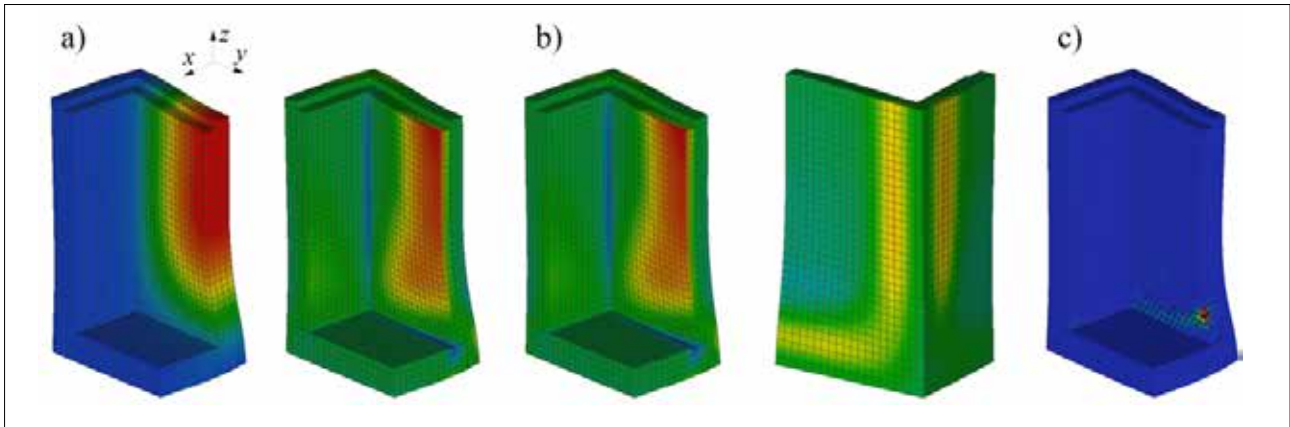


Fig. 5: FEA results a) deformation in ULS, maximum principal stress b) maximum principal stress in SLS c) crack width in

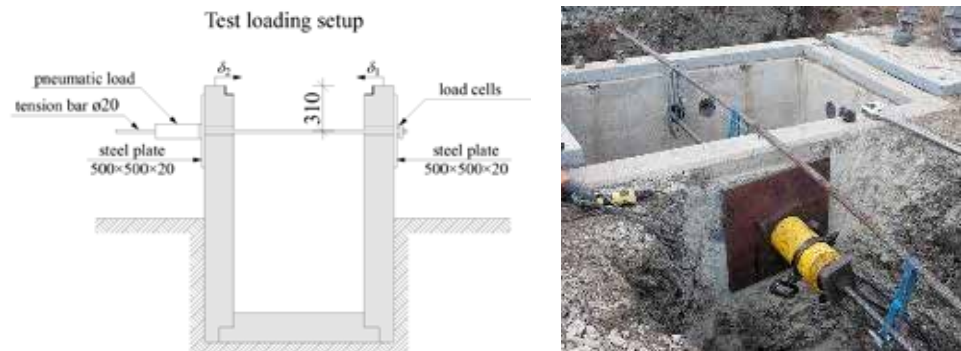
The FEA results (Fig. 5) showed that the investigated structures satisfied the requirements of the ULS, SLS, and FAT conditions. In the ULS, the structure suffered minor displacements, and no cracks appeared. The maximum displacement was $D_{ULS,max} = 0.05$ mm. The maximum principal stress was $f_{ULS,max} = 0.48$ MPa, which was 50% of the design tensile strength of the material. In the SLS, the structure remained crack-free, with a maximum deformation of $D_{SLS,max} = 0.037$ mm. The maximum principal tensile stress in the structure was $f_{SLS,max} = 0.354$ MPa, which was 13% of the mean tensile strength of the material. For cyclic loading under the FAT load combination, the concrete cracked owing to fatigue of the material. However, the maximum crack width, $w_{FAT,max} = 1.8 \times 10^{-3}$ mm, was significantly smaller than the allowable value, $w_{lim} = 0.2$ mm.

To complete the above-mentioned limit state designs a ductility analysis was made, where PC and FRC mean material parameters were used. The effect of the fibres was modelled with the Modified Fracture Energy Method [9]. The load was increased in 5% increments until the structure lost its equilibrium state, which was taken as the failure point of the structure. The purpose of the ductility test was to demonstrate the effect of synthetic fibres after concrete cracking. The analysis with 4 kg/m³ BarChip 48 synthetic fibre reinforcement showed that the ductility of the PC structure is extremely low: after the appearance of the first crack, the load-bearing capacity decreased. In contrast, both the load-bearing capacity and ductility of the FRC structure increased.

The large number of manhole installations, significant investment associated with them, and use of synthetic fibre reinforcement as an innovative material justifies the need to determine the load capacity of such structures by real-scale field testing. For comparison, PC and FRC manholes of the same geometrical size were constructed and were tested at the site (Fig. 6, right). The manholes were all constructed on the same day, approximately 50 m apart, at the same location. The test load was applied at 28 days of age. An electric hydraulic tendon tensioning pump (ENERPAC ZE3) was used to produce tension in the rod and apply a point load. The rod had a diameter of 20 mm and a nominal load capacity of 500 kN. The rod transferred the load to the manhole

wall through a $500 \times 500 \times 20$ mm steel plate (Figure 6, left). The load was measured using two load cells with a load capacity of 500 kN, positioned between the loading plate and anchoring nut. The displacement was measured at two locations on top of the manhole walls using a linear variable differential transformer. The load was applied to the structure in 50 kN increments with the force and displacement measured continuously.

Figure 6: Loading configuration of the real scale test (left) and testing at the site (right)

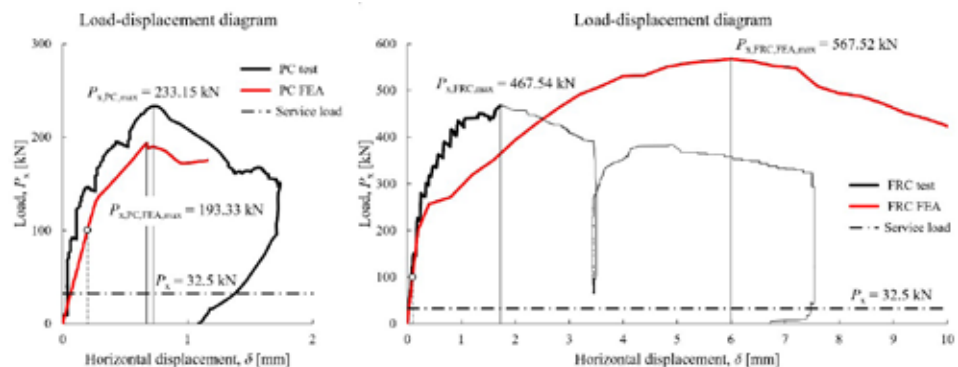


The concrete structure was loaded until failure occurred, and the FRC structure was loaded to 450 kN when the load capacity of the rod approached. The structure was then unloaded, reloaded, and relieved after reaching the maximum allowable force. The measured force–displacement diagrams are shown in Fig. 6. The maximum measured loads were $P_{\max,PC} = 233.15$ kN and $P_{\max,FRC} = 467.54$ kN for the PC and FRC, respectively.

A numerical model was built using the same material models and material parameters as for the limit state and ductility design. The numerical model followed the geometry of a real-scale test, and the steel plates were modelled. The point load was added as a prescribed deformation; thus, the load after the peak point was determined. The displacement was 0.2 mm at each step. Two monitor points were used, namely, the reaction force at the loading point and the deformation at the top of the wall, that is, where the actual measurement occurred (Fig. 7).

The results of the numerical analysis are in good agreement with the experimental results, demonstrating the adequacy of the material model and finite element method. The FRC manhole ductility was adequate. In terms of load capacity, the maximum load capacity values are also well above the required values. For both the PC and FRC manholes, the numerical results approximated the real crack patterns well.

Figure 7: Test and analytical results of PC (left) and FRC (right)



3.4 Carbon footprint calculation

The calculations conducted by Juhasz et al. [4] adhered to the GHG protocol, which serves as a comprehensive global standard for measuring and managing greenhouse gas emissions. Notable reductions in CO₂e footprints can be realized by choosing additives through an optimized mix design. The assessment of the raw material stage accounts for the CO₂e emissions resulting from the production of the components. The EPD system differentiates between various life stage modules. The calculations utilized data from the product stage, which comprises stages A1 to A3. According to the results, the initial reinforced concrete design emitted 392.45 kg of CO₂e, while the fibre-reinforced manhole only emitted 288.85 kg of CO₂e, indicating a 26% reduction. Literature suggests that replacing steel reinforcement with synthetic macrofiber can lead to a 50–67% decrease in GHG emissions [10]. Additionally, using synthetic macrofiber decreases the time and energy required for transportation, cutting, bending, installation, and cost-effective inspection.

4. CONCLUSIONS

Fibre-reinforced concrete is increasingly being adopted as a response to rising steel prices, higher labour costs, and the need for faster, more economical construction methods. Modern slab track systems demand materials that provide long-term durability and resilience under environmental stresses. To meet these requirements, macro synthetic fibres are now widely used in metro systems, tramlines and railway track slabs, where they offer superior corrosion resistance and improved performance under dynamic loads.

The benefits of macro synthetic fibre-reinforced concrete extend well beyond rail infrastructure. Applications such as shotcrete linings and cast-in-place manholes demonstrate how the inclusion of fibres can enhance durability, improve corrosion resistance and optimize load distribution. At the same time, these solutions reduce maintenance needs and shorten construction schedules. Importantly, the use of synthetic fibres also supports sustainability goals by lowering the carbon footprint and facilitating the incorporation of recycled materials.

This paper explores the diverse applications of macro synthetic fibre-reinforced concrete, highlighting its economic and environmental advantages across various construction sectors. Although the material is relatively straightforward to use on-site, its structural design frequently requires advanced analysis tools. In many cases, finite element methods are essential, as traditional analytical approaches may not provide sufficient accuracy. Combining the use of synthetic fibres with modern modelling techniques therefore holds considerable promise for further reducing CO₂ emissions—an increasingly vital objective for the engineering profession.

References

- [1] JUHASZ K.P. (2017), SCHAUL P., NAGY L., "Effect of the loading rate on fibre reinforced concrete beams", in *Fibre Concrete 2017*, Prague.
- [2] WINTERBERG R. (2012), "Segmental Tunnel Linings with Fibre Reinforced Concrete". *SPET Journal* 35, Society of Professional Engineers Thailand, Bangkok.
- [3] SABOUNI R. (2011), EL NAGGAR M.H., "Circular precast concrete manholes: experimental investigation", *Canadian Journal of Civil Engineering* 38(3): pp.319–330. doi.org/10.1139/L10-135.
- [4] JUHASZ K.P. (2024), SCHAUL P., Veres B., "Numerical and experimental investigation on synthetic macrofiber-reinforced concrete manhole exposed to railway loads", *Case Studies in Construction Materials*, Vol. 20. doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03093.
- [5] CERVENKA J. (2008), PAPANIKOLAOU V.K., "Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete", *International Journal of Plasticity* 24:2192–2220.
- [6] CERVENKA V. (2023), JENDELE L., CERVENKA J., "Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis (ATENA) 5.9.1c" Prague, <https://www.cervenka.cz/products/atenal/>
- [7] EN 1992-1-1, (2004). "European Code for design of concrete structures: European Committee for Standardization", Brussel.
- [8] PRYL D. (2010), CERVENKA J., PUKL R., "Material model for finite element modelling of fatigue crack growth in concrete". *Procedia Engineering* 2 pp. 203–212.
- [9] JUHASZ K.P. (2018), "The effect of synthetic fibre reinforcement on the fracture energy of the concrete", Doctoral thesis, Budapest University of Technology and Economics, Budapest.
- [10] CUTRIGHT T. (2013), MAHONEY M., FRANEY K., PATNAIK A., "Carbon footprint assessment of polypropylene fiber reinforced concrete floors", *Int J Construct Environ.* 3(1), pp. 73–84.

TOPIC 21

**OD NAČRTOVANJA DO GRADNJE
PERMOKARBONSKEGA ODSEKA
VZHODNE CEVI CESTNEGA
PREDORA KARAVANKE V VISOKO
IZTISLJIVIH PLASTIČNIH HRIBINAH**

Od načrtovanja do gradnje permokarbonskega odseka vzhodne cevi cestnega predora Karavanke v visoko iztisljivih plastičnih hribinah

GEOPORTAL d.o.o., Tehnološki park 21, 1000 Ljubljana | Ljubljana, Slovenija

prof. dr. Jakob Likar,
univ. dipl. inž. rud. in geotehnol.
Mail: jakob@geoportal.si

Žiga Likar, univ. dipl. inž. grad.
Mail: ziga@geoportal.si

Tadej Cotelj, dipl. inž. grad
Mail: tadej@geoportal.si

Erazem Kovač, mag. inž. geol.
Mail: erazem@geoportal.si

Melanija Huis, univ. dipl. inž. grad.
Mail: melanija@geoportal.si

Andrej Likar, univ. dipl. inž. grad.
Mail: direktor@geoportal.si

Abstract

The design and construction of the section of the Eastern Tube of the Karavanke Road Tunnel in the Permo-Carboniferous grounds was carried out in cooperation between the Client, the Engineer, Designer and, during the construction, with the selected Contractor. Long-term and carefully planned design work was associated with a lot of experience gained in the construction of tunnels in similar Permo-Carboniferous grounds, realizing that each underground facility is in many ways different from the others. The ground media through which the construction of such facilities took place are variable, geologically and tectonically demanding, hydrogeological unpredictable and, last but not least, technically difficult to manage, and in certain cases completely different from previous assumptions. In order to partially satisfy the engineering understanding of the construction of underground structures in extremely demanding ground environments, including the Permo-Carboniferous grounds, the paper presents some essential engineering technical solutions and findings related to ensuring the prescribed long-term stability of an important road tunnel connecting the Republic of Slovenia and the Republic of Austria.

Keywords: Road tunnel, Permo-Carboniferous grounds, High squeezing ground;

Povzetek

Načrtovanje in gradnja odseka Vzhodne cevi cestnega predora Karavanke v permokarbonskih hribinah sta potekala v sodelovanju med Naročnikom, Inženirjem ter Projektantom, in pri gradnji še z izbranim Izvajalcem. Dolgotrajno in skrbno načrtovano delo na projektiranju je bilo povezano z mnogimi izkušnjami, pridobljenimi pri gradnji predorov v podobnih permokarbonskih hribinah, zavedajoč se, da je vsak podzemni objekt v mnogočem različen od drugih. Hribinski mediji, skozi katere je potekala gradnja tovrstnih objektov, so spremenljivi, geološko in tektonsko zahtevni, hidrogeološko nepredvidljivi in ne nazadnje tehnično težko obvladljivi, in v določenih primerih povsem drugačni od predhodnih predvidevanj. Da bi bilo vsaj delno zadoščeno inženirskemu razumevanju gradnje podzemnih objektov v izjemno zahtevnih hribinskih okoljih, med katere spadajo permokarbonske hribine, so v prispevku prikazane nekatere bistvene inženirske tehnične rešitve in ugotovitve vezane na zagotavljanje predpisane

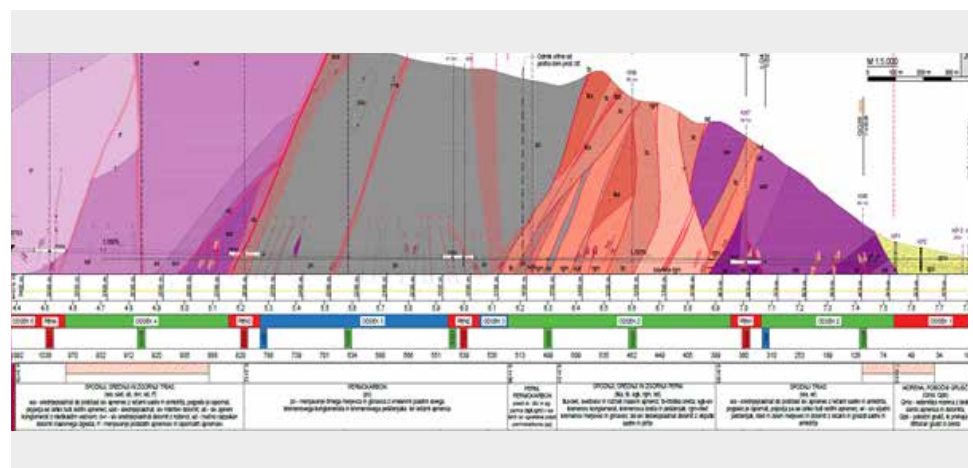
dolgoročne stabilnosti pomembnega cestnega predora, ki povezuje Republiko Slovenijo in Republiko Avstrijo. that replacing steel reinforcement with macro synthetic fibres can reduce carbon emissions by approximately 50–70%. Cement production, however, continues to represent a significant environmental burden, emphasizing the importance of minimizing concrete volumes wherever possible. The use of macro synthetic fibres addresses several

Ključne besede: cestni predor, Permokarbonske hribine, Visoko iztisljive hribine

1. UVOD

Gorski masiv Karavank je bil v geološki zgodovini, poleg nastanka, deležen mnogih tektonskih sprememb in procesov, ki so v mnogočem zaznamovali spremenljivo geološko zgradbo z več strukturnimi anomalijami in drugimi posebnostmi, ki so in bodo vplivale na izbrane načine in tehnologije gradnje podzemnih objektov v tem geološko in hidrogeloško razgibanem okolju. Poleg izjemno spremenljivih geoloških, hidrogeoloških ter geotehničnih razmer, se v hribinskem okolju permokarbonskih plasti (Fig. 1) nahajajo zdravju škodljivi oz. strupeni in nevarni plini kot so metan CH₄, ogljikov monoksid CO, ogljikov dioksid CO₂, vodikov sulfid H₂S itd. Navedene lastnosti karavanškega hribovja zahtevajo v okviru gradnje podzemnih objektov, predvsem predorov, uporabo in prilagajanje tehnologij izkopa in primarnega podpiranja v izjemno spremenljivih geomehanskih razmerah, ki se med in po končani gradnji manifestirajo v obliki t.i. velikih deformacijah sistema hribina – primarno podporje z visokim deležem časovno odvisnih sprememb sekundarnih napetostnih in deformacijskih polj. V nadaljevanju so podane nekatere ugotovitve, ki se nanašajo na časovno odvisno obnašanje sistemov hribina – primarno podporje v času gradnje Vzhodne predorske cevi avtocestnega predora Karavanke.

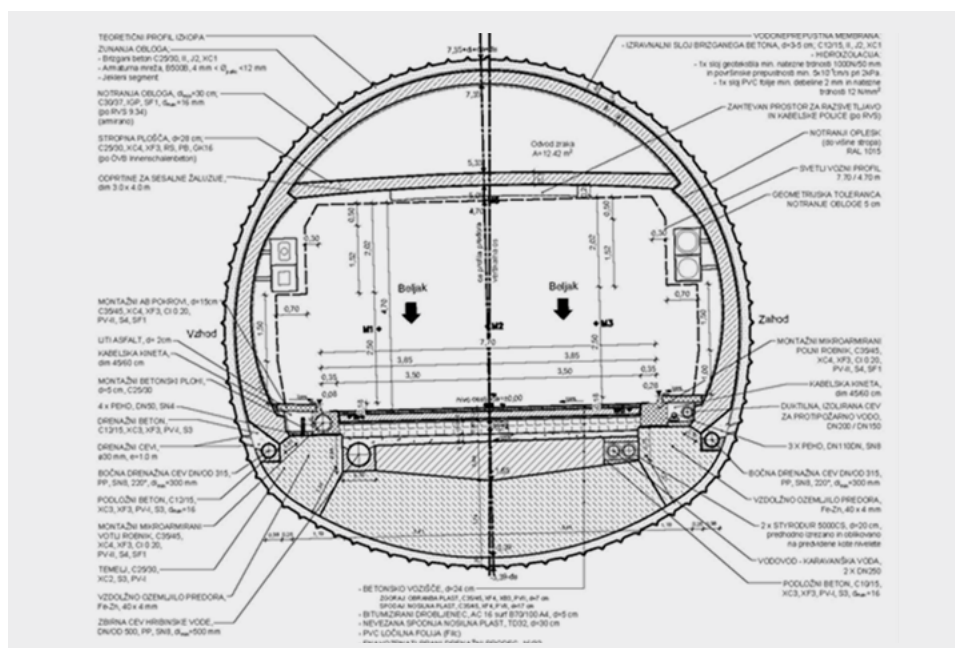
Fig. 1: Vzdolžni geološki prerez vzhodne predorske cevi. S sivo barvo je označen odsek permokarbonskih hribin. Longitudinal geological section of the eastern tunnel tube. The section of Permo-Carboniferous rocks is marked with grey colour.



2. UMESTITEV CESTNEGA PREDORA KARAVANKE V PROSTOR

Avtocestni predor Karavanke leži na 10. vseevropskem prometnem koridorju in povezuje avtocesto A2 v Republiki Sloveniji (v nadaljevanju RS) z avtocesto A11 v Republiki Avstriji (v nadaljevanju RA). Že dalj časa se je kazala potreba po dvocevnom predoru, saj enocevni dvopasovni predor, v katerem poteka promet dvosmerno, ne ustreza sedanjim prometno tehničnim zahtevam, ki veljajo v Evropski uniji.

Fig. 2: Karakteristični prečni prerez (KPP) Vzhodne predorske cevi Cestnega predora Karavanke z globokim talnim obokom, ki je bil uporabljen za predorski Odsek 3 v permokarbonskih hribinah. Characteristic cross-section (CCS) of the Eastern tunnel tube of the Karavanke Road Tunnel with a deep invert, which was used for Tunnel Section 3 which was located in Permo-Carboniferous rocks.



Ta zahteva je tudi v skladu z direktivo Evropskega parlamenta in Sveta št. 2004/54/ES o minimalnih varnostnih zahtevah za predore na vseevropskem cestnem omrežju. S ciljem zagotavljanja boljše pretočnosti ter večje prometne varnosti je bila gradnja druge, Vzhodne predorske cevi (dolžine na RS 3530 m) ter gradnja manjkajočega dela avtoceste (dolžine 620 m) z vsemi potrebnimi spremljajočimi objekti (most M1, dolžine 150 m) in ureditvami (lokacije za vnos viškov izkopnega materiala), in ne nazadnje sanacija obstoječe, Zahodne predorske cevi, nujna. Ker je predor linijska podzemna konstrukcija je izjemnega pomena določitev karakterističnega (splošnega) prečnega profila (KPP) ali več profilov, ki je prikazan na Fig. 2.

3. GEOLOŠKE STRUKTURE PERMOKARBONSKIH HRIBIN

Območje Odseka 3 gradijo kamnine zgornjekarbonske in spodnjep permske starosti, močno tektonsko deformirane in obenem predstavljajo tektonske luske in manjše leče, usmerjene vzdolž dveh regionalnih zmičnih prelomnih con poimenovani kot Mlinška in Hrušenska prelomna cona. Na tem območju prevladujejo klastične kamnine z značilnimi strižno deformiranimi tektonskimi lečami kompaktnjših kamnin kot sta apnenec in peščenjak, in bolj redko konglomerat. Za njih je značilno, da vsebujejo prevladujoče deformacije v obliki lomov, ki so vtisnjene v nagubane in klivažirane, lomno in duktilno deformirane tankoplastnate meljevce in glinavce. Z gledišča analiziranih izkopnih čel so, to apnenčasti bloki in tektonske leče med deformiranimi klastičnimi kamninami. Na nekaterih delih tega odseka gradijo celotno površino v več zaporednih izkopnih čelih dolžin od 1,3 m do 1,7 m, predstavljajoč tektonske luske, ki se jih sledi tudi v okolici predorskih cevi. Primer tovrstnih opazovanj in interpretacij je podan na Fig. 3. Na predorskem metru TM1740 m prikazano izkopno čelo, kjer se lepo vidi vpad plastí, ki strmo vpadajo proti JV-J (150-160/60-70) in sistemi krajših prelomov s srednje strmimi vpadi proti JV (130/40-50).

Skrbni geološki popisi izkopnih čel in ne nazadnje strokovne interpretacije pridobljenih podatkov (kombinacija klasičnega popisa in skeniranih površin) so omogočile Geotehničnemu nadzorniku strokovne analize in odločitve, ki so bile sprejete s konsenzom med Inženirjem in Izvajalcem s ciljem prilagajanja sistema hribina – primarni podporni sistem dejanskim geološko geotehničnim razmeram, ki so se pogosto spreminjale iz metra v meter pri napredovanju gradnje.

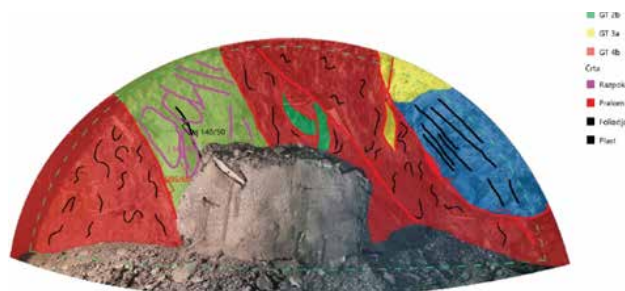


Fig. 3: Popis in fotografija izkopnega čela na TM 1740, (19.02.2022).
Description and photograph of the excavation face at TM 1740 (19/02/2022)

4. NAČRTOVANJE IN STATIČNI IZRAČUNI PRIMARNEGA PODPORNEGA SISTEMA TER NOTRANJE ARMIRANE BETONSKE OBLOGE ZA ODSEK 3 V PERMOKARBONSKI HRIBINI

Pomemben del projektiranja in ne nazadnje gradnje oz. izkopov in primarnega podpiranja Vzhodne predorske cevi cestnega predora Karavanke in ostalih gradbenih del vključno z notranjo betonsko oblogo, ki je armirana na celém permokarbonslem odseku – Odseku 3, so imeli računski modeli statičnega preverjanja nosilnosti in odpornosti sistemov hribina – primarni podporni sistem, v katerih so bili upoštevani vhodni geometrični in geotehnični parametri, na osnovi prognozirané geološke in hidrogeološke zgradbe gorske verige Karavank. Da bi se čim bolj približali realističnemu stanju napetostnih in deformacijskih polj, so bile narejene t. i. povratne analize napetostno deformacijskih sprememb, ki so bile opazovane in izmerjene pri gradnji Zahodne predorske cevi v času od 1986 do 1991 leta, ko je bil cestni predor Karavanke, ki povezuje Republikó Avstrijo z Republikó Slovenijo, uradno odprt za promet. Ta dejstva so še dodatno vplivala na visoko postavljene zahteve doseganja kakovosti in ne nazadnje zahtevnost, ki je bila izpostavljena pri gradnji nove – Vzhodne predorske cevi.

4.1 Vhodni podatki za 3D numerične analize

Vse 2D in 3D analize so bile opravljene v programu FLAC3D 6.00, pri čemer so bile »2D« analize opravljene na 3D modelu, ob upoštevanju načela izvajanja 2D analiz, kot je primer numerično modeliranje faznega izkopa predorske cevi z upoštevanjem relaksacije hribinskih napetosti, ki se razvijajo v času napredovanja izkopa in primarnega podpiranja, takoj po izkopu.

4.1.1 Primarna in sekundarna napetostna ter deformacijska stanja v zahtevnem geološkem geomehanskem okolju permokarbonskih hribin

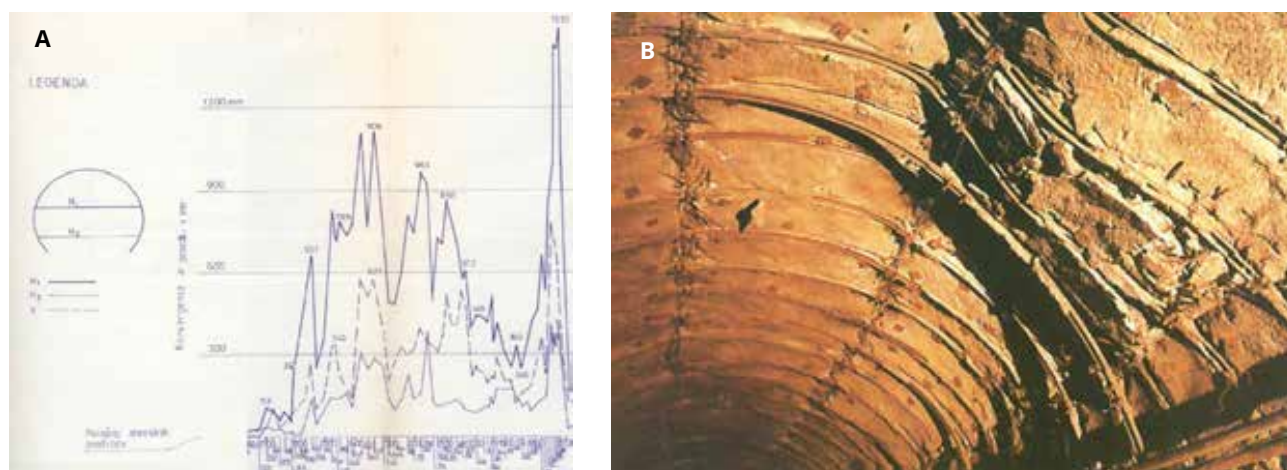
Glede na ugotovljeno enakomerno velikost vertikalnih in horizontalnih pomikov v Zahodni predorski cevi ter na podlagi opravljenih povratnih analiz se je kot primarno napetostno stanje, ki najbolj opiše razmere na območju permokarbonskih plasti, izka-

zalo hidrostatsko napetostno stanje $K_0=1$. Ker se z upoštevanjem tega stanja po teoriji plastičnosti dejansko dobi najbolj ugoden primer (Mohr-Coulombovi krogi predstavljajo točko na σ - τ diagramih), so bile pri analizi vzhodne predorske cevi za kritičen prečni prerez dodatno preverjena primera v katerih je bil koeficient razmerja med vertikalnimi in horizontalnimi $K_0=0.8$ in $K_0=1,2$.

4.1.2 Povratne analize gradnje obstoječe – Zahodne predorske cevi

Med gradnjo obstoječe (zahodne) cevi karavanškega predora v letih od 1986 do 1991, so bile v merskih profilih merjene konvergence. Kot dodatek h geološko-geomehanski analizi opravljenih raziskav smo v sklopu statičnih izračunov opravili povratne analize napetostnih in deformacijskih sprememb z upoštevanjem takrat uporabljenih primarnih podpornih sistemov ter rezultatov meritev konvergenč s specialnim merskim trakom, in na osnovi teh rezultatov določili materialne karakteristike hribin, skozi katere je potekala gradnja. Pri tem so bile kontrolirane tako notranje sile v oblogi, deformacije sider, kot tudi velikost končnih konvergenčnih pomikov merskih točk v predoru.

Kot prikazuje Fig 4a, so velikosti izmerjenih konvergenč v bokih kalote nihale med 30 cm in 150 cm. Izmerjene vertikalne deformacije v temenu kalote pa med 15 cm in 75 cm. Večje deformacije so bile ugotovljene na območju Mlinške in Hrušenske prelomne cone, medtem ko so bili izraziti skoki v velikostih deformacij verjetno posledica hitrega menjavanja skrilavega glinavca oz. meljevca in kremenovega konglomerata oz. kremenovega peščenjaka.



* »V« na diagramu predstavlja izmerjeno vertikalno deformacijo temena primarne obloge

Fig. 4: a) Izmerjene konvergence 6 mesecev po izkopu pri gradnji Zahodne predorske cevi. / Measured convergence 6 months after excavation of the Western tunnel tube. • b) Poškodbe primarnega podpornega sistema na območju Mlinške prelomne cone gradnji Zahodne predorske cevi. / Damage on the primary support system in the Mlinške fault zone area during the construction the Western tunnel tube.

4.1.3 Primer statičnih analiz na TM 2235

Kot primer izračuna notranjih sil in pripadajočih dvojic oz. preverjanja stanja nosilnosti in gospodarnosti primarnega podpornega sistema v načrtovani desni (vzhodni) predorski cevi prikazujemo rezultate izračunov na TM2235, kjer globina nadkritja znaša 650 m.

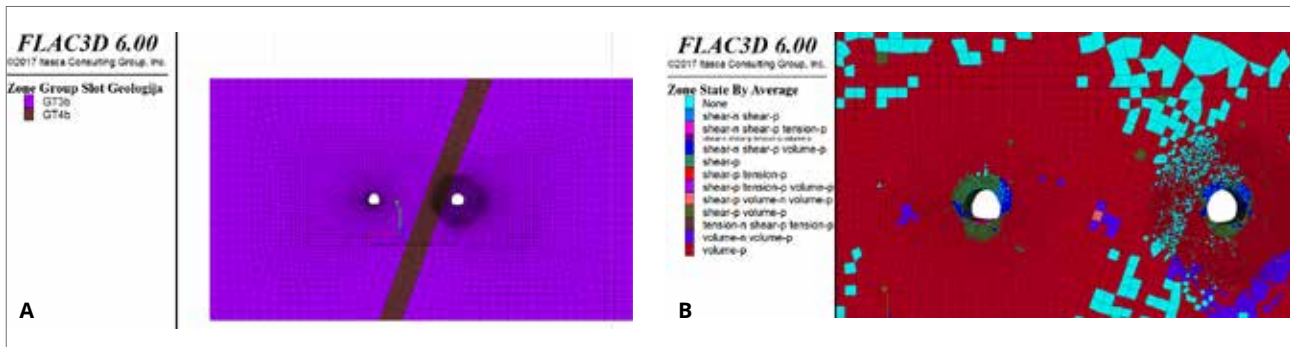


Fig. 5: a) Hribinsko okolje upoštevano v računskem modelu, ki zajema območje na TM2235. / Rock mass environment considered in the numerical model, covering the area at TM2235. • b) Plastična cona v okolici predorskih cevi po izkopu vzhodne cevi, kjer znaša plastična cona debeline do 4,5 m. / Plastic zone around the tunnel tubes after excavation of the eastern tube, where the plastic zone reaches a thickness up to 4.5 m.

V obširnih statičnih analizah je bilo upoštevanih 10 faz izkopa, primarnega podpiranja in vgradnje notranje betonske obloge v obstoječi levi (zahodni) predorski cevi ter izkopa in primarnega podpiranja v načrtovani desni (vzhodni) predorski cevi. Na Sliki Fig. 6a so prikazane izračunane osne sile v primarni oblogi po izkopu in vgradnji primarnega podpornega sistema. Slika Fig. 6b prikazuje interakcijski diagram 35 cm debele primarne obloge ob upoštevanju kvalitete betona C25/30. Pri tem je upoštevan delni varnostni faktor za beton $\gamma_c=1,5$ ter za konstrukcijsko jeklo $\gamma_s=1,15$. Varnostni faktor na vplive znaša 1,0. Obremenitve armiranega betonskega prereza se nahajajo znotraj interakcijskega diagrama. Bok proti prelomni coni je nekoliko bolj obremenjen, tako da so vrednosti za malenkost izven območja interakcijskega diagrama. Pri tem pa je treba poudariti, da je pri globokih predorih kritična osna nosilnost, ki se jo nadzoruje z zadostno deformacijsko kapaciteto deformacijskih elementov, v primeru prekoračene upogibne nosilnosti pa pride do razvoja razpok prereza in posledično do prerazporeditve notranjih sil v njem.

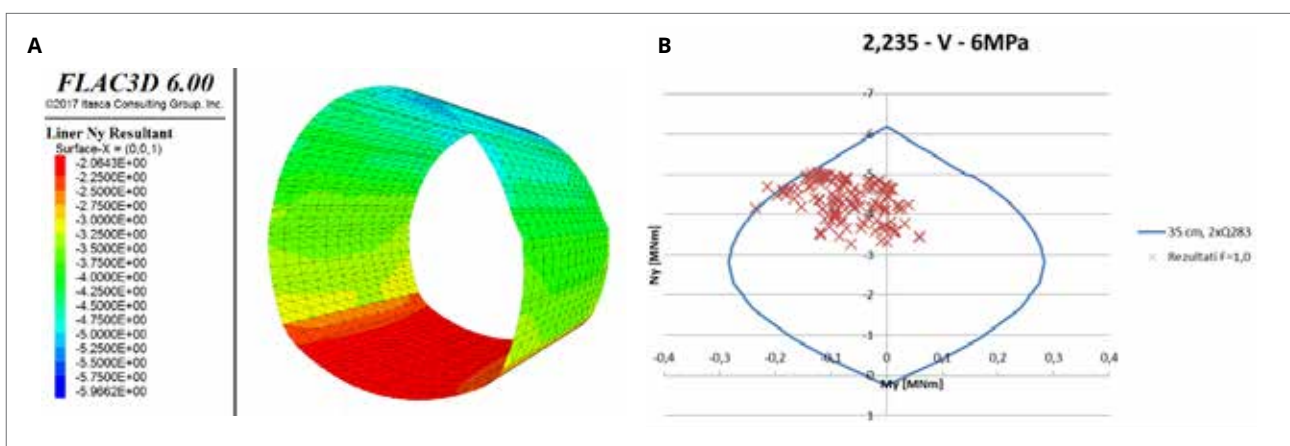
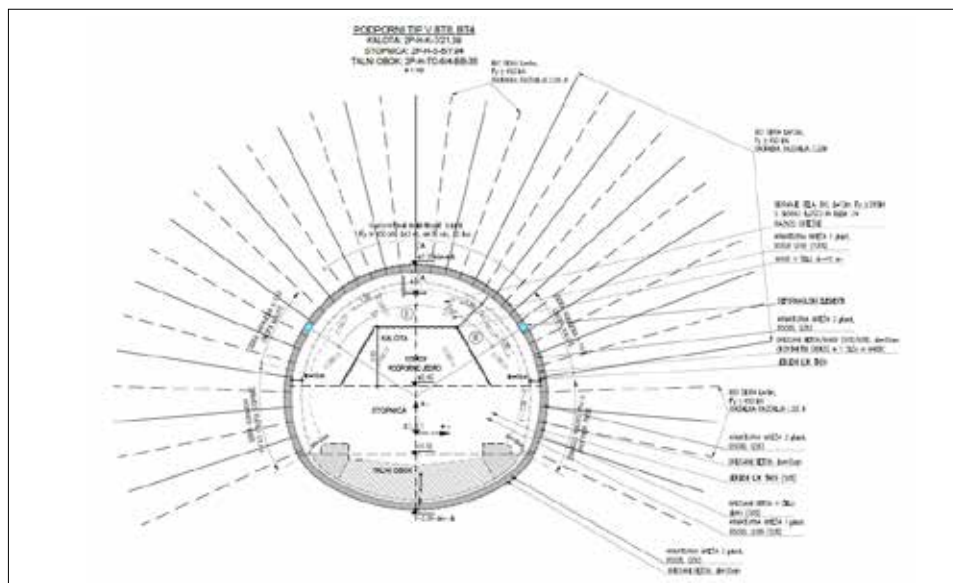


Fig. 6: a) Izračunane osne sile v primarni oblogi iz armiranega brizganega betona. / Calculated axial forces in the primary lining made of reinforced shotcrete. • b) Interakcijski diagram z ovojnico podaja računsko določene vrednosti kombinacij upogibnih momentov in osnih sil za posamezne analizirane točke prereza. The interaction diagram with the envelope presents the numerically determined values of combinations of bending moments and axial forces for the individual analyzed cross-section points

5. PRILAGAJANJE PRIMARNIH PODPORNIH SISTEMOV DEJANSKIM GEOLOŠKIM, HIDROGEOLOŠKIM IN GEOTEHNIČNIM (GHGG) RAZMERAM V ČASU GRADNJE

Upoštevanje načel, ki so zajeta v tehničnih in tehnoloških principih gradnje podzemnih objektov po Novi avstrijski metodi gradnje predorov (NATM), omogoča njihovo izvedbo v različnih heterogenih in anizotropnih hribinskih razmerah ob upoštevanju vseh vnaprej predpisanih zahtev funkcionalnosti posameznega ali skupine objektov.

Fig. 7: Podporni tip prirejen za napredovanje izkopa in primarnega podpiranja v izrazito zahtevnih in asimetričnih geološko geomehanskih razmerah. Support type adapted for the advancement of excavation and primary support in highly demanding and asymmetrical geological and geomechanical conditions.



Tehnološki napredki pri vgradnji različnih brizganih betonov (BB), vključno z mikroarmiranim brizganim betonom (MABB), v kombinaciji z armaturnimi mrežami, jeklenimi podpornimi elementi (loki) ter visoko nosilnimi jeklenimi injektibilnimi hribinskimi sidri, ki se danes učinkovito uporabljajo v praksi, omogočajo hitro in varno delo tudi v zelo zahtevnih GHGG razmerah, kot je primer, ki ga opisujemo. Glede na dejstvo, da je po tej metodi možno sukcesivno izvajati posamezna izkopna in primarna podpiralna dela v predpisanih časovnih presledkih v deljenih izkopnih profilih v kaloti, stopnici in talnem oboku, je bistveno lažje obvladovati časovno odvisna preoblikovanja sekundarnih napetostnih in deformacijskih polj v sistemu hribina – primarni podporni sistem. Na Fig. 7 je v shematski obliki prikazan t.i. podporni tip, na katerem je viden postopek napredovanja izkopa in primarnega podpiranja.

Osnova za navedene tehnične odločitve o načinu napredovanja izkopa in primarnega podpiranja imajo svoj izvor v kakovostni geološki, hidrogeološki in geotehnični spremljavi gradnje (GHGG). V primeru, ki ga tu opisujemo, je bila hribina v vsakem izkopnem koraku natančno geološko popisana in inženirsko ovrednotena, izvedene so bile geodetske meritve postavitve jeklenega loka skupaj s predpisano smerjo napredovanja, ki je bila v času gradnje večkrat preverjena. Prav tako je bil v vsakem izkopnem koraku skeniran izkopni profil in svetli profil po vgrajenem primarnem podpornem sistemu. Primer navedenih meritev, opazovanj in inženirskih interpretacij je prikazan na Sliki 8 in Sliki 9, na katerih se vidi izjemno heterogeno hribinsko okolje v kaloti in stopnici.

Fig. 8: Popis in fotografija čela kalote na TM 2268,6 (22.11.2022).
Description and photograph of the top heading face at TM 2268.6 (22/11/2022)



Fig. 9: Popis in fotografija izkopa stopnice na TM 2231,3 (17.11.2022).
Description and photograph of the bench excavation at TM 2231,3 (17/11/2022)



Analizirane in interpretirane geodetske meritve pomikov merskih točk v predoru, ki so bile izvajane in interpretirane vsak dan, so omogočale argumentirano odločanje o prilagajanju izkopa in primarnega podpiranja dejanskim GHGG razmeram. Časovni razvoji pomikov ostenja primarnega podpornega sistema, ki so bili posredno regulirani z ustreznimi razdaljami med izkopnim čelom kalote, stopnice in talnega oboka, so narokovali zapiranje nosilnega obroča primarnega podpornega sistema z omogočenim rahlim popuščanjem (glej popustljive elemente na levem in desnem boku kalote na Fig 7 tako, da se je primarna obloga iz brizganega betona uravnovesila z okoliško, deformacijsko časovno odvisno permokarbonsko hribino. S primerno t. i. deformacijsko toleranco, ki je znašala na nekaterih odsekih tudi 600 mm ali več, je bilo doseženo predpisano deformacijsko umirjanje hitrosti pomikov 4 mm/mesec. Doseganje tega ostro postavljenega kriterija umirjanja hitrosti pomikov, je omogočilo izvedbo naslednjih faz gradnje, vključno z vgradnjo notranje armirano betonske obloge. Prikaz časovno odvisnih pomikov merskih točk v merskem profilu MS-1 ter velikosti in smeri radialnih ter vzdolžnih pomikov kažeta in potrjujeta, da je napredovanje izkopa in primarnega podpiranja potekalo v izjemno zahtevnih GHGG razmerah.

Fig. 10: Grafični prikaz radialnih pomikov merskih točk v odvisnosti od časa.
Graphical presentation of radial displacements of measurement points as a function of time.

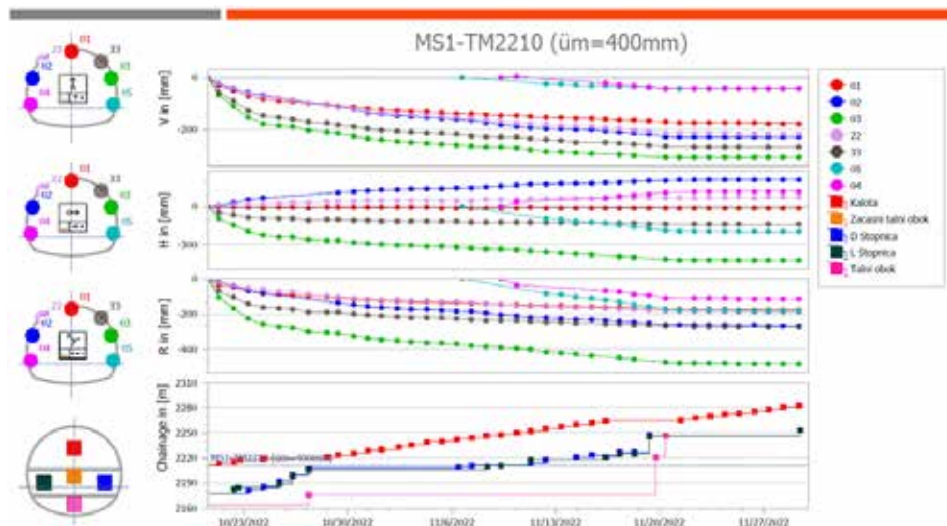
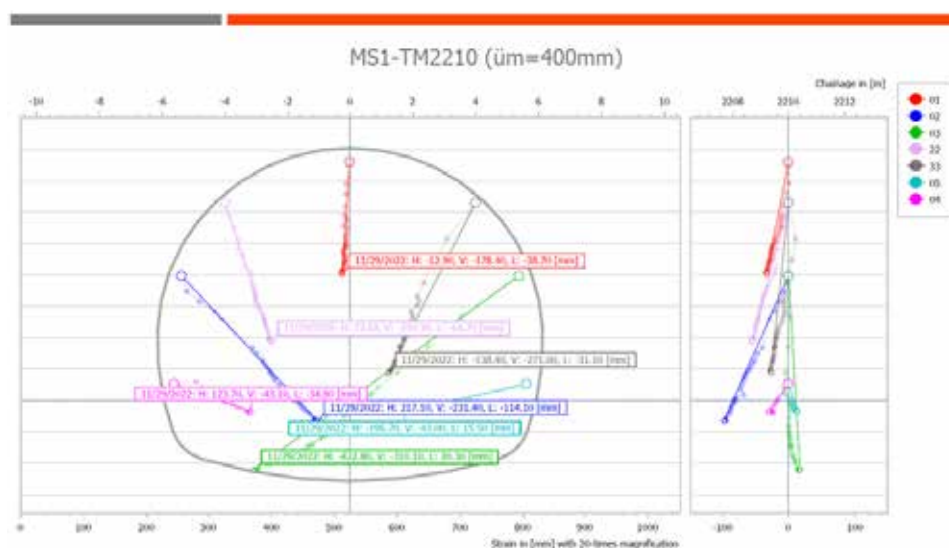


Fig. 11: Prikaz vektorjev radialnih in vzdolžnih pomikov v istem merskem profilu MS1-TM2210. Presentation of radial and longitudinal displacement vectors in the same measurement profile MS1-TM2210.



6. KRATEK OPIS NEKATERIH IZREDNIH DOGODKOV V ČASU GRADNJE V PERMOKARBONSKIH HRIBINAH

Dne 07. 02. 2022 v popoldanskem času ob 14:30 je na stacionaži TM1727 m prišlo do rušenja in tresenja širšega območja dinamičnega zruška, ki se je razvil v in nad izkopnim čelom kalote, katera je bila podprta s primarnim podpornim sistemom. Izkopno čelo je bilo varovano z samouvrtanimi injektivnimi sidri dolžine 12 m, $F_y = 280$ kN, armaturnimi mrežami Q283 ter 10 cm debelo oblogo iz brizganega betona. V času faznega izkopa (v deljenem profilu) se je začelo sproščanje nakopičenih napetosti v obliki rušenja in tresenja širšega območja, ki je trajalo skoraj 5 minut, ko je zadnji del zruška potisnil metan (CH_4) in ogljikov monoksid (CO) v izkopni prostor, kar je povzročilo izklop električne energije v predoru.

Fig. 12: Izkopno čelo kalote po dinamičnem zrušku, ki ga je spremljalo intenzivno sproščanje nakopičenih hribinskih napetosti v obliki tresenja širšega hribinskega območja, vključno s predorsko cevjo. Excavation face of the top heading after a dynamic collapse, accompanied by an intense release of accumulated rock stresses in the form of shaking of the wider rock mass area, including the tunnel tube.



Dne 13. 08. 2022 je prišlo do dinamičnega zruška ob 18:30 na TM 2092 m. Od stacionaže TM2061,5 m do TM2088,8 m je bil predpisan podporni tip z deformacijsko toleranco 500 mm. Od TM2.088,8 m dalje je potekalo napredovanje izkopa in primarnega podpiranja v zahtevnih GHGG razmerah v izkopnem koraku 1,3 m, z upoštevanjem faznega izkopa in sprotnega varovanja posameznih delov izkopnega čela. GG razmere so bile na tem odseku izjemno zahtevne, samonosilnost hribine pa praktično zelo nizka, saj je takoj

po izkopu hribina razpadla na drobne kose. Predorska cev je bila po končanem rušenju v kaloti v celoti zapolnjena s porušeno hribino skupne prostornine okrog 230 m³. Pri sproščanju hribinskih napetosti z rušenjem krovninskih plasti, se je del dodatne hribinske obtežbe prenesel na primarni podporni sistem predorske cevi v neposredni bližini izkopnega čela. Primarni podporni sistem je utrpel lažje poškodbe, kar je omogočilo hitro in učinkovito izvedbo sanacije ob sprotne zagotavljanju predpisanih varnostnih razmer.

Fig. 13: Izkopno čelo kalote po dinamičnem zrušku dne 13.08.2023, ki ga je spremljalo intenzivno rušenje krovninskih plasti tektonsko močno poškodovanega in zdrobljenega meljevca. Excavation face of the top heading after the dynamic collapse on 13/08/2023, accompanied by the intense failure of the overlying layers of tectonically heavily damaged and crushed siltstone.



7. POVZETEK

Nekateri prikazani dogodki med gradnjo Vzhodne cevi avtocestnega predora Karavanke, katerega del je potekal v permokarbonskih hribinah z določenimi posebnostmi, imajo namen posredovati strokovni javnosti težave s katerimi smo se srečevali pri napredovanju izkopa in primarnega podpiranja v času gradnje. Večina predstavljenih težav in njihovega reševanja je potekalo v dobrem sodelovanju med Inženirjem, Izvajalcem in Projektantom oz. Geotehničnim nadzornikom.

Poudariti je treba, da mora biti način dela v takšnih izjemno zahtevnih GHGG razmerah podvržen skrbnosti pri zagotavljanju predpisane varnosti in zdravja pri delu ter visoki tehnološki disciplini pri izvajanju posameznih delovnih faz. Hitrost napredovanja izkopa in primarnega podpiranja na odseku v permokarbonski hribini je bilo od 1,5 m/dan do 2.0 m/dan.

Poleg nizkih geomehanskih nosilnih sposobnosti, ki jih imajo permokarbonski skrilavi glinavci in meljevci, so v močno tektoniziranem hribinskem okolju prisotni škodljivi in strupeni plini (metan CH₄, ogljikov monoksid CO, ogljikov dioksid CO₂, vodikov sulfid H₂S, itd.), ki so posredno vplivali na povišano zahtevnost izvajanja del.

Prav tako je treba izpostaviti dejstva, da so bila na nekaterih odsekih gradnje predorske cevi prisotna anizotropna primarna napetostna stanja, ki so se odražala v izrazito asimetričnih obtežbah in posledično deformacijah na primarnem podpornem sistemu. Umirjanje dolgotrajnih časovno odvisnih premikov primarne obloge je trajalo do 6 mesecev ali celo dalje ob geometrično spremenljivih deformacijah, ki so bile v določenih primerih izrazitejše na levem boku in kasneje na desnem boku predorske cevi.

Intenzivna GHGG spremljava gradnje, sodelovanje med vsemi deležniki na zahtevnem projektu ter bogate delovne izkušnje odgovornih oseb, so v veliki meri pripomogli k uspešnemu delu. Razen nekaterih manjših delovnih poškodb delavcev, smrtnih žrtev med gradnjo ni bilo.

8. ZAHVALA

Avtorji zadevnega prispevka se zahvaljujejo Naročniku DARS, d.d. – Družbi za avtoceste v Republiki Sloveniji za izkazano zaupanje in podporo pri gradnji v izjemno zahtevnih GHGG razmerah.

Reference

- [1] Ostali viri, 2020-2024: Geološko-geotehnična spremljava v času izgradnje vzhodne cevi predora Karavanke: dnevna in mesečna poročila projekta: JV IRGO Consulting, Geoportal, ELEA iC, ZAG, Geoinženiring, GeoZS, Ljubljana
- [2] Barla G. 1995. Squeezing rocks in tunnels. ISRM News J 3(4), pp 44-49.
- [3] Hoek E., & Marinos P. 2000. Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses. Tunnels & Tunneling International, 45-51 (part 1); pp 33-36.
- [4] Hoek E. 2001. Big Tunnels in Bad Rock. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127, pp 726-740.
- [5] Mikoš, B. (Ed.). 1991. Predor Karavanke in dovozni cesti. Ljubljana. Republiška uprava za ceste.
- [6] Schubert, W. 1996. Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering 29(3), pp 145-153.
- [7] Radončič, N. 2011. Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground. Ph.D. thesis. Graz University of Technology, Graz, Austria.
- [8] Likar J., Huis M., Likar A., & Likar Ž. 2017 »Načrt izkopa in podpiranja glavne cevi za odsek 3«, Projektna dokumentacija PZI za dograditev AC predora Karavanke – predor, Geoportal d.o.o., Ljubljana, 2017.

TOPIC 22

**CO₂ SAVINGS THROUGH
EFFECTIVE USE OF SPRAYED
CONCRETE**

CO₂ Savings Through Effective Use of Sprayed Concrete

Wolfgang Aldrian, Dr. Dipl.- Ing.

Master Builders Solutions GmbH | Roseggerstraße 101, Krieglach, Austria

Mail: wolfgang.aldrian@masterbuilders.com

Roland Mayr, Dipl.- Ing.

Master Builders Solutions GmbH | Roseggerstraße 101, Krieglach, Austria

Mail: roland.mayr@masterbuilders.com

Grgur Petrović, mag. ing. min.

Master Builders Solutions d.o.o. | Savska 32, Zagreb, Croatia

Mail : grgurpetrovic@masterbuilders.com

Abstract

CO₂ reduction in tunnel construction is gaining acceptance. Since concrete is the primary source of CO₂ in new-build tunnels, all significant reduction attempts must consider the use of concrete as a key factor. Material optimization is beneficial but not sufficient. Our traditional design assumptions must partly be questioned, and the quality of the work underground must be ensured. This article will cover a wide range of experiences, including design considerations, material improvements, and the execution of the work. Finally, the roles of the owners and designers are addressed.

Keywords: CO₂ saving, permanent sprayed concrete, concrete durability, concrete application, curing, machine pulsation, owner's responsibility

1. INTRODUCTION

Sprayed concrete is a highly versatile support for underground works that was developed in the mid-20th century. Essentially, it is concrete, but a higher cement content is used to meet specific application needs. Cement is a major contributor to total CO₂ emissions [1]. Therefore, our industry should aim to reduce the total cement content per linear meter of tunnel to only what is necessary. Achieving this requires careful design considerations, possibly new standards, industry and owner acceptance, and ultimately an application that guarantees the desired performance of sprayed concrete. Often, a lack of trust in the performance parameters of hardened sprayed concrete leads to increased thickness or other higher design requirements, or even to temporary concrete solutions instead of permanent ones, all of which result in higher cement use and more CO₂ emissions per linear meter. This paper highlights key design considerations and best practices for applying sprayed concrete, ensuring its high quality is maintained.

2. DESIGN CONSIDERATIONS

Sprayed concrete serves as the main support layer in our tunnels. It is often viewed as temporary because of concerns about its final quality. This perception is partly based on outdated dry application methods, partly on experience with larger deformations, and more recently on somewhat questionable quality for various reasons. The most effective way to lower CO₂ in NATM tunnels is to convert the temporary sprayed concrete lining into a permanent support structure, both in design and application. But what is needed to achieve this?

The benefit of sprayed concrete is that it can be applied at almost any desired thickness and conforms to any excavation contour. This advantage often supports using permanent sprayed concrete as an inner lining in many utility tunnels or caverns, especially in environments with varying geometry and hard rock. But what do sprayed concrete applications in these types of projects have in common? In short, and for simplicity, the final sprayed concrete layer serves as an additional safety measure. It is generally only lightly loaded, if loaded at all. Why is this important? Sprayed concrete as the initial support in soft ground is immediately subjected to deformation under load, and any tendency for shrinkage cracks is countered by compression.

Permanent sprayed concrete should be dense and crack-free, which depends on application details related to density, bending moments, and shrinkage when unloaded.

The following considerations focus on the application to guarantee the required density and ensure high quality, including minimizing, if not eliminating, potential shrinkage.

3. APPLICATION

Sprayed concrete applications can be categorized into three main well-known factors and one often overlooked factor, which is crucial for durable linings.

•	Concrete mix-design
•	Selection of spraying equipment
•	Applicator skills
•	Curing

The machine's ability to maintain a continuous flow of concrete leaving the nozzle is crucial. Any interruptions in this flow could negatively impact the final quality of the sprayed concrete. Even if machine operators work to the highest standards, they may still be unable to surpass the machine's limitations.

The concrete mix design can also be improved to ensure high quality, such as by choosing the right plasticizer and accelerator.

Additionally, spraying concrete from an incorrect distance or at the wrong angle relative to the receiving substrate will also negatively impact the quality of the hardened concrete lining.

3.1. Spraying equipment

The pulsation or interruption of the concrete stream at the nozzle significantly impacts density, homogeneity, and ultimately the durability of the concrete, so it should be minimized. Strong pulsation can cause layering and uneven distribution of the ac-

celerator, resulting from the mixing of a steady accelerator flow with the interrupted concrete flow during the pump cylinder switch. Over the years, Austrian research projects have worked on measuring this pulsation [2]. The concrete line pressure, measured at the pump outlet and nozzle, along with the pressure in the accelerator lines, was recorded on several spray mobiles at various throughput levels. The concrete filling ratio was defined as the duration of the "interruption" (i.e., the pressure drop during the pump switch) relative to the total stroke length. The interruption time was defined as "the pressure drops, bounces back until it reaches 90 percent" of the line pressure. Details can be found in [3]

Figure 1: Typical pressure development during the operation of a sprayed concrete pump (graphic based on [3])

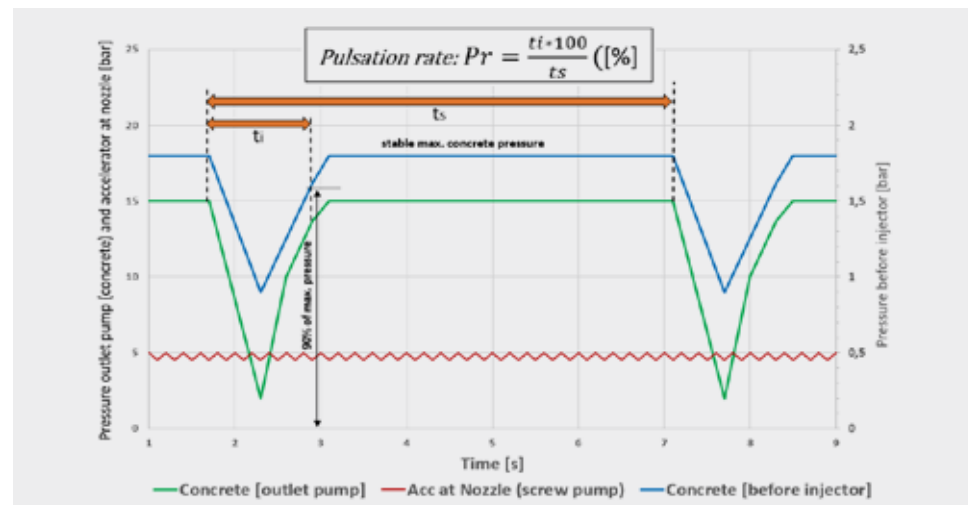


Figure 2: Visible layering in a drilled core, compared to the competent application [4]



The results of an improper application with heavy pulsation are shown in Figure 2, where a properly sprayed concrete is also included as a good reference for comparison.

The Austrian Sprayed Concrete Guideline [3] leveraged these findings to establish guidelines for the spray equipment quality based on Eurocode risk classes. High-quality sprayed concrete projects require the use of top-tier, low-pulsation equipment.

3.2 Mix-design

A steady, continuous flow of concrete from the nozzle with minimal or no visible pulsation is essential for producing high-quality sprayed concrete. Water is pumped through the equipment to estimate its theoretical output; however, water easily fills the pistons. In contrast, concrete is much more viscous, which takes longer to fill the cylinder, potentially preventing the pistons from being fully filled. This can reduce the actual

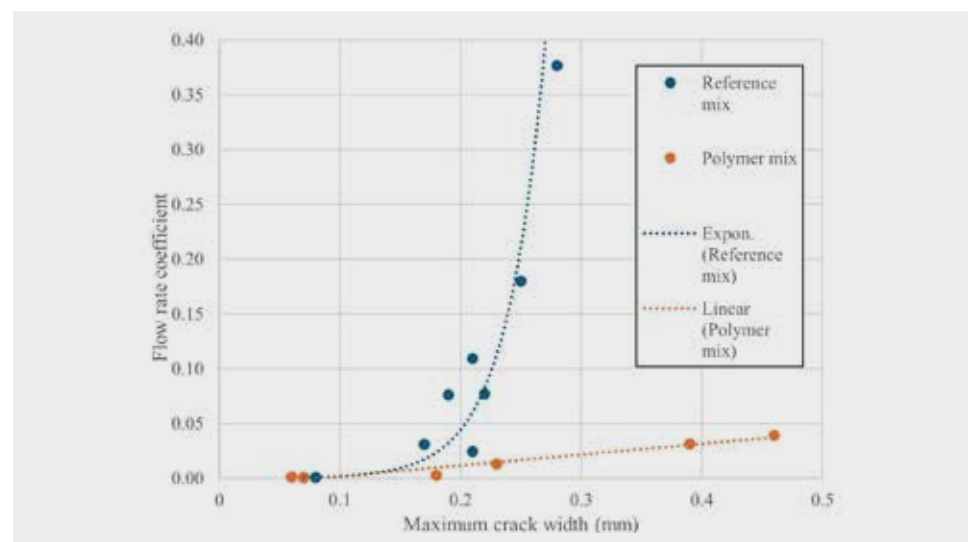
machine output and cause pulsation due to air pockets in the pumping lines. Comparing the ideal low-viscosity water to stiff concrete, it is clear that low viscosity allows for higher filling rates. This indicates that concrete mix designs should aim for low viscosity that can be maintained throughout the desired workability period. Specialty plasticizers, possibly supported by hydration control admixtures, help sustain the necessary workability and low viscosity over extended durations. The low concrete viscosity can be easily measured with the V-funnel test at various ages, preferably supported by the standard test on the DIN spread table for additional confirmation. When applied correctly, low-viscosity concrete should enable a dense, uniform structure.

Extra focus should be given to concrete shrinkage. As previously mentioned, unloaded concrete structures will undergo some shrinkage, which can be reduced by adding specially designed anti-shrinkage agents to the mix [5], as well as incorporating some structural fibers to better distribute the eventual shrinkage cracks and keep their width below a critical limit.

Alkali-free accelerators are used for setting and strength development in sprayed concrete. The proper reactivity of these accelerators with the cement in the concrete mix is crucial for a safe and high-quality application. Very rapid setting characteristics, often caused by an improper mix or excessively high fresh concrete temperatures, can harm the final quality. Pre-testing to verify the expected performance is advised.

Norwegian research institutes, in collaboration with industry, have developed a cost-effective, durable, watertight, low-carbon concrete [6]. It is designed for use in hard-rock environments, where the support structure is mostly unloaded. Special attention was given to water movement in cracks, as Nick Trussel examined in his doctoral thesis, which explored how various admixtures affect water flow in cracked concrete. [7]. The striking findings are shown in Figure 3 below.

Figure 3: Controlled water transport through cracks. Measured flow rate coefficient against maximum crack width for permeation through cracks in specimens from a reference mix and a polymer mix [7][5]



The blue, rising line in Figure 3 illustrates water movement in cracked concrete, where the exponential increase begins at a crack width of 0,15-0,20 mm. In contrast, the orange line depicts sprayed concrete with added special polymers. Crack widths greater than 0,15-0,20 mm clearly allow increased water transport, but the addition of polymers to the concrete mix helps reduce this. Since cracks serve as the inbound "highway" for any concrete-degrading influences, their presence and width (opening) should be mini-

mized. Additionally, water transport, which mainly carries degrading substances, can be decreased by adjusting the concrete mix design.

3.3 Applicator / Operator

Between a specially formulated sprayed concrete mix and the final concrete quality on the substrate, the equipment and the human factor—the operator—play a crucial role. The operator's influence on the final concrete quality is often underestimated. The applicator manages several critical elements, such as nozzle distance and angle, accelerator dosage, layer build-up, and machine throughput. Additionally, the operator must accept the delivered concrete quality, effectively serving as the final gatekeeper. This is especially vital after long waiting periods when the concrete's workability might have declined. Therefore, the operator needs to be well-trained and experienced to handle these factors effectively. Some training programs are already well-established and are in growing demand, signaling a positive trend in quality [8][9].

3.4 Curing

Curing is a standard practice in conventional concrete work, but is often neglected or ignored in most sprayed concrete applications. It is seen as an obstacle that slows progress and is deemed unnecessary. Technical reasons for this view emphasize the relatively high humidity at the tunnel face. While this may be true for initial support applications, it is not always the case, especially in situations involving permanent structures. After a breakthrough, low humidity often remains due to natural ventilation.

Curing sprayed concrete is probably the most underrated factor for improving quality. Unloaded sprayed concrete structures tend to show visible shrinkage, which also results from water loss; therefore, reducing or delaying water loss is important. Redirecting ventilation away from freshly applied sprayed concrete layers can help. Using a water hose very soon after application (within hours, not days) is easy to organize. Internal curing admixtures or a spray-applied film that acts as evaporation protection are additional options to consider.

Additional information on durable sprayed concrete linings can be found in [5][9][10].

4 CONCLUSION

The previous discussion covered application details that might seem obvious. However, some of these practices are not always followed, even if they are officially accepted, mainly because there is often no proper contractual framework or standard in place. The new Austrian Sprayed Concrete Guideline [3] is likely to improve this situation significantly when included in the contract. Additionally, the legal and contractual framework established by the designer on behalf of the owner is crucial. This shifts responsibility primarily to the owner, who must lead the effort to improve quality and reduce CO₂ emissions. The designers working for the owners outline detailed rules for this, which are then executed by contractors, applicators, and suppliers. However, no one should expect more than what is specified, so having a comprehensive discussion of additional project goals before starting is essential.

References

- [1] Nature (2021), "Concrete needs to lose its colossal carbon footprint", The International Journal of Science, Springer, vol. 597, pp. 593-594, 2021
- [2] JUHART, J. et al. (2021), "Lagenbildung Teil 1: Untersuchungen zur Förderung von Nass-Mischgut und zur Lagenbildung im aufgetragenen Spritzbeton", Proceedings Spritzbeton-Technologie 2021, published by öbv Wien, Alpbach 2021
- [3] "Spritzbeton Richtlinie" (2025), (Austrian Sprayed Concrete Guideline), published by öbv Wien, April 2025
- [4] ALDRIAN W. (2024), MAYR R., ANDRASSEN T.A., "Considerations to sprayed concrete, a CO₂-intense but extremely versatile tunnel support", Proceedings, 9th International Symposium on Sprayed Concrete, Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Sandefjord, Norway, 17-20. June 2024
- [5] ALDRIAN W. (2025), HOLTER K.G., "Permanent sprayed concrete as final lining – results from the Norwegian SUPERCON Research Project", Proceedings Spritzbeton Tagung 2025, Alpbach, 2025
- [6] SINTEF (2024), "Research project SUPERCON", Summary report, Norway
- [7] TRUSSELL, N. (2023), "Sprayed concrete – effect of accelerator, cracks and composition on compaction, porosity, strength and water transport properties", Doctoral theses at NTNU 2023:124, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim 2023
- [8] <https://efnarc.org/nozzleoperator-scheme>
- [9] ALDRIAN W. et al., (2020), "Permanent Sprayed Concrete Linings", ITA Working Group n°12 and ITAtech AG Lining, Support & Waterproofing, Lausanne 2020
- [10] ALDRIAN W. (2021), THOMAS A., HOLTER K.G., "Permanent sprayed concrete linings- an international update", Proceedings Spritzbeton Tagung 2021, Alpbach, 2021

Po levi se prehiteva.

Po desni se vozi.

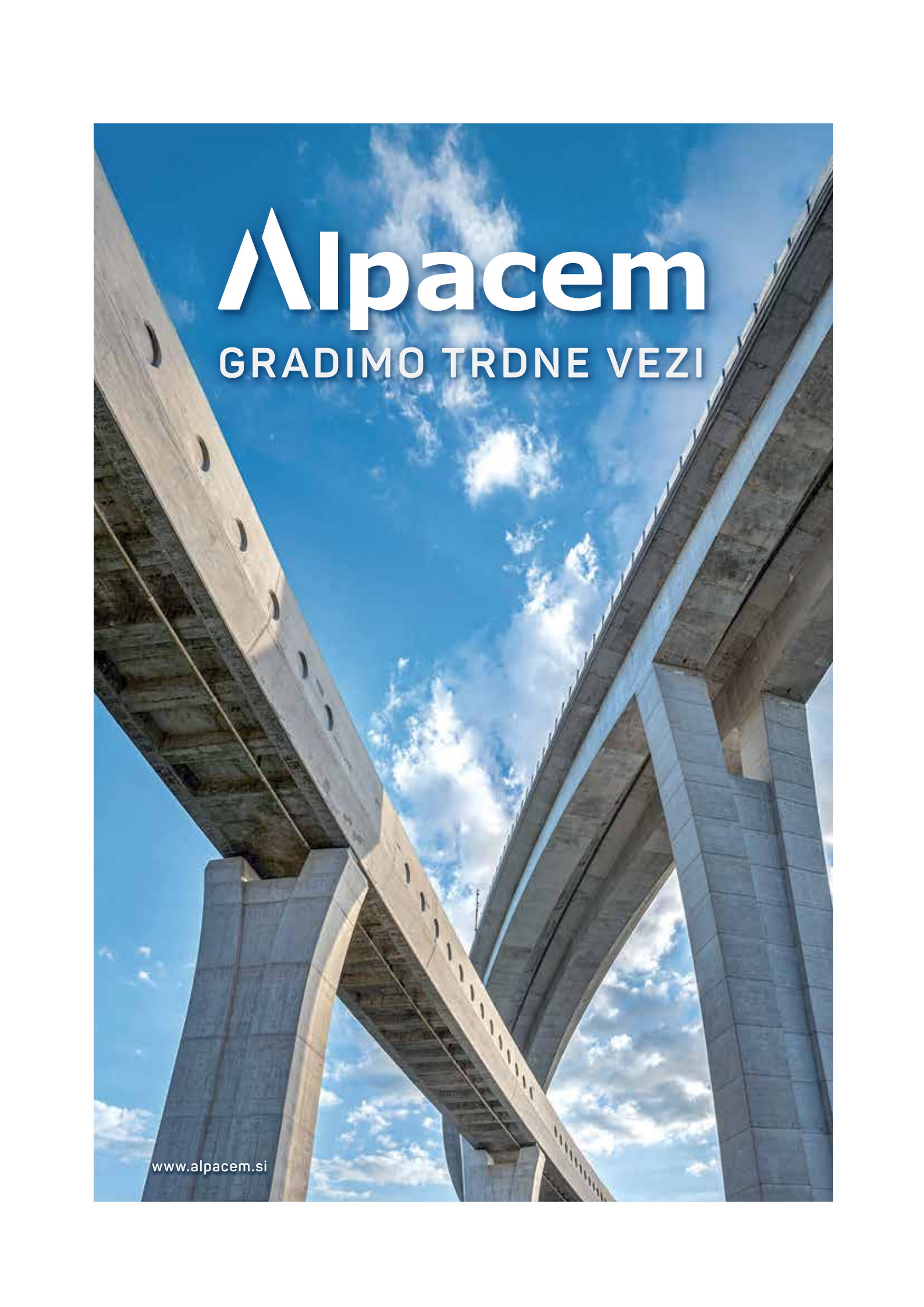


Za vožnjo uporabljaj desni prometni pas, prehitevaj po levem in se nato vrni nazaj na desnega.

Vozi pametno, skrajšaj zastoje.
www.dars.si

Sledite nam:    

DARS



Alpacem

GRADIMO TRDNE VEZI

www.alpacem.si

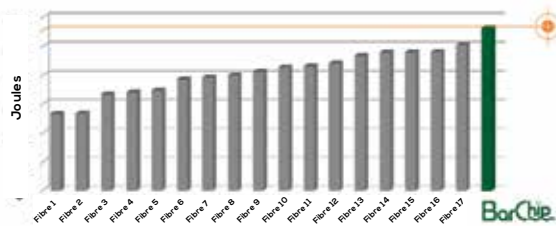
BarChip Inc.
The Synthetic Fibre Experts



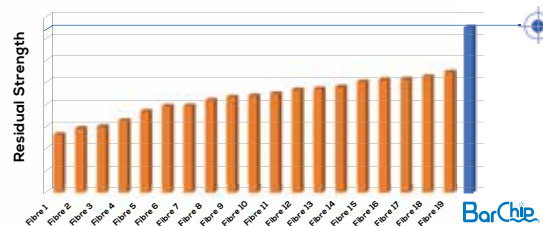
We Reinforce Shotcrete & Concrete

- Tunnel Linings
- Track Slab
- Precast
- Flooring

Panel Testing



Beam Testing



High Performance Macro Synthetic Fibre Reinforcement

www.barchip.com



SHAPE THE WORLD WITH CREATIVITY BEYOND STEEL

As a global market and technology leader in material science of steel wire transformation and coating technologies, Bekaert also applies its expertise beyond steel to create new solutions with innovative materials and services for markets including new mobility, low-carbon construction, and green energy.

www.bekaert.com



Inženirska moč, ki sega iz Turčije v svet

S polstoletnimi izkušnjami in inovativnim inženirskim pristopom
Cengiz İnşaat gradi svet prihodnosti na treh celinah od
infrastrukture do energije, od prometa do urbanega razvoja.

Ker mi ne oblikujemo le sedanjosti, ampak tudi prihodnost.



PROGRAMSKE REŠITVE ZA NAČRTOVANJE, GRADNJO IN VZDRŽEVANJE INFRASTRUKTURNIH OBJEKTOV

Plod slovenskega znanja in več
kot 30-let izkušenj



Plateia

by CGS Labs



Rešitev za 2D/3D
načrtovanje cest
s podporo BIM



Aquaterra

by CGS Labs



Rešitev za 2D/3D
načrtovanje regulacij
vodotokov s podporo BIM



Ferrovia

by CGS Labs



Rešitev za 2D/3D
načrtovanje železnic
s podporo BIM



VEDRA



Cestno-vremenski
informacijski sistem za
podporo vzdrževanju cest



CGSLABS

CGS Labs d.o.o.

Ljubljana • Frankfurt • Praga • Novi Sad
www.cgs-labs.si • info@cgs-labs.com



Official BricsCAD®
Solution Partner

AUTODESK
Authorized Developer

Silver
Microsoft
Partner



CVP

| POVEZUJEMO, VODIMO, GRADIMO



Precision Built, Future Assured.

- SN/IBO anchors
- Piperoof systems
- Lattice girders
- SAS/GEWI bar systems
- DCP anchors
- Strand anchors
- Expansion joints and bearings
- OVM PT systems
- PT ducts



ACCREDITED FOR
WORLD MARKETS

SOUSTVARJAMO GRAJENO OKOLJE

DRI upravljanje investicij, d.o.o.
Kotnikova ulica 40
SI-1000 Ljubljana



info@dri.si
www.dri.si

20.000 PROJEKTOV



1 KOLEKTIV

NAŠA PAMET ⇨ NAŠA UMETNA INTELIGENCA



ELEA



HIDROIZOLACIJE IN TERMOIZOLACIJE

GEFYRA D.O.O.

Jajići 60A 21210 Solin, Hrvatska

www.gefyra.hr





Premikamo meje, ustvarjamo poti

projektiranje - svetovanje - inženiring - nadzor



projektiranje - svetovanje - inženiring - nadzor

- predori in veliki podzemni prostori
- geologija in geotehnika
- gradbene jame
- sanacija plazov
- deponije
- visoke gradnje
- luške konstrukcije
- zastopstvo za programsko opremo GEO5 (FINE Ltd.)





A BASEPOINT FOR TUNNELING LAND SURVEYING!

With **20 years** of experience in pursuit of accuracy, we are providers of precise and diligent land surveying tunneling services as:



Directioning of
the tunnel drive



As build
survey works



Convergency
measurements



Maintenance and
rehabilitation
works



Staking out
of civil works

We'll bring your tunnelling project exactly on the point where you planned it.

Meet your local underground partner:

geotočka 

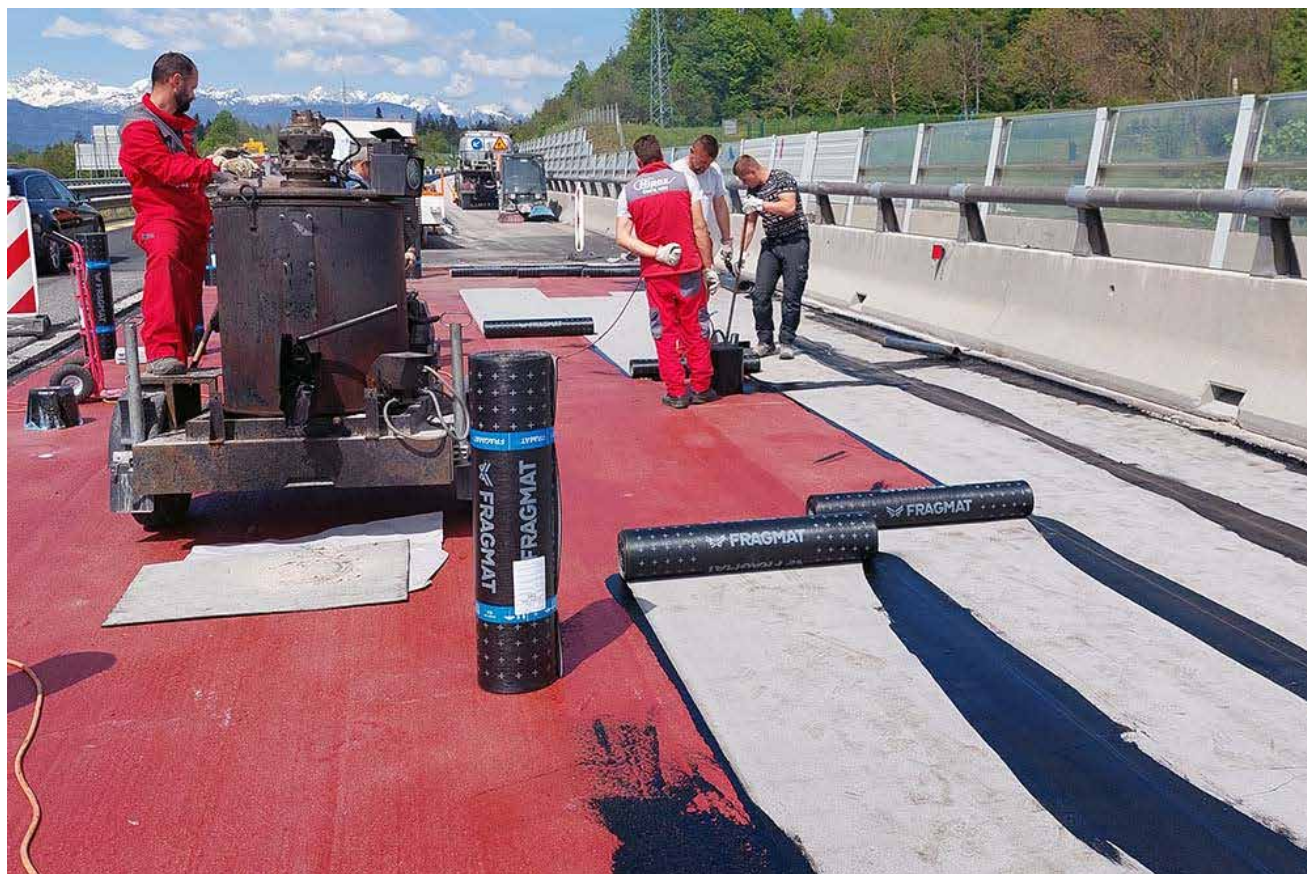
 N 46.0499375,
E 14.4599375
 info@geotocka.si

 +386 40 280 330
 +386 40 522 138
 www.geotocka.si



VODOTESNO ZANESLJIVI

Vsak gradbeni izziv ima rešitev. Tudi vaš.

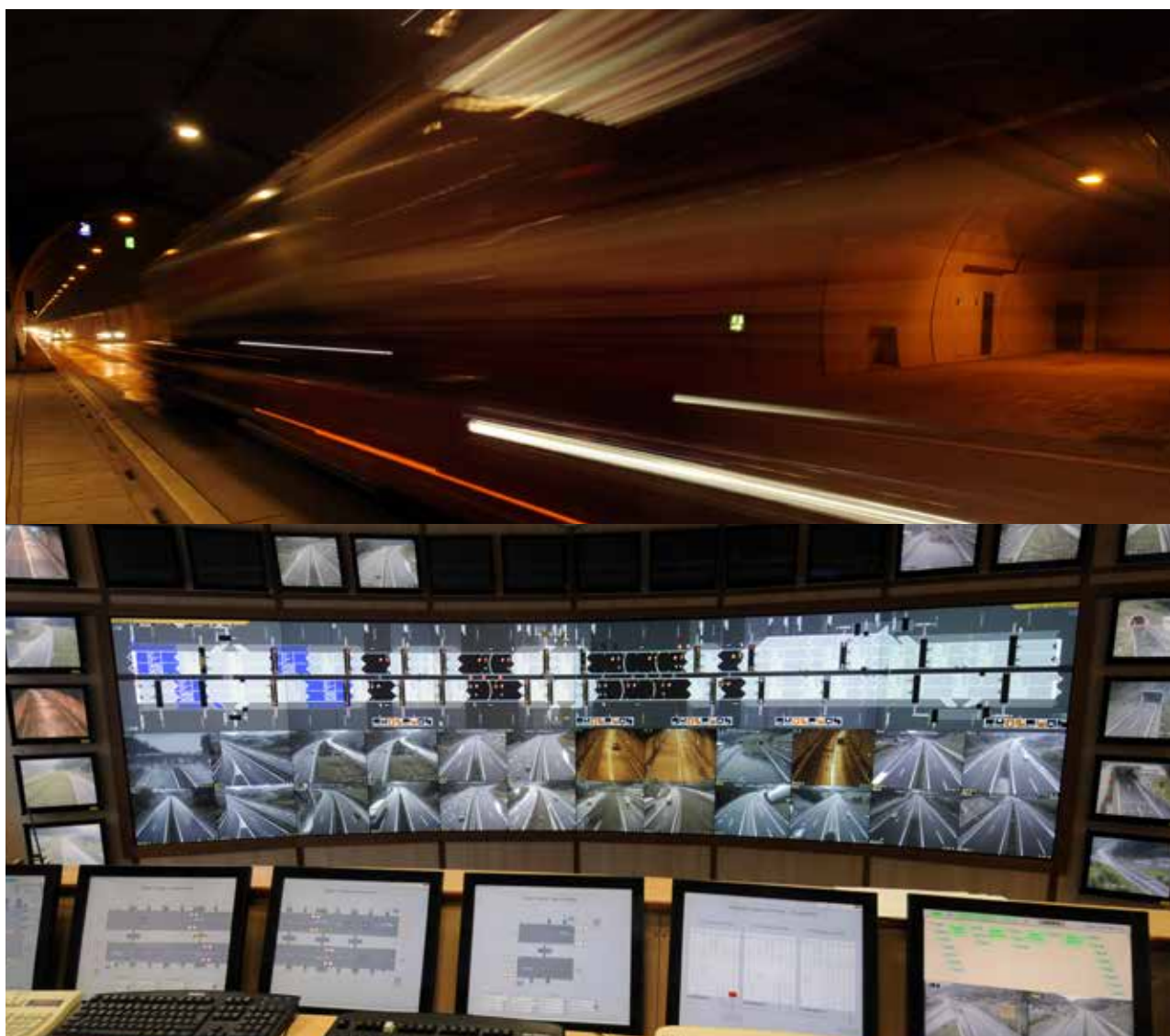


HIDROIZOLACIJE • TLAKI • POVOZNI, PROTIDRSNI IN VODOTESNI SISTEMI • SANACIJE • ŠPORTNI OBJEKTI



IBE, d.d., svetovanje,
projektiranje in inženiring

LE KVALITETNE INŽENIRSKÉ STORITVE PREDSTAVLJAJO KLJUČ
DO USPEŠNOSTI INVESTICIJSKIH PROJEKTOV!



NAČRTUJEMO PREDNOSTI, USTVARJAMO IZZIVE
ENERGETIKA, INDUSTRIJA, INFRASTRUKTURA, JAVNI OBJEKTI, OKOLJE

ISO 9001

IBE d.d. • Hajdrihova ulica 4, 1001 Ljubljana, Slovenija • info@ibe.si • www.ibe.si



Načrtujemo z znanjem
in skrbjo **za okolje.**

www.irgo.si

+386 (0)1 560 36 00





Irma, akademski kipar Janez Pirnat



IRMA inštitut za raziskavo
materialov in aplikacije d.o.o.

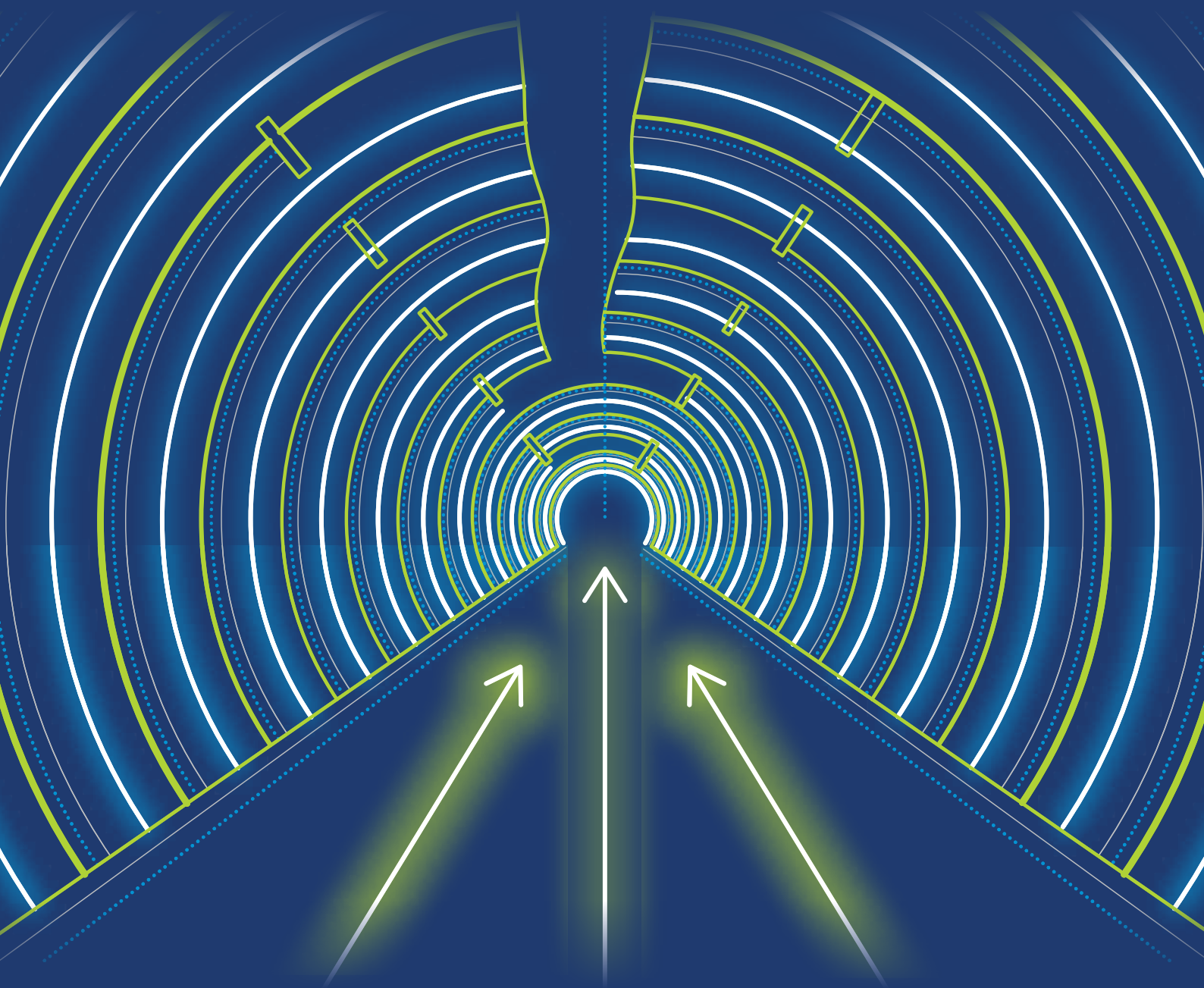
www.irma.si



INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE
JARŠKA CESTA 10B
1000 LJUBLJANA
SLOVENIJA

USTVARJAMO TRAJNOSTNO PRIHODNOST

ZELENO. VARNO. DIGITALNO.





**KEMING, GRADBENI INŽENIRING, PROJEKTIRANJE,
SVETOVANJE IN NADZOR, D.O.O.**

Dom in vrt 40, 1420 Trbovlje

Podjetje KEMING d.o.o., je bilo ustanovljeno leta 2012 in se od samega začetka ukvarja s predorogradnjo.

S svojim inženirskim in delovodskim kadrom, ter v preteklosti tudi s predorskimi delavci, smo sodelovali pri izgradnji mnogih predorov po državah bivše skupne države (Bijela Vlaka, HE Dabar, HE Mesići, predor na regionalki Sarajevo-Tuzla v BiH, predor Sten in trenutno predor Karavanke v Sloveniji) in na zadovoljstvo investitorjev vse te projekte uspešno vodili in končali.



Nenehno iščemo boljše rešitve

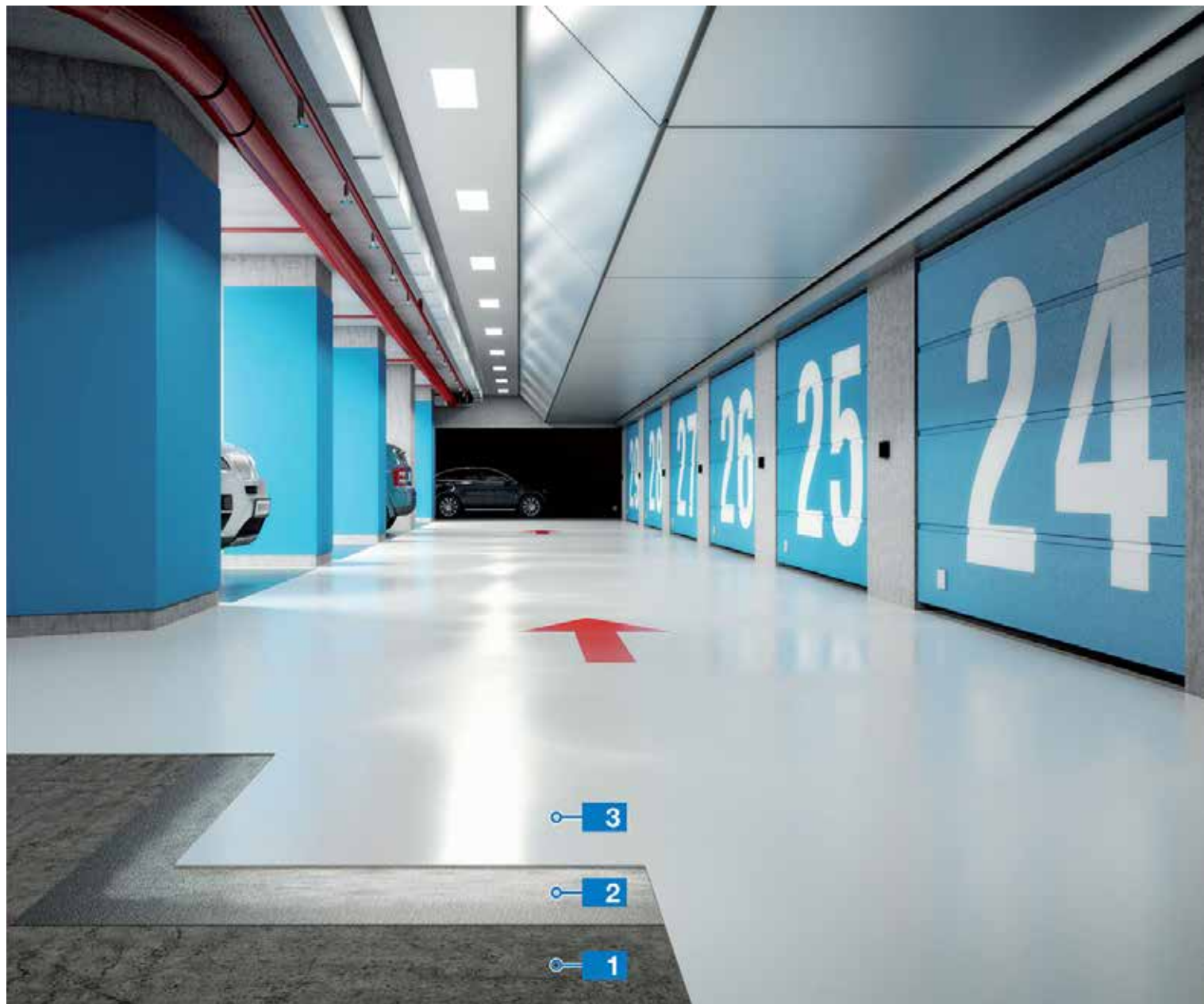
S posodabljanjem tehnologij,
iskanjem novih trendov
in zagotavljanjem najvišje
kakovosti snujemo
najuspešnejše zgodbe.

www.kolektorgradbenistvo.si

KOLEKTOR



35 let izkušenj s specialnimi
materiali za hidroizolacijo,
toplotno izolacijo in termoplasti.



**GRADBENA LEPILA
TESNILNI SISTEMI
KEMIČNI IZDELKI ZA GRADBENIŠTVO**



www.mapei.com



MCM- inženiring

vodenje projektov in nadzor

info@mcm-inzeniring.si

5%

Greater
profitability*

6%

Less
CO₂*[†]

4-fold

Increase in
workability time*

» I need a concrete that is easy to pump

**MasterEase: The solution for high-performance concrete
with low viscosity**

Tunneling specialist Marti Tunnelbau faced a challenge during the construction of the Tunnel de Champel in Geneva, Switzerland. After changing the cement, the sprayed concrete became sticky, making it difficult to pump and apply. The solution: MasterEase from Master Builders Solutions. This unique superplasticizer provides concrete with the optimal rheological properties and quadruples its workability time. As a result, Marti Tunnelbau was able to increase efficiency and reduce costs.

Discover more about this success story: sustainability.master-builders-solutions.com

QUANTIFIED SUSTAINABLE BENEFITS – REDUCE YOUR FOOTPRINT AND BOOST YOUR BOTTOM LINE

*Data based on a specific case study with Marti Tunnelbau, Switzerland



Ljubljana Tourism



Mestna občina
Ljubljana



**Z VARNOSTNIMI OGRAJAMI, ZAŠČITAMI PROTI VETRU IN HRUPU
TER OPOZORILNO IN VARNOSTNO PROMETNO OPREMO, SKRBIMO
ZA VAŠO VARNOST IN PRIJETNO BIVANJE.**

PETRIČ d.o.o. | Goriška cesta 57 | 5270 Ajdovščina, Slovenija | +386 (0)5 365 90 00 | www.petric.so

PROJEKT d.d.
NOVA GORICA

PROJEKT d.d. Nova Gorica
Kidričeva ulica 9a, 5000 Nova Gorica

T: +386 5 33 80 001
E: tajnistvo@projekt.si

OD IDEJE DO IZGRADNJE

www.projekt.si

Z več kot 70-letno tradicijo in več kot 120 strokovnjaki smo ena vodilnih projektantskih in svetovalnih organizacij v Sloveniji.

Naše glavne dejavnosti

Investicijska in razpisna dokumentacija

Prijave na razpise, DIIP, investicijski programi, študije izvedljivosti.

Svetovalni inženiring in nadzor

Strokovni nadzor po GZ-1 in FIDIC.

Projektiranje

Poslovne stavbe, industrijski objekti, objekti za šport, javni objekti, infrastrukturni objekti.

Geodezija

Geodetski načrti, ureditev mej-lastnine, parcelacije, vpisi v kataster, izmere, zakoličenje.

Nepremičnine

Prodaja in oddaja poslovnih prostorov.

Drugo

Prostorski načrti, revizije, študije in okoljska poročila.

REFERENCE



AC Draženci Gruškovje



Štukljev Most



Zeleni vstopni center Lijak



Zimski bazen Slovenj Gradec



Zimski bazen
Mestna občina Nova Gorica



Čistilna naprava in
kanalizacija Vipava



Družba z več kot
50-letno tradicijo



Okolju prijazne in
trajnostne rešitve



Svetovalni inženiring
po pravilih FIDIC



Vedno usmerjeni
v razvoj

POMGRAD

The logo for POMGRAD features the word in a bold, white, sans-serif font. A green triangle is positioned behind the letter 'A', and a grey shadow of the entire word extends diagonally downwards and to the left.

POT V PRIHODNOST.



Učinkovita prometna infrastruktura

Z znanjem, izkušnjami ter po najvišjih standardih kakovosti
izboljšujemo in razvijamo učinkovito in za uporabnika varno prometno
infrastrukturo.

Spoznajte naša ključna znanja in kompetence na
www.riko.si.



**Production, Supply, Technical Support
All from a single Source**



SNUJEMO ŽELEZNICE

www.sz-pp.si



**PROJEKTIVNO
PODJETJE**
Ljubljana



TIRING d.o.o., Trzin
Podjetje za železniški
inženiring

Motnica 11, SI-1236 Trzin

T 01 562 35 55
E tiring@tiring.si
W www.tiring.si

PROJEKTANTI ŽELEZNIŠKE INFRASTRUKTURE

Osnovna dejavnost podjetja Tiring je **izdelava vseh faz projektne dokumentacije za železniško infrastrukturo**. Od leta 1993 dalje smo uspešno izdelali že več kot 300 projektov za obnovo, rekonstrukcijo ali novogradnjo železniških prog in postaj na območju Slovenije in Hrvaške. Vodilni strokovnjaki v našem podjetju se s projektiranjem železniške infrastrukture ukvarjajo že preko 40 let.



Projektiranje



Programska oprema



Geodetske meritve



Trajni razvoj

TIRING

Za tehnično kulturo v gradbeništvu

Materiali / Gradbena fizika / Konstrukcije / Požarno inženirstvo
Geotehnika in prometnice / Metrologija / Certifikati
Tehnične ocene in soglasja

Naše raziskave so usmerjene v razvoj novih materialov in tehnologij, ki bodo pomagali zagotavljati trajnostni razvoj Slovenije in so hkrati tudi mednarodno aktualni. Sodelovanje v mednarodnih projektih nam omogoča stik in izmenjavo znanja z vrhunskimi raziskovalnimi skupinami širom sveta.

ZAG

ZAVOD ZA
GRADBENIŠTVO
SLOVENIJE

SLOVENIAN
NATIONAL BUILDING
AND CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE

www.zag.si

**UMIRJENO
PRIDEMO HITREJE**



**SPREMENIMO NAVADE
SKRAJŠAJMO
ZASTOJE**

DARS

