


Tuňel

č. 4
2022

ČASOPIS ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES





Linky pražského metra A, B, C a nově také D pomáhá SG Geotechnika realizovat od roku 1954. Na základě podrobných průzkumů, komplexního geotechnického monitoringu, pasportizace a za profesionálního geotechnického dozoru specialistů SG Geotechniky byla roku 1974 slavnostně otevřena trať metra C. O čtyři roky později následovala linka metra A a v roce 1985 linka metra B. V současné době se SG Geotechnika podílí na stavbě prvního úseku nové linky metra D Pankrác – Olbrachtova.

Komplexní geotechnická řešení

Dodáváme komplexní geotechnická řešení pro realizaci rozsáhlých podzemních, dopravních a vodohospodářských projektů již od roku 1926. Specializujeme se zejména na průzkumy, poradenství, supervize, zkušebnictví, monitoring a analýzy geotechnických rizik. Jedinečná skladba oborů, vlastní kapacity v geotechnickém monitoringu staveb, laboratorním a terénním zkušebnictví s největší kapacitou prováděných akreditovaných zkoušek v Česku a výsledky vlastního aplikovaného výzkumu nám umožňují řešit nejnáročnější úkoly v oboru.

www.geotechnika.cz

Podzemní stavby (vývoj, výzkum, navrhování, realizace)
Časopis České tunelářské asociace a Slovenské tunelářské asociácie ITA-AITES
Založen Ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

Obsah

Editorial:	
Ing. Vlastimil Horák, člen redakční rady	1
Úvodníky:	
Mgr. Lucie Bohátková, členka představenstva a obchodní ředitelka SG Geotechnika a.s.	2
Ing. Luboš Rojko, Ph.D., konatel společnosti GEOCONSULT, spol. s r.o.	3
Zkušenosti z ražeb v komplikovaných geologických podmínkách v Himálaji – ražba tunelu Rohtang, Indie	
Ing. Radek Bernard, Ph.D., SG Geotechnika a.s.	4
Výzkum hydraulických a migračních vlastností krystalinických hornin v České republice	
RNDr. Karel Sosna, Ph.D., SG Geotechnika a.s., Mgr. Milan Zuna, Ph.D., ÚJV Řež, a. s., Ing. Libor Gvoždík, PROGEO, s.r.o., Mgr. Ondřej Švagera, Česká geologická služba, Ing. Jan Smutek, Ph.D., SÚRAO	14
Dozor při ražbě stanic nové trasy metra Eglinton v Toronto	
Ing. Radek Bernard, Ph.D., SG Geotechnika a.s.	22
Starý tunel císaře Wilhelma – rekonstrukce 130-ročného železničního tunela	
Dipl.-Ing. Gernot Jedlitschka, GEOCONSULT ZT GmbH, Ing. Luboš Rojko, Ph.D., GEOCONSULT, spol. s r.o.	33
Inovace aplikované při navrhování a výstavbě protipovodňového tunela Arroyo Vega	
Agustín Juan Guastavino, José Cartellone, Construcciones Civiles SA, Buenos Aires, Bruno A. Vicente, R. Solá, Geoconsult Buenos Aires, Argentina	42
Vlastnosti horninového masivu nezbytné pro návrh podzemních krytů	
Ing. Veronika Pavelcová, Ing. Alexander Kravcov, Ph.D., Ing. Petr Kubeček, FSv ČVÚT v Praze, Ing. Jiří Štoller, Ph.D., Univerzita obrany v Brně	54
Fotoreportáž z výstavby trasy D metra v Praze v úseku stanic Pankrác – Olbrachtova	60
Fotoreportáž z dokončované stavby „Prodloužení tramvajové trati ke kampusu MU v Brně – Bohunicích“	61
Ze světa podzemních staveb	72
Zprávy z tunelářských konferencí	75
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice	79
Z historie podzemních staveb	84
Zpravodajství České a Slovenské tunelářské asociace ITA-AITES	85

Redakční rada / Editorial Board

Čeští a slovenští členové / Czech and Slovak members

Předseda / Chairman: Ing. Boris Šebesta
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. – GEOTest, a.s.
Ing. Miloslav Frankovský – STA
Ing. Jan Frantl – Subterra a.s.
prof. Ing. Matouš Hilar, MSc., Ph.D., CEng., MICE – 3G Consulting Engineers s.r.o.
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. – Fakulta stavební VUT v Brně
Ing. Vlastimil Horák – Amberg Engineering Brno, a.s.
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D. – VŠB-TU Ostrava
Ing. Petr Hybský – Metrostav a.s.
RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D. – PUDIS a.s.
Ing. Viktória Chomová – STA
Ing. Otakar Krásný – GeoTec-GS, a.s.
Ing. Ján Kušnír – STA
Ing. Libor Mařík – SAGASTA s.r.o.
Ing. Soňa Masarovičová, Ph.D. – ŽU, Stavební fakulta
Ing. Miroslav Novák – METROPROJEKT Praha a.s.
doc. Dr. Ing. Jan Pruška – Stavební fakulta ČVUT v Praze
Ing. Pavel Růžička, Ph.D. – HOCHTIEF CZ a. s.

Vydavatel

Česká tunelářská asociace a Slovenská tunelářská asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu

Distribuce

členské státy ITA-AITES
členové EC ITA-AITES
členské organizace a členové CzTA a STA
externí odběratelé
povinné výtisky 35 knihovnám a dalším organizacím

Redakce

Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8 – Libeň, tel.: +420 702 062 610
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Vedoucí redaktor: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Odborní redaktori: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., doc. Ing. Dr. Jan Pruška,
Ing. Pavel Šourek, RNDr., Radovan Chmelař, Ph.D.,
Ing. Miloslav Frankovský
Grafické zpracování: Ing. Jiří Šilar DTP, Dačického 1225/8, 140 00 Praha 4
Tisk: SERIFA, s.r.o., Jionická 804/80, 158 00 Praha 5
Foto na obálce: Prodloužení tramvajové trati ke Kampusu MU v Brně – Bohunicích – testovací jízda tramvaje KT8 u severního portálu (foto: Ondřej Hort)

Underground Construction (Development, Research, Design, Realization)
Magazine of the Czech Tunnelling Association and the Slovak Tunnelling Association ITA-AITES
Established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

Contents

Editorials:	
Ing. Vlastimil Horák, member of the editorial board	1
Mgr. Lucie Bohátková, Member of the Board of Directors and Chief Marketing Officer of SG Geotechnika a.s.	2
Ing. Luboš Rojko, Ph.D., executive director of GEOCONSULT, spol. s r.o.	3
Experiences during Tunnelling in Extreme Ground Conditions in the Himalayas – Excavation of Rohtang Tunnel, India	
Ing. Radek Bernard, Ph.D., SG Geotechnika a.s.	4
Investigation into Hydraulic and Migration Properties of Crystalline Rocks in the Czech Republic	
RNDr. Karel Sosna, Ph.D., SG Geotechnika a.s., Mgr. Milan Zuna, Ph.D., ÚJV Řež, a. s., Ing. Libor Gvoždík, PROGEO, s.r.o., Mgr. Ondřej Švagera, Česká geologická služba, Ing. Jan Smutek, Ph.D., SÚRAO	14
Supervision during the Excavation of the New Eglinton Subway Line Stations in Toronto	
Ing. Radek Bernard, Ph.D., SG Geotechnika a.s.	22
The Old Emperor Wilhelm Tunnel – Reconstruction of a 130-year-old Railway Tunnel	
Dipl.-Ing. Gernot Jedlitschka, GEOCONSULT ZT GmbH, Ing. Luboš Rojko, Ph.D., GEOCONSULT, spol. s r.o.	33
Innovations Applied to the Design and Construction of the Arroyo Vega Flood Prevention Tunnel	
Agustín Juan Guastavino, José Cartellone, Construcciones Civiles SA, Buenos Aires, Bruno A. Vicente, R. Solá, Geoconsult Buenos Aires, Argentina	42
Rock Mass Properties Required for Design of Underground Shelters	
Ing. Veronika Pavelcová, Ing. Alexander Kravcov, Ph.D., Ing. Petr Kubeček, FSv ČVÚT v Praze, Ing. Jiří Štoller, Ph.D., Univerzita obrany v Brně	54
Picture Report from Construction of Metro Line D in Prague in the Section between Pankrác – Olbrachtova Stations	60
Picture Report from Construction “Extension of Tram Track to Campus in Brno – Bohunice”	61
The World of Underground Constructions	72
News from Tunnelling Conferences	75
Current News from the Czech and Slovak Underground Constructions	79
From the History of Underground Constructions	84
Czech and Slovak Tunneling Association ITA-AITES Report	85

Ing. Michal Šerák – Inženýring dopravních staveb a.s.
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR, v.v.i.
Ing. Pavel Šourek – SATRA, spol. s r.o.
Ing. Václav Veselý – SG Geotechnika a.s.
Ing. Jaromír Zlámal – POHL cz, a.s.
CzTA ITA-AITES: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

Zahraníční členové / International members

Prof. Georg Anagnostou – ETH Zürich, Switzerland
Dr. Nick Barton – NICK BARTON & ASSOCIATES, Norway
Prof. Adam Bezuijen – GHENT UNIVERSITY, Belgium
Prof. Tarcisio B. Celestino – UNIVERSITY OF SAO PAULO, Brazil
Dr. Vojtech Gall – GALL ZEIDLER CONSULTANTS, USA
Prof. Dimitrios Kolymbas – UNIVERSITY OF INNSBRUCK, Austria
Prof. In-Mo Lee – KOREA UNIVERSITY, South Korea
Prof. Daniele Peila – POLITECNICO DI TORINO, Torino, Italy
Prof. Wulf Schubert – GRAZ UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Austria
Prof. Walter Wittke – WBI GmbH, Germany

Published for service use

by the Czech Tunnelling Association and the Slovak Tunnelling Association ITA-AITES

Distribution

ITA-AITES Member Nations
ITA-AITES EC members
CzTA and STA corporate and individual members
external subscribers
obligatory issues for 35 libraries and other subjects

Office

Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8 – Libeň, phone: +420 702 062 610
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Editor-in-chief: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Technical editors: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., doc. Dr. Ing. Jan Pruška,
Ing. Pavel Šourek, RNDr., Radovan Chmelař, Ph.D.,
Ing. Miloslav Frankovský
Graphic designs: Ing. Jiří Šilar DTP, Dačického 1225/8, 140 00 Praha 4
Printed: SERIFA, s.r.o., Jionická 804/80, 158 00 Praha 5
Cover photo: Extension of the tram line to Campus in Brno – Bohunice – test run of tram KT8 at the northern portal (photo: Ing. Ondřej Hort)

ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES

MEMBER ORGANISATIONS OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES

CZTA:

Čestní členové:

Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. (†)
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
Ing. Jindřich Hess, Ph.D.
Ing. Karel Matzner (†)
Ing. Pavel Mařík (†)

Členské organizace:

3G Consulting Engineers s.r.o.
Na usedlosti 513/16
office: Zelený pruh 95/97
140 00 Praha 4

AFRY CZ, s.r.o.
Magistrů 1275/13
140 00 Praha 4 – Michle

AMBERG Engineering Brno, a.s.
Ptašinského 10
602 00 Brno

Angermeier Engineers, s.r.o.
Pražská 810/16
102 21 Praha 10

AQUATIS a.s.
Botanická 834/56
656 32 Brno

AZ Consult, spol. s r.o.
Klíšská 12
400 01 Ústí nad Labem

EKOSTAV a.s.
Brigádníků 3353/351b
100 00 Praha 10

ELTODO, a.s.
Novodvorská 1010/14
142 00 Praha 4

Fakulta dopravní ČVUT v Praze
Konviktská 20
110 00 Praha 1

Fakulta stavební ČVUT v Praze
Thákurova 7
166 29 Praha 6

Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava
L. Poděště 1875/17
708 33 Ostrava – Poruba

Fakulta stavební VUT v Brně
Veveří 331/95
602 00 Brno

GeoTec-GS, a.s.
Chmelová 2920/6
106 00 Praha 10 – Záběhlice

GEOtest, a.s.
Šmahova 1244/112
627 00 Brno

HOCHTIEF CZ a. s.
Plzeňská 16/3217
150 00 Praha 5

ILF Consulting Engineers, s.r.o.
Jirsíkova 538/5
186 00 Praha 8

INSET s.r.o.
Lucemburská 1170/7
130 00 Praha 3 – Vinohrady

Inženýring dopravních staveb a.s.
Branická 514/140
Praha 4 – Braník

KELLER – speciální zakládání, spol. s r.o.
Na Pankráci 1618/30
140 00 Praha 4

Master Builders Solutions CZ s.r.o.
K Májovu 1244
537 01 Chrudim

METROPROJEKT Praha a. s.
Argentinská 1621/36
170 00 Praha 7

Metrostav a.s.
Koželužská 2450/4
180 00 Praha 8

Minova Bohemia s.r.o.
Lihovarská 1199/10
Radvanice
716 00 Ostrava

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
Národní 984/15
110 00 Praha 1

OHLA ŽS, a.s.
Tuřanka 1554/115b
627 00 Brno

POHL cz, a.s.
Na Pomezí 2483
252 63 Rostoky

PORR a.s.
Dubečská 3238/36
100 00 Praha 10 – Strašnice

PRAGOPROJEKT, a.s.
K Ryšánce 1668/16
147 54 Praha 4

Promat s.r.o.
Evropská 2758/11
160 00 Praha 6

PUDIS a.s.
Podbabská 1014/20
160 00 Praha 6

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
Čerčanská 12
140 00 Praha 4

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

SATRA, spol. s r.o.
Pod pekárnami 878/2
190 00 Praha 9 – Vysočany

SG Geotechnika a.s.
Geologická 4/988
152 00 Praha 5

SPRÁVA ÚLOŽIŠTÍ
RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ
Dlážďená 1004/6
110 00 Praha 1 – Nové Město

STRABAG a.s.
Kačírkova 982/4
158 00 Praha 5

Subterra a.s.
Koželužská 2246/5
180 00 Praha 8 – Libeň

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 2643/1a
130 80 Praha 3

Správa železnic, s. o.
Dlážďená 1003/7
110 00 Praha 1

UNIVERZITA PARDUBICE
Dopravní fakulta Jana Pernera
Studentská 95
532 10 Pardubice

ÚSTAV GEOLOGICKÝCH VĚD
Přírodovědecká fakulta Masarykovy
univerzity v Brně
Kotlářská 267/2
611 37 Brno

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v.v.i.
Studentská ul. 1768
708 00 Ostrava – Poruba

VIS, a.s.
K Hájům 945/10
155 00 Praha 5

Zakládání Group a.s.
Tháмова 181/20
186 00 Praha 8

STA:

Čestní členovia:

doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc. (†)
Ing. Jozef Frankovský
Ing. Štefan Choma
prof. Ing. František Klepsatel, CSc. (†)
Ing. Juraj Keleši
Ing. Pavol Kusý, CSc.

Členské organizácie:

Alfa 04 a.s.
Jašíkova 6
821 07 Bratislava

Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.
Somolického 819/1
811 06 Bratislava

BANSKÉ PROJEKTY, s.r.o.
Miletičova 23
821 09 Bratislava

BASF Slovensko, spol. s r.o.
Einsteinova 23
851 01 Bratislava

Basler & Hofmann Slovakia, s.r.o.
Panenská 13
811 03 Bratislava

Cognitio, s. r. o.
Rubínová 3166/18
900 25 Chorvátsky Grob

Doprastav, a.s.
Drieňová 27
826 56 Bratislava

DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Kominárska 141/2,4
832 03 Bratislava

DPP Žilina s.r.o.
Legionárska 8203
010 01 Žilina

GEOCONSULT, spol. s r.o.
Ružinovská 42
821 03 Bratislava

GEOFOS, s.r.o.
Veľký diel 3323
010 08 Žilina

GEOstatik a.s.
Kragujevská 11
010 01 Žilina

HOCHTIEF SK, s. r. o.
Miletičova 23
821 09 Bratislava

HYDROSANING spol.s.r.o.
Poľnohospodárov 6
971 01 Prievidza

CHÉMIA – SERVIS, a.s.
Zadunajská cesta 10
851 01 Bratislava

IGBM s.r.o.
Chrenovec 296
972 32 Chrenovec – Brusno

K-TEN Turzovka s.r.o.
Vysoká nad Kysucou 1279
023 55 Vysoká nad Kysucou

Metrostav a.s., org. zložka
Mlynské Nivy 68
821 05 Bratislava

Národná diaľničná spoločnosť, a.s.
Dúbravská cesta 14
841 04 Bratislava

Niedax, s. r. o.
Pestovateľská 6
821 04 Bratislava

PERI, spol. s r.o.
Šamorínska 18/4227
903 01 Senec

PRÍRODOVEDECKÁ FAKULTA UK
Katedra inžinierskej geológie

Mlynská dolina G
842 15 Bratislava

Reming Consult a.s.
Trnavská 27
831 04 Bratislava

Renesco a.s.
Panenská 13
811 03 Bratislava

Sika Slovensko, spol. s r.o.
Rybničná 38/e
831 07 Bratislava

Skanska SK a.s.
Krajná 29
821 04 Bratislava

Slovenská správa ciest
Miletičova 19
826 19 Bratislava

SLOVENSKE TUNELY a.s.
Lamačská cesta 99
841 03 Bratislava

Spel SK spol. s r.o.
Františkánska 5
917 01 Trnava

STI, spol. s r.o.
Hlavná 74
053 42 Krompachy

STRABAG s.r.o.
Mlynské nivy 4963/56
821 05 Bratislava

STU, Stavebná fakulta
Katedra geotechniky
Radlinského 11
813 68 Bratislava

TAROSI c.c., s.r.o.
Madáčova 33
821 06 Bratislava

TECHNICKÁ UNIVERZITA
Fakulta BERG
Katedra dobývania ložísk a geotechniky
Katedra geotech. a doprav. staviteľstva
Letná ul. 9
042 00 Košice

TUBAU, a.s.
Príbylinská 12
831 04 Bratislava

TuCon, a.s.
K Cintorínu 63
010 04 Žilina – Bánová

Tungard s.r.o.
Osloboditeľov 120
044 11 Trstené pri Hornáde

Úranpres, spol. s r.o.
Čapajevova 29
080 01 Prešov

Ústav geotechniky SAV
Watsonova 45
043 53 Košice

VÁHOSTAV – SK, a.s.
Priemyselná 6
821 09 Bratislava

VUIS – Zakladanie stavieb, spol. s r.o.
Kopčianska 82/c
851 01 Bratislava

Železnice SR
Klemensova 8
813 61 Bratislava

ŽILINSKÁ UNIVERZITA
Stavebná fakulta, blok AE
Katedra geotechniky,
Katedra technológie a manažmentu stavieb
Univerzitná 8215/1
010 26 Žilina

Vážené čtenářky a vážení čtenáři časopisu TUNEL,

chvilu jsem váhal, zda použít toto oslovení, zda nepoužít v souladu s nejnovejšími „hyperkorektními“ trendy oslovení např. „vážené čtenářstvo“, ale nakonec jsem se rozhodl být raději konzervativní a neurážet většinu z vás.

Dostává se nám do rukou poslední číslo našeho časopisu v letošním poněkud zvláštním roce, poznamenaném zejména negativními krizovými jevy – neuvěřitelnou inflací, ještě méně uvěřitelnými cenami energií a stavebních materiálů a poněkud chaotickou, a ne příliš srozumitelnou predikcí vývoje ve všech resortech, včetně těch námi pozorně sledovaných, tedy těch, obsahujících podzemní stavby.

Tentokrát je číslo časopisu TUNEL 4/2022 sponzorované společnostmi SG Geotechnika a.s. a GEOCONSULT, spol. s r.o. a autoři příspěvků se věnují zejména zahraničním stavbám a projektům. Je to dáno jednak mezinárodním působením obou sponzorských společností, ale bohužel i tím, že domácí tunelářská scéna toho příliš k psaní a prezentování nenabízí. Což bylo patrné již i v minulém čísle našeho časopisu. Zejména první článek tohoto čísla Ing. Radka Bernarda, Ph.D., popisující ražbu tunelu Rohtang v Himálaji je velmi exotický. Takřka desetikilometrový obousměrný tunel si asi dnes neumíme u nás v Evropě představit, ne že by zde takové nebyly, ale to už je spíše neopakovatelná historie. Nebo že by naopak blížká budoucnost? Nechejme se překvapit. Oproti tomu další článek téhož autora o ražených velkoprofilových stanicích metra v Torontu prezentuje úspěšný společný „tah na branku“ projektanta, investora i zhotovitele v boji s nepříznivými a měnícími se geologickými podmínkami, což není v našich podmínkách příliš obvyklé. Často, ne-li vždy, jsou takové snahy úspěšně drceny neskutečně rozbujelou administrativou jak v přípravě, tak při realizaci. Ne-li příkladem, tak určitě významným mementem pro investory, jak probíhají obvykle sanace, je příspěvek o sanaci starého tunelu císaře Viléma (Alter Kaiser-Wilhelm-Tunnel). Článek jednoznačně potvrzuje zkušenosti ze sanací těchto podzemních děl. Podrobný a důkladný průzkum je první podmínkou úspěšné sanace, jakékoliv šetření nebo omezování ve fázích průzkumu se během sanace vrací vždy jako bumerang v podobě časových zdržení a finančních vícenákladů. Stále se o tom píše, stále se to potvrzuje a stále se to přesto opakuje, skoro to vypadá, jako by se nikdo nechtěl poučit. Přímo „TBM koncert“ pak představuje prezentace ražeb protipovodňového systému Arroyo Vega v Buenos Aires.

Na závěr se jako obvykle můžeme potěšit trochou historie z nekonečného seriálu historických pohlednic a informací k nim získaných. Troufám si tvrdit, že tento seriál, až bude dokončen, by si zasloužil samostatné knižní vydání a určitě by to nebyla nějaká tenoučká knížečka. Na druhou stranu by bylo ale škoda tuto již neodmyslitelnou součást našeho časopisu uzavírat. Doslova mravenčí práce autorů je prostě hodná obdivu.

Dovolím si jednu alegorickou poznámku na závěr, resp. jakési motto, prolínající se téměř všemi články v tomto čísle, a to citát neznámého autora (?) uvedený na historickém pivním tácku v podzemní restauraci ve štole Hagerbach (CH), který zní následovně: „Theorie ist, wenn man alles weiss und Nichts funktioniert. Praxis ist, wenn alles funktioniert und keiner weiss warum.“ Překladu asi netřeba, ono to tak v té naší tunelářině obvykle bývá. Přejí hezké počtení.

Ing. VLASTIMIL HORÁK,
člen redakční rady

Dear readers of TUNEL journal, Ladies and Gentlemen,

I hesitated for a while whether to use this address, whether not to use, in line with the latest „hypercorrect“ trends, the address only e.g. „dear readers“, but in the end I decided to be conservative and not to insult most of you.

We are getting our hands on the last issue of our journal in this rather strange year, marked mainly by negative crisis phenomena – unbelievable inflation, even less believable prices of energy and building materials, and somewhat chaotic and not very understandable predictions of development in all sectors, including those closely monitored by us, i.e. those involving underground construction.

This issue of the TUNEL 4/2022 journal is sponsored by SG Geotechnika a.s. and GEOCONSULT, spol. s r.o. and the authors of the papers focus mainly on foreign construction and projects abroad. This is due to the international activities of both sponsoring companies, but unfortunately also to the fact that the domestic tunnelling scene does not offer much to write and present.

Which was already obvious in the last issue of our journal. Especially the first paper of this issue by Ing. Radek Bernard, Ph.D., describing the excavation of the Rohtang tunnel in the Himalayas is very exotic. We probably cannot imagine an almost ten-kilometre long, bidirectional tunnel here in Europe today, not that there are not any here, but that is already rather unrepeatable history. Or, on the contrary, the near future? Let us get surprised. In contrast, another paper by the same author about mined large-profile metro stations in Toronto presents a successful joint „move on the goal“ of the designer, project owner and contractor in the fight against adverse and variable geological conditions, which is not very common in our conditions. Frequently, if not always, such efforts are successfully crushed by an incredibly rampant administration in both preparation and construction phases. If not an example, then certainly an important reminder for project owners of how renovations usually take place is the paper on the rehabilitation of the old Kaiser Wilhelm tunnel (Alter Kaiser-Wilhelm-Tunnel). The paper clearly confirms the experience from the rehabilitation of these underground works. A detailed and thorough survey is the first condition for a successful rehabilitation, any saving or limitation in the phases of the survey always returns as a boomerang during the rehabilitation in the form of time delays and additional financial costs. It's still being written about, it's still being confirmed, and it is still being repeated, it is almost as if no one wants to learn. The „TBM concert“ is then represented by the presentation of the excavation for the Arroyo Vega flood-prevention system in Buenos Aires.

At the end, as usual, we can enjoy a bit of history from the endless series of historic postcards and the information obtained for them. I dare say that this series, when finished, would deserve a separate book edition, and it would certainly not be some thin little book. On the other hand, it would be a shame to close this inseparable part of our journal. The painstaking work of the authors is simply worthy of admiration.

I will allow myself one allegorical remark at the end, or a kind of motto, intertwined in almost all articles in this issue, namely a quotation by an unknown author (?) on a historical beer coaster in the underground restaurant in the Hagerbach tunnel (CH), which reads as follows: „Theorie ist, wenn man alles weiss und Nichts funktioniert. Praxis ist, wenn alles funktioniert und keiner weiss warum.“ Translation is probably not needed, that is usually how it is in our tunnelling industry. I wish you a nice reading.

Ing. VLASTIMIL HORÁK,
Editorial Board Member



VÁŽENÉ KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

píšu tento úvodník v roce 2022, kdy se po průtazích provázejících soutěže, jak na výstavbu, tak na monitoring, konečně podařilo spustit výstavbu metra I.D v Praze, a to konkrétně úsek Pankrác – Olbrachtova.

Naše firma SG Geotechnika a.s. jako vedoucí účastník společnosti Krtek D monitoring, jejíž společníky jsou firmy Inset s.r.o., Geo-Tec GS a.s. a PUDIS a.s., uspěla v soutěži na komplexní geotechnický monitoring a pasportizaci výše uvedené části metra I.D a mohli jsme zahájit práci v námi tak preferovaném oboru podzemního stavitelství. Je to po delší době konečně další klasická tunelová dopravní stavba na území České republiky.

O nedostatku podzemních staveb v naší republice svědčí i fakt, že jsme umístili do tohoto čísla časopisu Tunel dva články od našeho kolegy Ing. Radka Bernarda, Ph.D. o dozoru při ražbě nové trasy metra Eglinton v Torontu a při ražbě hlubokého tunelu Rohtang v Himálaji, protože nebylo co z našich českých vod nového prezentovat.

V současné době (říjen 2022) probíhá soutěž na pokračování výstavby metra I.D ze stanice Olbrachtova do stanice Nové Dvory, a tím nám svítá naděje, že poběží v následujících letech dvě velké dopravní stavby v městském intravilánu a že se vrátí ražba metodou TBM opět na území naší republiky, a to po dlouhé době 4 let po dokončení Ejpvického tunelu. Aby se tento úvodník nenesl zcela v pesimistickém duchu, můžeme si říct, že máme před sebou další chystané podzemní stavby, a to třeba tunel Homole na D35, který se právě soutěží a měli bychom znát snad již brzo vítěze. Formou PPP projektu se připravuje budoucí nejdelší silniční tunel Děřichov s délkou 3 983 m opět na D35 na úseku z Opatovce do Starého Města. Pro tento tunel dělala naše společnost SG Geotechnika a.s. podrobný a doplňkový inženýrskogeologický průzkum. Kromě silnic by se měly také dát do pohybu tunelové stavby plánované na železnici, a to výstavba dvou tunelů (Chotýčanského a Hosínského) na trati Nemanice – Ševětín formou PPP, což by byla první stavba na železnici financovaná a realizovaná tímto způsobem. V rámci rozvoje a modernizace železnic jsou v přípravě ještě další podzemní stavby, včetně již mnohokrát zmiňovaného tunelu Barrandov na trati 3. tranzitního koridoru, a sice v části z Prahy do Berouna, kde by se v případě realizace jednalo při jeho délce 24,7 km určitě o nejdelší tunel na území ČR. Nelze nezmínit i tunel Krušnohorský, přeshraniční projekt na trase Nového železničního spojení z Drážďan do Prahy v úseku Heidenau – Ústí nad Labem.

Z předcházejícího výčtu je tedy vidět, že snad bude co připravovat a stavět a doufám, že v následujících letech budeme mít možnost dále dokazovat, že české podzemní stavitelství je na vysoké úrovni a je schopno řešit i ty nejsložitější úkoly oboru. Je to pro nás důležité i proto, abychom mohli vychovávat a školit novou generaci geotechniků a inženýrů pro podzemní stavitelství a mohli tak pokračovat v dlouhé tradici, kterou tento obor v naší zemi má.

S hornickým Zdař Bůh vám všem a českému tunelovému stavebnictví zvláště přeji vše nejlepší, mnoho úspěchů a hodně podzemních staveb.



DEAR COLLEAGUES, TUNEL JOURNAL READERS, LADIES AND GENTLEMEN,

I am writing this editorial in 2022, when, after delays accompanying the tenders for both construction and monitoring, the construction of the ID metro in Prague has finally started, namely the Pankrác – Olbrachtova section.

Our company SG Geotechnika a.s. as a leading participant of the company Krtek D Monitoring, whose partners are the companies of Inset s.r.o., Geo-Tec GS a.s. and PUDIS a.s., succeeded in the tender for comprehensive geotechnical monitoring and condition surveys for the above-mentioned part of the ID metro line, and we were able to start work on the underground construction branch preferred by us. After a long time, it is finally another classic tunnel construction for transport on the territory of the Czech Republic.

The lack of underground structures in our country is also evidenced by the fact that we have included two papers in this issue of TUNEL journal by our colleague Ing. Radek Bernard Ph.D. on supervision during the excavation for the new Eglinton subway line in Toronto and during the excavation of the Rohtang deep tunnel in the Himalayas, because there was nothing new to present from our Czech waters.

At the moment (October 2022), a competition is underway for the continuation of the construction of the ID metro line from Olbrachtova station to Nové Dvory station, and this gives us hope that in the coming years two large transport-related structures will be running in the urban area of the city and that TBM excavation will return to the territory of our Republic, after a long period of 4 years after the completion of the Ejpvovice Tunnel. So that this editorial is not held in a completely pessimistic spirit, we can say that we have other underground construction projects ahead of us, such as the Homole tunnel on the D35 motorway, which is currently in the tendering phase and we should hopefully know the winner soon. The future longest road tunnel Děřichov with a length of 3,983m is being prepared again on the D35 on the section between Opatovce and Staré Město, again in the form of a PPP project. For this tunnel, our company SG Geotechnika a.s. carried out a detailed and complementary engineering geological survey. In addition to roads, tunnel construction projects planned for railways should also be put into motion, namely the construction of two tunnels (Chotýčany and Hosín) on the Nemanice – Ševětín track, in the form of PPP, which would be the first railway construction project funded and carried out in this way. As part of the development and modernisation of railways, further underground construction projects are being prepared, including the already mentioned Barrandov tunnel on the route of the 3rd transit corridor, namely in the part from Prague to Beroun, where, in case of the construction, its length would be 24.7km, certainly the longest tunnel in the Czech Republic. I cannot fail to mention the Krušnohorský tunnel, a cross-border project on the route of the New Railway Connection from Dresden to Prague in the Heidenau – Ústí nad Labem section.

It can be seen from the previous list that there will hopefully be something to prepare and build, and I hope that in the coming years we will have the opportunity to further prove that Czech underground construction industry is at a high level and is capable of solving even the most complex tasks of the field. It is also important for us even so that we can educate and train a new generation of geotechnicians and engineers for underground construction and thus continue the long tradition this field has in our country.

With miner's God speed you, I wish you all and the Czech tunnel construction industry in particular all the best, much success and many underground construction projects.

MGR. LUCIE BOHÁTKOVÁ

členka představenstva a obchodní ředitelka SG Geotechnika a.s.

Member of the Board of Directors and Chief Marketing Officer of SG Geotechnika a.s.

MILÉ DÁMY, VÁŽENÍ PÁNÍ, ČITATELIA ČASOPISU TUNEL,

je mi ctou sa vám prihovoriť v mene spoločnosti GEOCONSULT, spol. s r. o. a tiež v mene svojom pri príležitosti blížiaceho sa okrúhleho jubilea našej spoločnosti.

Spoločnosť GEOCONSULT, spol. s r.o. formálne vznikla 20. 10. 1992 a k 1. marcu 1993 došlo k prebratiu Technicko-projektovej správy stavebnej spoločnosti Doprastav, ktorá bola založená v roku 1958, čím začalo reálne pôsobenie našej spoločnosti.

Sme súčasťou holdingu GEOCONSULT Holding ZT GmbH, so sídlom v Salzburgu a pobočkami vo Viedni, Berlíne, Argentíne, Čile, Turecku, Indii a Singapure.

Zaoberáme sa prípravou projektovej dokumentácie cestných stavieb vrátane mostov, tunelov, inžinierskych a geotechnických konštrukcií, vodohospodárskych stavieb a tiež prekládok inžinierskych sietí.

Od apríla 2009 naša spoločnosť zaviedla integrovaný manažérsky systém, ktorý spĺňa požiadavky medzinárodných noriem ISO 9001 systém manažérstva kvality, ISO 14001 systém environmentálneho manažérstva a ISO 45001 systém manažérstva BOZP.

Spoločnosť počas tridsiatich rokov svojej existencie prispela k budovaniu dopravnej infraštruktúry na Slovensku, bola priekopníkom pri použití geosyntetických materiálov na nosné konštrukčné vrstvy cestných komunikácií a pri zlepšovaní podložia pod zemnými telesami.

Ako prví na Slovensku sme navrhli a v rámci poradenskej činnosti sme sa podieľali na realizácii rekonštrukcie mosta v Dolnom Kubíne s dodatočne lepenou externou výstužou z uhlíkových lamiel. Na stavbe Nová Bystrica – Oravská Lesná v ťažkých geologických, klimatických a terénnych podmienkach sme navrhli a zrealizovali unikátnu konštrukciu ocelevej skruže a zemného prostredia o rozpätí 22 m a mnohé ďalšie.

Naše projekty získali významné ocenenia, ako napríklad:

- Projekt a realizácia diaľnice D1 Skala – Nemšová – ocenenie Ministerstva životného prostredia SR „Stavba roka 1999“.
- Projekt a realizácia diaľnice D61 Horná Streda – Nové Mesto nad Váhom – nominácia vedeckej rady Americkej asociácie stavebných inžinierov medzi 4 najlepšie stavebné diela roku 2001 v kategórii „Inžinierske stavby“.
- Projekt a realizácia diaľnice D1 Hričovské Podhradie – Žilina, Strážov – „Stavba roka 2009“.

Spoločnosť sa výraznou mierou podieľala na projektovej príprave a realizácii diaľničných úsekov diaľnice D1 a diaľnice D3 v okolí Žiliny.

Vypracovali sme projektovú dokumentáciu obchvatu Šale, podieľali sme sa na vypracovaní dokumentácie rýchlostnej cesty R4 – severného obchvatu Prešova a mnohých ďalších projektoch.

V súčasnosti naša spoločnosť spolupracuje pri realizácii stavieb diaľnice D1 Hubová – Ivachnová, rýchlostnej cesty R3 Tvrdošín – Nižná, privádzajúca diaľnice D3 Žilina (Brodno) – Kysucké Nové Mesto a realizácii rekonštrukcií ciest.

Tiež pripravujeme projektové dokumentácie pre rekonštrukcie ciest vrátane mostov a ostatných inžinierskych konštrukcií, projektové dokumentácie cyklotrás, vodovodov, kanalizácií a iných inžinierskych konštrukcií.

Napriek zložitému obdobiu, ktoré momentálne všetci prežívame, sa snažíme zanechať pozitívnu stopu, za čo patrí vďaka všetkým našim spolupracovníkom a partnerom.

Záverom by som si dovoľil popriať všetkým veľa osobných a pracovných úspechov a teším sa na spoluprácu pri budúcich zaujímavých projektoch.



DEAR LADIES AND GENTLEMEN, READERS OF TUNNEL JOURNAL,

it is my honour to speak to you on behalf of GEOCONSULT, spol. s r. o. and also on my own behalf on the occasion of the approaching round jubilee of our company.

GEOCONSULT, spol. s r.o. was formally founded on October 20, 1992, and on March 1, 1993, the Technical and Project Management of the Doprastav construction company, which was founded in 1958, was taken over, which marked the beginning of the real operation of our company.

We are part of the GEOCONSULT Holding ZT GmbH, with headquarters in Salzburg and branches in Vienna, Berlin, Argentina, Chile, Turkey, India and Singapore.

We deal with the preparation of design documents for road construction projects, including bridges, tunnels, engineering and geotechnical construction, water management structures and also relocations of utility networks.

Since April 2009, our company has implemented an integrated management system that meets the requirements of international standards ISO 9001 quality management system, ISO 14001 environmental management system and ISO 45001 health and safety management system.

During the thirty years of its existence, the company contributed to the development of infrastructure in Slovakia, was a pioneer in the use of geosynthetic materials for the load-bearing structural layers of roads and in the improvement of the subgrade under road beds.

We were the first in Slovakia to design and, as part of our consulting activities, we participated in the reconstruction of a bridge in Dolný Kubín with additionally glued on external reinforcement made from carbon lamellas. On the Nová Bystrica – Oravská Lesná construction site, in difficult geological, climatic and terrain conditions, we designed and carried out a unique structure of a steel centering and earth environment with a span of 22m and many others.

Our designs have won significant awards, such as:

- The design and construction of motorway D1 Skala – Nemšová – award of the Slovak Ministry of the Environment “Construction of the Year 1999”.
- The design and construction of the motorway D61 Horná Streda – Nové Mesto nad Váhom – nomination of the scientific council of the American Association of Civil Engineers among the 4 best construction works of 2001 in the category “Engineering construction”.
- The design and construction of the D1 motorway Hričovské Podhradie – Žilina, Strážov – “Construction of the year 2009”.

The company significantly participated in design preparation and construction of motorway sections of motorway D1 and motorway D3 in the vicinity of Žilina.

We developed the design documents for the Šala bypass, participated in the development of the documents for the R4 fast highway – the northern bypass of Prešov and many other designs.

Currently, our company collaborates on the construction of the D1 Hubová – Ivachnová motorway, the R3 Tvrdošín – Nižná fast highway, the D3 Žilina (Brodno) – Kysucké Nové Mesto slip road, and the work on reconstruction of roads.

We also prepare design documents for the reconstruction of roads, including bridges and other civil engineering structures, design documents for cycle ways, water pipelines, sewers and other civil engineering structures.

Despite the difficult period we are all going through at the moment, we are trying to leave a positive trace, for which we owe first of all to all our collaborators and partners.

In conclusion, I would like to wish everyone a lot of personal and professional success and I look forward to collaboration on future interesting projects.

ING. ĽUBOŠ ROJKO, PHD.

**konateľ spoločnosti GEOCONSULT, spol. s r. o.
executive director of GEOCONSULT, spol. s r. o.**

ZKUŠENOSTI Z RAŽEB V KOMPLIKOVANÝCH GEOLOGICKÝCH PODMÍNKÁCH V HIMÁLAJI – RAŽBA TUNELU ROHTANG, INDIE

EXPERIENCES DURING TUNNELLING IN EXTREME GROUND CONDITIONS IN THE HIMALAYAS – EXCAVATION OF ROHTANG TUNNEL, INDIA

RADEK BERNARD

ABSTRAKT

Jednotubusový dvoupruhový, 9,02 km dlouhý, dálniční tunel Rohtang v Himálaji byl otevřen v říjnu 2020. Byl postaven ve výšce téměř 3 100 m n. m. Tento tunel, který je stále jedním z nejdelších dálničních tunelů na světě v takové výšce, je také známý svými složitými a náročnými geotechnickými podmínkami, které způsobily značné zpoždění při dokončení stavby. Nakonec stavební práce trvaly asi 10 let, tj. od konce roku 2010 do podzimu roku 2020. Tunel Rohtang má z obranného hlediska strategický význam, protože má zajišťovat spojení mezi Manali a Keylong, a to za každého počasí. Tento strategický projekt byl postaven s cílem vyhnout se nebezpečné cestě přes průsmyk Rohtang ve výšce přibližně 4 000 m n. m. Nové spojení zkracuje dálnici Manali – Leh (NH 21) asi o 50 km a mělo by v budoucnu po celý rok zajišťovat trasu mezi státem Himachal Pradesh a svazovými územími v Džammú a Kašmíru, jakmile budou na této trase dokončeny další tunely.

ABSTRACT

The 9.02km long, single tube, two-lane bi-directional Rohtang Highway Tunnel through the Himalayas was finally opened on the October 2020. It was constructed at an elevation near 3.100m above the sea level. This tunnel, which is still one of the longest highway tunnel of the World at such altitude, is also known by its complex and challenging geotechnical conditions, which unfortunately caused significant delays for the completion of the construction. Finally construction works takes approx. 10 years from the start of 2010 till the end – autumn 2020. Rohtang tunnel is of strategic importance from defence point of view as it shall provide an all-weather connectivity between Manali and Keylong. This strategic project was built to avoid the dangerous route over the Rohtang Pass at approximately 4000m above the sea level. The new link shortens the Manali-Leh Highway (NH 21) by about 50km and should provide a route between Himachal Pradesh State and the union territories in Jammu and Kashmir over the whole year in the future, once further tunnels on this route will be completed.

1. ÚVOD

Úvodem stojí za to sdělit skutečnost, že při výstavbě tunelu zanechali čeští inženýři na tomto projektu nesmazatelnou stopu, jelikož v týmu supervize působili mimo autora v pozici „Senior Tunnel Engineer“ postupně Ing. Lukáš Kunc, Ing. Jan Korejčík a nakonec Ing. Petr Mitrenga.

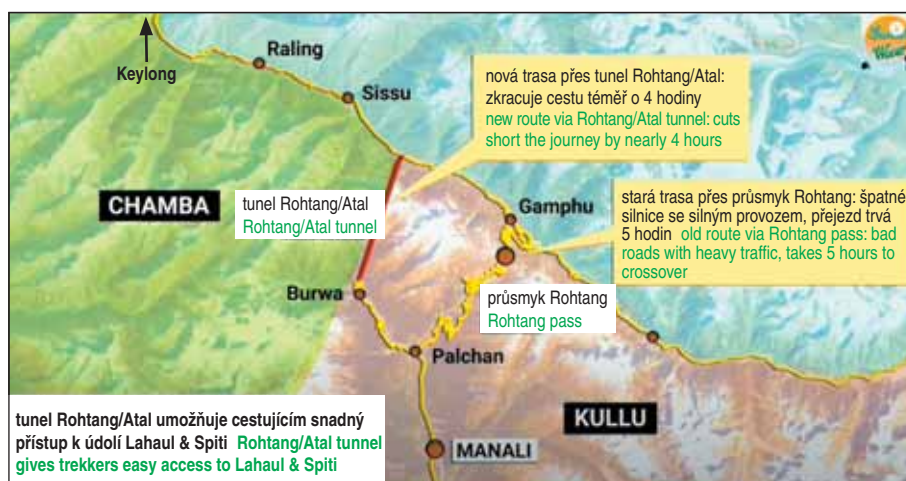
Tunel Rohtang (během inaugurace/otevření premiérem Indie mu byl přidán nový název – Atal Tunnel) je dálniční tunel nacházející se ve východní části Himálaje v severoindickém státě Himachal Pradesh (obr. 1). Tunel byl ražen z obou portálů metodou Drill and Blast s aplikací prvků NRTM [1]. Z jižního portálu, poblíž Manali, probíhala ražba prakticky celoročně a ze severního portálu, mezi Sissu a Khoksar (Lahaul & Spiti Valley), vždy jen zhruba půl roku (v letních sezonách).

Organizace pohraničních komunikací indického ministerstva obrany (BRO), specializující se na výstavbu, provoz a údržbu silnic a mostů v náročných příhraničních terénech, má celý projekt na starosti jako zadavatel a posléze jako správce. Projekt byl postaven podle zásad červené knihy FIDIC. Zakázku získal společný podnik indické stavební společnosti AFCONS a rakouský STRABAG. Projekt tunelu vypracovala firma SMEC International (Austrálie)

1. INTRODUCTION

At the start, it is worth stating the fact, that during the construction of the tunnel, Czech engineers left an indelible mark on this project, because in addition to the author in the position of "Senior Tunnel Engineer", the supervision team also included Ing. Lukáš Kunc, Ing. Jan Korejčík and finally Ing. Peter Mitrenga.

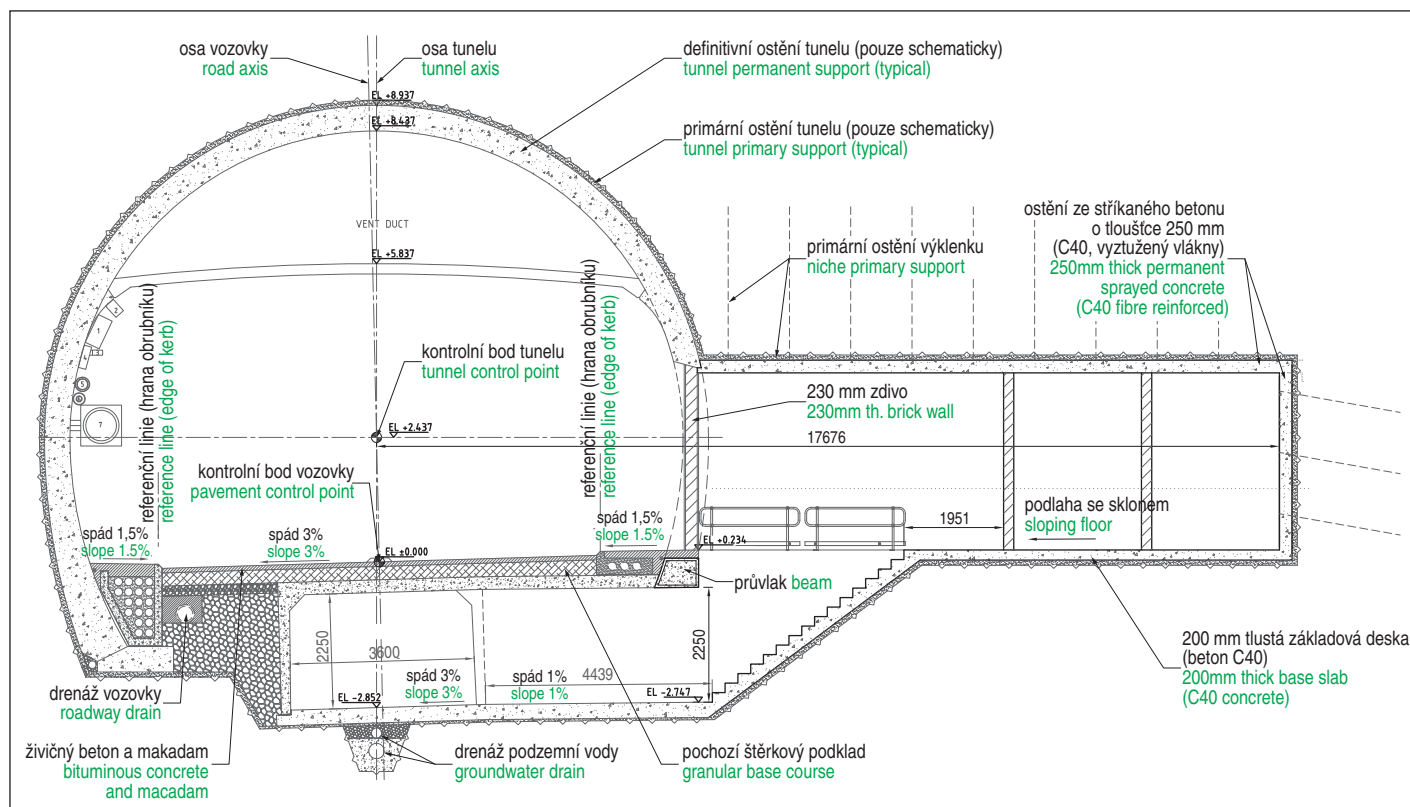
The Rohtang Tunnel (during inauguration/opening by Prime



zdroj: <https://www.linkedin.com> source: <https://www.linkedin.com>

Obr. 1 Zkrácení dálnice NH 21 tunelem Rohtang/Atal mezi Manali a Sissu, dále Keylong

Fig. 1 Shortcut of the Highway NH 21 by Rohtang/Atal Tunnel between Manali and Sissu, further to Keylong



zdroj: výkres projektové dokumentace source: project design

Obr. 2 Příčný řez dálničním tunelem Rohtang s únikovou chodbou (def. ostění)
Fig. 2 Cross section of Rohtang highway tunnel with escape route

a byl ověřován sdružením 3G (Rakousko) a VAYAMTECH (Indie). Stavební dozor zajišťovalo sdružení D2 Consult International (Rakousko) a ICT-PEMS (Indie), kde v roli lídra supervize pracoval zhruba tři roky autor tohoto příspěvku.

Tunel Rohtang je jednotubusový, jak je znázorněno na obr. 2, se dvěma 4 m širokými jízdními pruhy, chodníky a nouzovou únikovou chodbou umístěnou pod konstrukcí vozovky. Chodba z prefabrikátů, 3,6 m široká a 2,25 m vysoká, spojuje oba portálové prostory a je přístupná každých 500 m po schodišti ve výklencích tunelu.

Tunel má tvar podkovy se světlým typizovaným průřezem 75,9 m², který je rozšířený v úseku poruchové zóny Seri Nallah prohloubením dna (v délce 587,5 m). Oddělený prostor pro nouzové větrání s odváděním kouřových zplodin v případě požáru je umístěn v přístropí tunelu. Ostění tunelu je dvouplášťové s mezilehlou hydroizolační membránou instalovanou pouze ve zmiňovaném úseku Seri Nallah. Zbytek tunelu je podle návrhu projektanta těsněn bobtnavými pásy instalovanými v konstrukčních spárách. Podzemní voda je odváděna podélným drenážním potrubím. Primární ostění je tvořeno v technologických třídách I. až III. (RC I. až RC III.) stříkaným drátkobetonem bez příhradových ocelových nosníků a sítí v kombinaci s kotvením, v technologických třídách IV. až VII. (RC IV. až RC VII.) stříkaným betonem se sítěmi a příhradovými nosníky. Samozávrtné svorníky nebo svorníky Swellex byly použity pro radiální kotvení a podle potřeby také jako jehlový dešťník v oblasti přístropí. Sekundární ostění bylo budováno z prostého litého betonu, vyjma úseku poruchové zóny Seri Nallah a v místech velkých výklenků, kde byl použit vyztužený beton.

1.1 Základní vlastnosti projektu

- nadmořská výška dna na jižním portálu 3 055 m n. m.
- nadmořská výška dna na severním portálu 3 080 m n. m.
- typická plocha průřezu 75,9 m²
- podélný sklon 0,5 %, vzestupně z obou portálů

Minister of India has been added a new name to it – Atal Tunnel) is a highway tunnel located in the eastern part of Himalayas in the North Indian state of Himachal Pradesh (see Fig. 1). The tunnel was excavated from both directions by the Drill and Blast method with application of the NATM philosophy. From the South Portal, near to Manali, practically all-round year and from the North Portal, between Sissu and Khoksar (Lahaul & Spiti Valley) only approx. half year (summer season).

The Border Roads Organisation (BRO), an organisation of the Defence Ministry specialising in road and bridge construction, operation and maintenance in difficult terrains close to borders, is overall in-charge of the project as a Client/Employer. The project was constructed by FIDIC principles according to the Red book. The Contract was awarded to a joint venture of AFCONS, an Indian construction company and STRABAG (Austria). The design of the tunnel was provided by a Design Consultant SMEC International (Australia) and proof checked by a joint venture of 3G (Austria) and VAYAMTECH (India). Construction supervision was ensured by a joint venture of D2 Consult International (Austria) and ICT-PEMS (India) acting as an Engineer. The author of this paper worked as a leader of the supervision for 3 years on this project.

The Rohtang tunnel is single tube as shown at Fig. 2, with two 4m wide bi-directional lanes, walkways and emergency egress channel located below the road structure 3.6m wide and 2.25m high precast escape channel, which connects both portal areas is accessible every 500m through stairs in niches.

The tunnel is horseshoe shaped with completed regular cross section of 75.9m², and increased at the section of Seri Nallah fault zone constructed with deep invert (587.5m long). Separated smoke duct is located at tunnel crown area allowing emergency ventilation. The tunnel lining is double shell with intermediate waterproofing membrane installed only in Seri Nallah section. The rest of the tunnel is sealed within construction joints by swelling tapes. Groundwater is collected by longitudinal drainage pipes. Primary support consists of

- finální vnitřní šířka zhruba 12 m na úrovni vozovky
- tvar tunelu modifikovaná podkova
- definitivní ostění monolitický beton
- ventilace pod stropem tunelu, nad vozovkou
- drenážní systém odvádí prosakující vodu podélně
- vozovka 8 m široká se 2 jízdní pruhy

2. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Tunel Rohtang se nachází ve Vyšším Himaláji asi 100 km jižně od orogenní zóny Indus Suture (pás Indus Tsangpo Ophiolite). Samotný projekt je situován v horském masivu pod sedlem Rohtang, který je na severu ohraničen údolím řeky Chandra a na jihu údolím řeky Beas. Jižní a severní portál tunelu je umístěn v nadmořské výšce 3055 m a 3080 m. Tato oblast je na vrcholech po většinu roku pokryta sněhem, níže je tvořena údolními a údolními svahy s hustou vegetací. Seri Nallah je významný tok, který kříží trasu tunelu nad zmiňovanou poruchovou zónou zastiženou v tunelu a připojuje se k řece Beas Kund asi 1,8 km po proudu od jižního portálu. Zastižený horninový masiv [2] je tvořen převážně rulou vykazující anatexi a migmatizaci v podloží infrakambrických (neoproterozoických) sedimentů. Nadložní sedimentární formace a její metamorfovaná bazální část se napojuje na krystalické podloží a tvoří oblast základní části příkrovu Salkhala. Obecný směr vrstev těchto zvrásněných a tektonicky porušených hornin je SZ-JV. Generálně byly v horninovém masivu zastiženy tři hlavní systémy diskontinuit plus jeden systém nahodilý. Hlavními litologickými horninovými jednotkami jsou fylitický křemenec, kvarcitový fylit, migmatitická rula, fylity a biotitické slídové břidlice. Podélný geologický profil tunelu z projekční fáze je znázorněn na obr. 3. Maximální nadloží tunelu dosahuje 1860 m ve staničení zhruba 6000, jak je znázorněno na obr. 3. Nejsložitější a nekomplikovanější geologické podmínky byly zastiženy v mocné poruchové zóně Seri Nallah, ve staničení

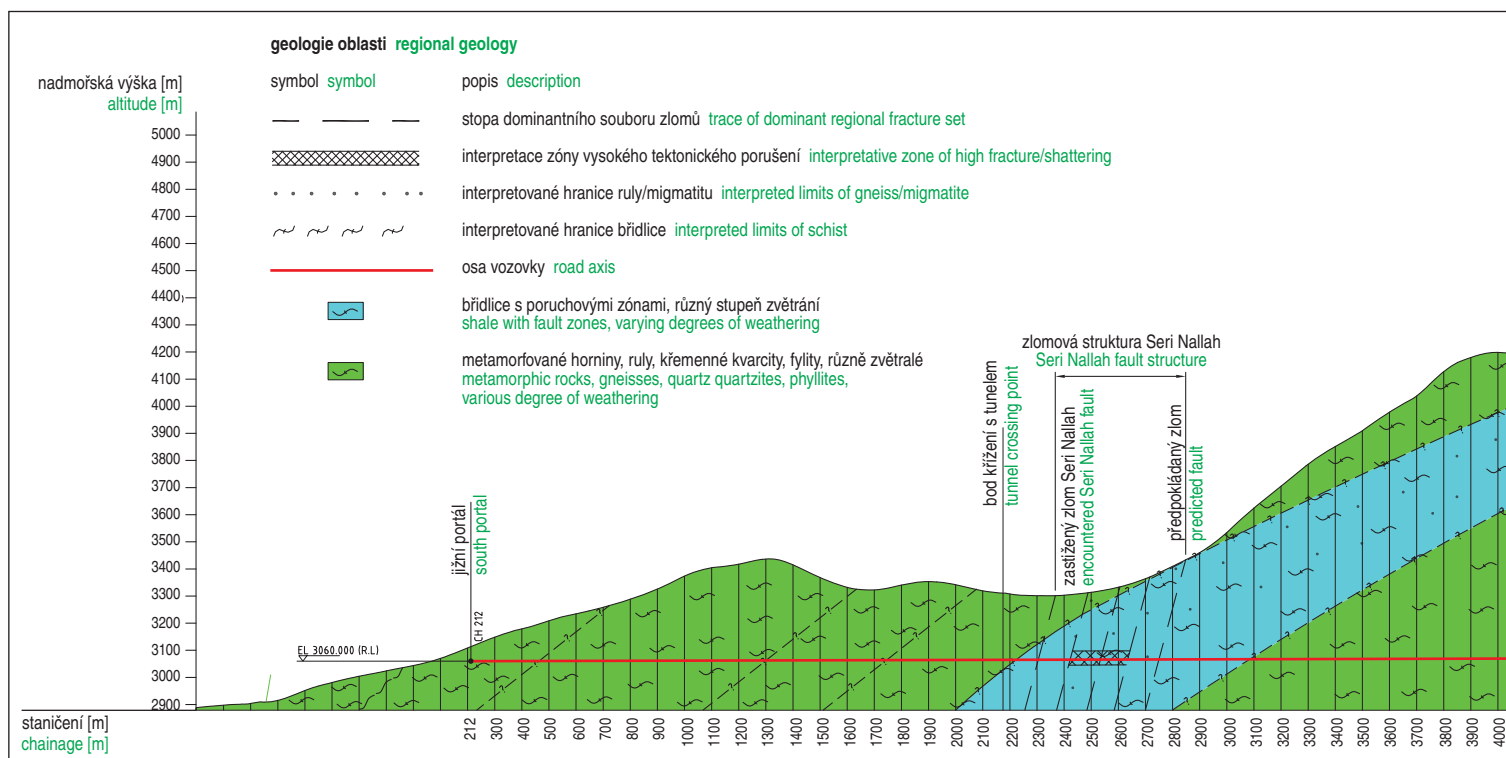
shotcrete or steel fibre-reinforced shotcrete lining with lattice girders and wire meshes (in technological classes I. to III. without lattice girders). Self-drilling and/or Swellex rock bolts were used for radial rock bolting, spiles in the crown area as required. Final lining was made of cast-in-situ plain concrete, except Seri Nallah section and locations around large niches, where reinforced concrete was used.

1.1 Basic features of the project

- Invert elevation at south portal 3,055m asl.
- Invert elevation at north portal 3,080m asl.
- Regular cross sectional area 75.9m²
- General slope 0.5%, ascending from both portals
- Finished dimension approx. 12m wide at tunnel road level
- Tunnel shape modified horse shoe
- Concrete final lining cast in situ concrete
- Smoke duct at tunnel crown, above carriageway
- Drainage system collect seepage water on side walls
- Roadway 8m wide with two lanes (1m walkway)

Tab. 1 Klasifikace tunelu z průzkumu podle výšky nadloží [2]
Table 1 Classification of tunnel based on overburden height [2]

Úsek Segment	Výška nadloží (m) Overburden height (m)
I	0 až 300 0 to 300
II	301 až 600 301 to 600
III	601 až 900 601 to 900
IV	901 až 1200 901 to 1.200
V	1201 až 1500 1.201 to 1.500
VI	> 1500 > 1.500



Obr. 3 Podélný geologický profil z projektové dokumentace
Fig. 3 Longitudinal geological profile from design

1900 až 2450 s maximálním nadloží do 300 m, umístěné pod nevelkým údolím řeky Seri Nallah, jak je uvedeno výše. Ražby tunelu Rohtang byly projektem rozděleny do šesti úseků, a to na základě výšky nadloží jako hlavního parametru pro opěrný systém (tab. 1).

3. TUNELOVACÍ PRÁCE

Tunel byl ražen s horizontálním členěním čelby. Výrub tunelu byl rozdělen na kalotu a opěří. Aby bylo dosaženo co nejrychlejšího proražení tunelu, byla hlavní prioritou dána ražbě kaloty. V případě jakéhokoli omezení strojů nebo pracovních sil byly proto všechny dostupné zdroje přesunuty do kaloty, a to i za cenu přerušení prací na ražbě opěří. Proto byla ražba opěří po proražení kaloty ve zpoždění více než 1 km, a to v obou směrech ražby. Vzhledem k celkové délce ražby tunelu téměř 9 km, s přístupy pouze ze dvou portálů, bylo jasné, že správné plánování a organizace všech ražeb spolu s efektivní logistikou byly klíčovými faktory pro harmonogram výstavby tunelu.

Zařízení staveniště na jižním portálu je na obr. 4. Staveniště poskytl nezávislé pracovní plochy pro všechny hlavní stavební aktivity v celém tunelu, které zahrnovaly ražbu kaloty, ražbu děleného opěří, odvodnění hlavního tunelu a betonáž základové desky, betonáž betonových zárodků (spodní částí definitivního ostění mírně nad úrovní vozovky), montáž prefabrikované konstrukce nouzové únikové chodby, betonáž druhého zárodku a zásypové práce až na úroveň vozovky, montáž kabelovodů a betonáž chodníků, betonáž horní



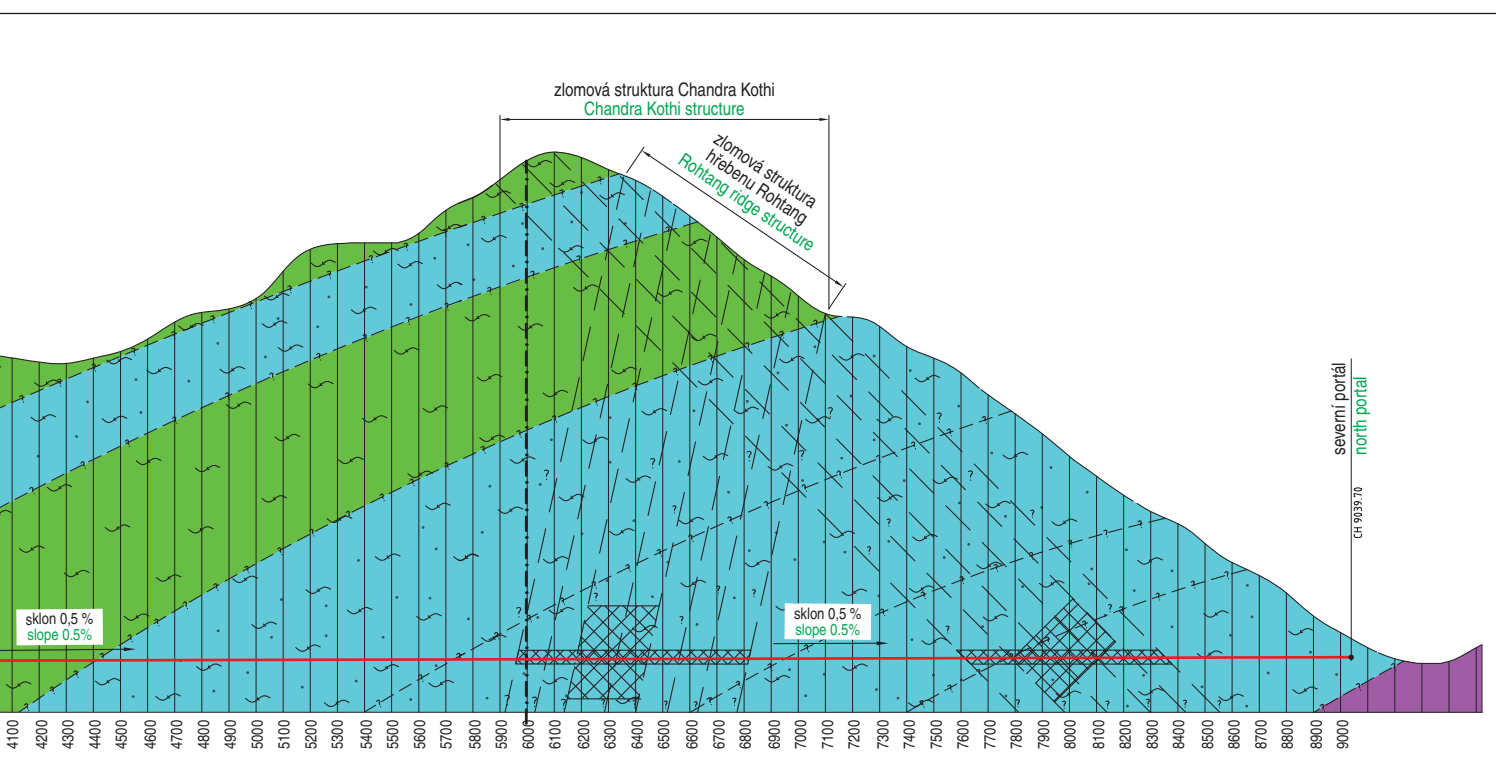
zdroj: autor source: author

Obr. 4 Pohled na zařízení staveniště tunelu Rohtang u jižního portálu – více než 3000 m nad mořem

Fig. 4 Rohtang construction site at the South Portal – more than 3000m above the sea level

2. GEOLOGICAL SITUATION

The Rohtang tunnel is situated in Higher Himalaya and about 100km south of Indus Suture Zone (Indus Tsangpo Ophiolite belt). The project is situated in the mountains under the Rohtang ridge, which is bound by the vally of Chandra river in the north, and in the south by the vally of Beas river. The South and North portal of tunnels are at elevation 3055m and 3080m respectively. The area is always covered by snow on the top with valleys and valley slopes having thick cover of vegetation. Seri Nallah is a significant stream





zdroj: autor source: author

Obr. 5 Stav vozovky na vrcholu Rohtang během kontroly průjezdnosti s klientem
Fig. 5 Road condition on the Rohtang Top during inspection with client prior road opening

klenby definitivního ostění, vyztužení a betonáž stropní desky pro ventilační komoru. Kromě toho proběhly další práce na tunelových výklencích a na obou portálech tunelu. Následně byla dokončena konstrukce vozovky a instalovány veškeré technologie.

Prorážka tunelu Rohtang se nakonec uskutečnila zhruba po sedmi letech od zahájení prací, tj. 15. října 2017 přímo ve staničení 5000 m. Oficiální oslavy se zúčastnilo mnoho významných hostů v čele s indickou ministryní obrany, kteří vyzdvihli důležitost tohoto tunelového projektu. Proražení kaloty přineslo mnoho výhod pro zbytek stavebních prací v tunelu, zejména s ohledem na značnou délku tunelu a omezený přístup k severnímu portálu. Za prvé byly všechny stavební práce severního portálu zpřístupněny proraženým tunelem z jihu, což umožnilo v případě potřeby přímý přísun materiálu z hlavního staveniště u jižního portálu. Je třeba poznamenat, že jižní portál byl po celou dobu výstavby přístupnější a méně ovlivněný klimatickými podmínkami než portál severní. Toto logistické spojení bylo úspěšně využíváno především v zimním období, kdy byl přerušeno, či později významně omezen provoz staveniště od severního portálu. Na obr. 5 je vidět výška sněhové pokrývky na vrcholu sedla Rohtang ve druhé polovině května roku 2015 při kontrole podmínek průjezdnosti vozovky inženýrem supervize se zástupcem investora. Samotná prorážka tedy umožnila pokračovat v betonáži a dalších stavebních operacích v tunelu bez omezení v zimním období od roku 2017. Na druhou stranu značný nárůst dopravy uvnitř tunelu narušoval ostatní razicí práce, zejména v poruchové zóně Seri Nallah a na opěři. Dalším pozitivním přínosem byla skutečnost, že po proražce bylo vytvořeno přirozené větrání v tunelu, takže kompletní provizorní větrání v tunelu mohlo být odstraněno. To umožnilo zahájení všech reprofilačních prací na primárním ostění a pokračování dalších razicích prací na opěři a v poruchové zóně Seri Nallah, kde velkopřůměrové větrací lutny zabíraly téměř celý průřez tunelu. Navíc díky přirozenému větrání klesla teplota uvnitř tunelu z původních až 36 °C na čelbě tunelu téměř na polovinu.

3.1 Detailní postup ražby tunelu z jižního portálu

Výstavba tunelu z jižního portálu byla zahájena ražbou kaloty v srpnu 2010 již výše uvedenou metodou Drill and Blast. V prvních letech výstavby měla ražba kaloty předstih více než 1 000 m před opěřím. Do staničení 1900 se během prvních 18 měsíců vyskytovaly převážně kvarcité břídlíce s pásy fylitických kvarcitů a fylity s občasnými proplásky uhličitých fylitů. Žádné velké problémy se při začátku ražby z jižního portálu do staničení 1900 neobjevily, kromě drobného odkapávání vody a občasného vypadávání menších

which crosses the alignment and joins Beas Kund nala at about 1.8km downstream of the south portal site.

This zone has the elements of mantled gneiss exhibiting anataxis and migmatization and underlies the Infra cambrian sediments. The overlying sedimentary sequence and its metamorphosed basal part are welded to the crystalline basement and it forms the root zone area of the Salkhala Nappe. The general strike of foliation of these folded and faulted mountains is NW–SE. In general were usually encountered three major joints and one random joint. The main lithological rock units are Phyllitic quartzite, Quartzitic Phyllite, Migmatitic gneiss, Phyllites and Biotite Mica Schist. Geological profile is shown at Fig. 3.

Maximum overburden of the tunnel reaches 1860m near Ch. (chainage) 6000, which is shown at Fig. 3. The most complex and complicated geological condition was found in Seri Nallah fault zone within Ch. 1900 to 2450 with maximum overburden 300m located under small river valley as written above. The tunnel drive of Rohtang Tunnel was divided by design into six segments, based on the overburden depth primarily for the support system, see Table 1.

3. TUNNELLING WORKS

The tunnel was excavated with horizontal excavation sequence. Tunnel face was divided into top heading and bench. To reach breakthrough of the tunnel as soon as possible, the highest priority was given to the top heading excavation. Therefore, in case of any machinery or labour reduction, all available resources were shifted to the top heading face, even at the cost of interruption benching works. That is why bench was excavated after breakthrough more than 1km behind the top heading. Taking into account the total length of almost 9km accessible only from two portals, it was clear that proper planning and organization of all tunnelling works together with effective logistic was a key factor for construction schedule of the tunnel. Construction sit on the South Portal you can see on the Fig. 3. That means independent working areas for all tunnelling main works throughout the tunnel, which included top heading excavation, half sided bench excavation, main tunnel drainage and concreting of base slab, concreting of first kicker (lower part of final lining slightly above the road level), installation of pre-cast emergency egress structure, concreting of second kicker and backfilling works up to the road level, installation of cable ducts and concreting of walkways, concreting of final arch lining, reinforcement and concreting of ventilation slab. In addition, there were other independent works on tunnel niches and on both tunnel portals. Construction of road structure and E&M works had to be completed afterwards.

The Rohtang tunnel breakthrough was finally reached after 7 years from beginning of works on 15th of October 2017, directly at Ch. 5000km. Official celebration event was participated by many important guests, headed by the Defence Minister of India that showed the most importance of this tunnel project. Breakthrough of the top heading brought many advantages for the rest of tunnelling works, especially with respect to a considerable length of the tunnel and limited access to the north portal. Firstly, all north portal works became accessible through the tunnel from south, which enabled in case of need direct material supply from large construction site near south portal. It must be noted that south portal was more accessible and less affected by weather/climate condition than north portal. This logistic connection was successfully used mainly during winter period when operation of north portal construction site was significantly limited. You can see on the Fig. 5 snow condition at Rohtang Top at the second half of May on the year of 2015. It means breakthrough finally enabled to continue concreting works in full swing during winter period. On the other hand, considerable increasing of the traffic inside the tunnel was disturbing the rest of

horninových bloků, které zhotovitel bez problémů zvládl. Když ražba tunelu ve své jižní části dosáhla na začátku roku 2012 staničení zhruba 1900, byla zastižena nepříznivá tektonická poruchová zóna, tvořená jílem s drobnými pravouhlými úlomky křemenných břidlic, nasycená vodou. Tato tektonická porucha byla velmi nepříznivě orientovaná pod úhlem 10° šikmo k ose tunelu. Počáteční přítok vody byl zaznamenán na úrovni 2–2,5 l/s. Existence velké poruchové zóny zvané Seri Nallah byla následně potvrzena ražbou v úseku několika set metrů. Hodnota indexu kvality horninového masivu dle klasifikace Q činila tedy pouze cca 0,5, což znamená „velmi špatné“ podmínky pro ražbu. V souladu s tím byla okamžitě zesílena výztuž z příznivějších horninových tříd na RC 6, později dokonce na RC 7 (nejhorší technologická třída podle projektu). V tab. 2 je rozdělení navržených technologických tříd RC ve vazbě na hodnoty indexu kvality horninového masivu dle klasifikace Q.

Od staničení 1911 do staničení 1918 byly pozorovány velké deformace primárního ostění. Během 24 hodin se ve stříkaném betonu primárního ostění objevily značné trhliny s evidovanou šířkou 50 mm až 300 mm. Prudce se zvýšily i deformace primárního ostění a přesáhly hodnotu 500 mm. Okamžitě proto byla přijata nezbytná opatření k zabránění zřícení primárního ostění či jakékoliv jiné s tím spojené mimořádné situaci.

Tab. 2 Klasifikace tunelu na základě hodnoty Q podle návrhu projektanta

Číslo řádku	Stav horniny	Hodnota indexu kvality horninového masivu Q	Třída ražby RC
1.	dobrá	> 10	1
2.	vyhovující	4–10	2
3.	špatná	1–4	3
4.	velmi špatná	0,4–1	4
5.	extrémně špatná	0,1–0,4	5
6.	výjimečně špatná	0,001–0,01	6 nebo 7

Od staničení 1904 do staničení 2049 se zastižené horniny vyznačovaly vysokým tektonickým porušením. Rozličně zvětřelé kvarzitové fylity měly řadu poruchových zón podél a napříč plochami vrstevnatosti. S probíhajícími ražbami se geologie v profilu tunelu pomalu měnila ze skalní horniny na vysoce porušenou, rozvolněnou horninu (skoro charakteru zeminy). Třída ražby se změnila z RC 1 s hodnotou Q ~ 20 (jak bylo stanoveno v zadávací dokumentaci) nejprve na RC 6 později na RC 7 s indexem kvality horninového masivu Q výrazně menším než 1.

Jak již bylo výše zmíněno, nejobtížnějším úsekem ražeb z jihu bylo překonání poruchové zóny Seri Nallah s mnoha velkými přítoky podzemní vody a častým vyjetím a průvalem uvolněného zvodnělého zeminového materiálu do prostoru tunelu. Byla použita kombinace několika opatření: instalace odvodňovacích/drenážních trubek, jedno- a vícestupňová injektáž s použitím ocelových trubek či svorníků, sekvenční ražba s dělením kaloty při těžbě na malé části s okamžitým zajištěním stříkaným betonem, sítěmi a svorníky, jednořadé/dvouřadé mikropilotové deštníky (MPD), dočasná spodní protiklenba v kalotě, apod. Pilotní tunel a chemická injektáž polyuretanem (PU) zde byly taktéž použity, ovšem bez úspěchu. V celé oblasti popisované poruchy Seri Nallah bylo instalováno celkem 42 mikropilotových deštníků s jednou nebo dvěma řadami injektovaných trubek a délkou 9, 12 nebo 15 m. Ty měly průměr zprvu 76 mm, pak 87 mm, později v nejkritičtější oblasti 114 mm.

V dubnu 2012 byl ve staničení 2049 pozorován náhlý silný přítok vody zhruba ve středu čelby. Počáteční přítok byl odhadnut na zhruba 5 l/s a během následujících čtyř hodin se zvýšil na 30 l/s. Poté následoval první velký kolaps na čelbě, který měl počátek v oblasti

tunnelling works, mainly in Seri Nallah fault zone and benching stretches. Secondly, after the breakthrough natural tunnel ventilation was created, so all tunnel ventilation ducts could be removed. It enabled start of all re-profiling works and further excavation works in Seri Nallah fault zone, where huge ventilation ducts occupied almost all cross section. Moreover, due to natural ventilation, temperature inside the tunnel dropped from 36°C at the tunnel face to nearly natural temperature from outside.

3.1 Tunnel excavation from South Portal in detail

Tunnel construction from South Portal started by top heading excavation in August 2010, using mentioned Drill and Blast method. Top heading excavation had more than 1.000m advance to bench at the beginning. Predominantly quartzitic schists with bands of phyllitic quartzites and phyllites with occasional seams of carbonaceous phyllites were encountered till Ch. (chainage) 1900 during the first 18 months. No major problems occurred during initial drive from South portal to Ch. 1900, except for minor dripping of water and occasional wedge failures, which were easily managed by the Contractor. When tunnel excavation reached approx. Ch. 1900, adverse shear zone, consisting of clay with minor rectangular fragments of quartzitic schists, charged with water was encountered 10° oblique to the tunnel axis from western side of excavated face at beginning of year 2012. Initial water inflow of 2–2.5L/s was recorded. The fact of that shear, later very big fault zone called Seri Nallah, was confirmed for several hundred meters. The Q value of rock excavated determination was only around 0.5 indicating “Very Poor” rock condition. Accordingly, the rock support was immediately changed from more favourable rock classes to RC 6, later RC 7 (the worst designed RC). You can see in Table 2 how Q values were divided and proposed RC at this project according design.

From Ch. 1911 to Ch. 1918 large deformation of primary support system was observed. Within 24 hours significant cracks were developed in the shotcrete of the primary lining, widths between 50mm and 300mm were noticed. Deformations of primary lining also sharply increased and exceeded the amount of 500mm. Immediately necessary measures were taken to prevent the collapse of primary lining.

Table 2 Classification of Tunnel based on Q value according design

Serial No.	Condition	In situ “Q” – value	Excavation RC
1.	good	> 10	1
2.	fair	4–10	2
3.	poor	1–4	3
4.	very poor	0.4–1	4
5.	extremely poor	0.1–0.4	5
6.	exceptionally poor	0.001–0.01	6 or 7

From Ch. 1904 to Ch. 2049, the encountered rock condition featured highly jointed and sheared variously weathered quartzitic phyllites with a number of shear seams along and across the bedding planes. With ongoing excavation, geology slowly changed along the Tunnel profile from rock to highly fractured, loose rock, (nearly soil condition). Rock condition changed from RC 1 with Q value ~ 20 (as determined/predicted in the tender document) to RC 6 (or later even RC 7) with Q value distinctly less than 1.

As already mentioned, the most difficult part of south drive was overcoming of Seri Nallah fault zone with many large water inflows and frequent ingresses of loose river borne material inside the tunnel. Several types of remedial actions were implemented: dewatering pipes installation, single and multistage grouting using rock bolts, sequential excavation with top heading division into small panels

vrcholu klenby tunelu. Vyplavený materiál sestával z úlomků horniny ve tvaru nepravidelných kostek o velikosti od 1 do 5 cm. Tato mimořádná událost měla za následek vytvoření rozměrného nadvýlomu v pravé straně horní klenby tunelu. Objem vyplaveného materiálu byl odhadnut až na 300 m³.

Podle geologických studií a předpokladů projektu měl tunel s největší pravděpodobností překročit poruchovou zónu Seri Nallah poblíž staničení 2200. Tyto předpovědi však také naznačovaly, že lze očekávat rozšíření vlivu této poruchové zóny na ražbu. Vzhledem k velmi malému úhlu mezi osou tunelu a směrem samotné poruchové zóny bylo možné předpokládat dřívější ovlivnění výrubu při postupu ražby tunelu.

Povrchová studie geologických jevů a jejich korelace s geologickými jevy vyskytujícími se v úrovni tunelu (staničení 2049) naznačila, že tento problém ovšem nesouvisí pouze s poruchou Seri Nallah, ale vznikl především v důsledku jiné tektonické linie protínající tunel v této oblasti. Toto tvrzení je také v souladu se skutečností, že podle studií provedených dříve, je zlom Seri Nallah kontaktem mezi kvarcitickými/fylitickými břidlicemi a magmatickými horninami.

Po stabilizaci čelby tunelu došlo k dalšímu velkému kolapsu při ražbě tunelu ve staničení 2076 dne 7. září 2012. Drcený horninový materiál smíchaný s vodou a bahnem o objemu až 1000 m³ zaplnil tunel a vytvořil další velký nadvýlom v oblasti stropu tunelu. Geologický profil tohoto úseku naznačoval, že okolní skalní masiv byl svou povahou heterogenní sestávající především ze střídajících se pásů středně až tence spojených s řadou poruchových zón o tloušťce od 0,1 do 2 m. Pro stabilizaci oblasti byla provedena kontaktní a výplňová injektáž od staničení 2048 do 2071 s 6 m dlouhými samozávrtnými svorníky po obvodu tunelu (mezi 10. až 2. hodinou). Celková spotřeba injektážní hmoty (cement a mikro cement) tehdy dosáhla cca 135 tun. Dále bylo v uvedeném úseku tunelu provedeno průzkumné jádrové vrtání s diamantovou vrtnou korunkou (čtyři vrty o délce 15 až 30 m). Interpretace jádrového vrtání ukázala, že průnikem poruchové zóny vznikla nad tunelem zóna rozvolněného horninového masivu, což spolu s velkým množstvím vody přispělo k vyplavení horninového materiálu. Během tohoto šetření nebyla identifikována žádná velká dutina. Po průchodu ražby tunelu v úseku mezi staničením 2049 do 2085 s podporou dvojitého mikropilotových deštníků byly podmínky ražení tunelu i nadále obtížné. To potvrzuje skutečnost, že výstavba dalších 406 m tunelu (mezi staničením 2049 a 2455) trvala více než tři a půl roku.

Přítomnost této podrcené a vodou nasycené výplně poruchové zóny Seri Nallah ve vysoce nestabilních geotechnických podmínkách vedla k vytvoření rozvolněné zóny nad klenbou tunelu, která se s dalším postupem ražeb pomalu přesouvala na levou stranu. V létě 2014 se přítok vody do profilu tunelu zvýšil na zhruba 85 l/s a počátkem roku 2015 celkový přítok vody v oblasti čelby kaloty dosáhl 100 l/s, což vedlo k velkému a častému vyplavování materiálu na čelbě tunelu, které bylo nutné řešit již uvedenými zajišťovacími opatřeními. Také zde byla zaznamenána změna složení hornin/zemin. Vysoce tektonicky porušená hornina, která se objevila na začátku úseku Seri Nallah, pomalu ustupovala říčnímu materiálu (RBM) – tedy částečně zaobleným úlomkům hornin různého původu, které se pravděpodobně skrz poruchovou zónu dostaly do výrubu tunelu až z říční akumulace řeky Seri Nallah, jež příčně prochází v nadloží tunelu. Obr. 6 ukazuje situaci ve staničení 2390 z konce srpna 2014. Toho dne se do tunelu provalilo obrovské množství sypkého materiálu s vodou z levé strany kaloty.

Pro stabilizaci oblasti přístropí a levé strany tunelu v celém úseku Seri Nallah byly instalovány nejprve mikropilotové deštníky o průměru 76 mm, poté o průměru 89 mm, které neunesly zatížení narušeným skalním masivem a selhaly. Poté byly instalovány deštníky s trubkami o průměru 114 mm, které rovněž 100% způsobem

and immediate support using shotcrete, wire meshes and rock bolts, single/double pipe roofing, temporary invert of top heading. Pilot tunnel and PU grouting were also used with no success. A total of 42 pipe roof umbrellas with single or double rows and length between 9, 12 or 15m were installed within Seri Nallah fault zone. The pipes diameters were in the begging 76mm, then 87mm, and later in the most critical area 114mm.

In April 2012, at Ch. 2049, a sudden heavy inflow of water was observed at the centre of the face. The initial discharge was estimated with approx. 5L/s and during the coming four hours, water inflow increased to 30L/s. That rapid increase of water flow was then followed by a blowout of material from the crown area. The washed out material consisted of pieces of rock, rectangular in shape ranging in size from 1 to 5cm. This washout resulted in the formation of a cavity/loose zone on right side of the crown of tunnel profile. The volume of slurry washed out was estimated with up to 300m³.

As per the predictions of the geological studies and reports of the project should most probably have crossed the Seri Nallah Fault Zone near Ch. 2200. However, these predictions also indicated that extensions of the fault zone could be expected and further that due to the very shallow dipping angle of the geological formations and the fault zone itself, earlier influence on the tunnel construction could be assumed. The surface study of the geological features and their correlations with geological features encountered at Tunnel level (Ch. 2049) indicated that this problem was not related to the Seri Nallah fault, but was reflected due to another lineament crossing the tunnel alignment at this location. This statement is also in agreement with the fact that as per studies undertaken earlier, Seri Nallah fault is the contact between quartzitic/phyllitic schist and the magmatic rocks.

After stabilisation of the tunnel face, another major blowout occurred during tunnel construction at Ch. 2076 on 7th September of 2012. Crushed material mixed with water and slurry of about 1.000m³ filled the tunnel from the crown area, creating another cavity/loose zone. The geological profile of that section indicated that the surrounding rock massif was heterogeneous in nature and mainly consisting of alternating bands of moderately to thinly jointed with a number of shear zones varying in thickness from 0.1 to 2m. To stabilise the area, contact and cavity grouting was executed at Ch. 2048 to Ch. 2071 with 6m long self-drilling rock bolts around the tunnel periphery (between 10 to 2 o'clock). The total consume grout (cement and micro cement) was about 135 tons. After stabilization core drilling was carried out by using a diamond core drilling machine (4 boreholes 15 to 30m long). Interpretation of core drilling indicated that the zone of dilated rock mass was created



zdroj: autor source: author

Obr. 6 Vyplavení materiálu v kalotě tunelu ve staničení 2390 ze dne 30. 8. 2014
Fig. 6 Material washed out at Ch. 2390 dated 30/08/2014



zdroj: autor source: author

Obr 7 Provádění dvouřadého deštníku o průměru 114 mm ve staničení 2413 až 2445

Fig. 7 Installation of double pipe roof umbrella with dia 114 mm at the stretch of Ch. 2413 to 2445

nezajistily bezpečné budování primárního ostění a na některých úsecích selhaly. Nakonec byly v kritické oblasti poruchové zóny instalovány dvouřadé deštníky s trubkami o průměru 114 mm, 15 m dlouhými a perforovanými, včetně instalovaných drenážních trubek o průměru 76 mm s předstihem na délku 24 m od staničení 2413 až do 2445, jak je názorně uvedeno na obr. 7. Perforované trubky byly použity za účelem maximálního odvodnění oblasti před čelbou a pro efektivní proces injektáže okolního masivu v podobě vrtaných mikropilotových deštníků. Při vrtání a instalaci jednotlivých trubek jednořadých i dvojřadých deštníků byl vždy navržen přesný postup injektáže, aby se docílilo co nejvyšší účinnosti. Nejvyšší přítok 102 l/s vody byl pozorován od staničení 2403 a dále až do konce úseku poruchové zóny Seri Nallah. Začátkem roku 2016 byl konečně zastižen neporušený skalní horninový masiv, a tak mohly ražby kaloty pokračovat běžným tempem až do zmiňované prorážky.

3.2 Detailní popis ražby tunelu ze severního portálu

Ražba tunelu ze severního portálu byla značně odlišná od portálu jižního. Nadloží zde bylo mnohem vyšší a ražba procházela většinu tohoto úseku pevným skalním masivem. Klimatické podmínky umožňovaly práci max. šest až sedm měsíců v roce, v závislosti na úrovni sněhové pokrývky.

Ražby ze severu se setkaly s vysokými horskými tlaky známými z ražeb alpských tunelů či hlubokých dolů. Jednalo se především o tzv. odprsky (z angličtiny bursting) a dále tlačivé podmínky (squeezing), které se projevovaly během ražby s nadložím dosahujícím výšky téměř 1,9 km [4]. To způsobilo velké konvergence přesahující někdy i 20 cm a rozsáhlé trhliny v primárním ostění. Vlivem opožděného uvolňování napětí horninového masivu se konvergence ustalovaly velmi pomalu, s ustálením deformací profilu obvykle více než 100 m za čelbou výrubu tunelu. Velmi důležité bylo tudíž správné načasování kotvení okolního horninového masivu. Doplněné kotvení oproti projektové dokumentaci (Swellex) kolmo na vrstevnatost horniny bylo pravidelně používáno ihned po aplikaci první vrstvy primárního ostění, za účelem eliminace vysokých konvergencí na primárním ostění. Primární ostění vykazovalo výrazné trhliny při ražbě v subhorizontálně uložených migmatizovaných rulách, které

above the tunnel by the intersection of shear zone, which together with the high amount of water resulted by flowing conditions of the rock material. No major cavity was found during that investigation. After passing the tunnel section between Ch. 2049 to Ch. 2085 with heavy support by double pipe roof umbrellas, tunnelling conditions continued to be still difficult. Construction of the upcoming 406m tunnel meters (between Ch. 2049 and Ch. 2455) took more than 3 and half years.

The presence of three weak and water bearing Seri Nallah fault in highly sheared rock resulted in the formation of dilated material zone above the crown of the tunnel, which was slowly shifting to the left side the further tunnel excavation continued. In summer 2014 water inflow to tunnel profile increased approx. to 85L/s and beginning of year 2015 the total water inflow in the face area reached 100L/s, resulting in a lot of material wash out occurred at the tunnel face, which had

to be solved by mentioned remedy actions. Also, a change of material composition was noticed. The highly fractured and shared material that was encountered in the beginning of the Seri Nallah fault slowly gave way to so called river borne material (RBM), at least partially rounded rock fragments of different origin not necessarily related to the rock at or close to the tunnel face. Fig. 6 shows the situation at Ch. 2390. That day huge volume of loose material with water came to the tunnel by excavation from left side of Top heading.

To stabilise the crown area and left side firstly 76mm dia, then 89mm dia pipe roofing were carried out, which unfortunately could not undertake the load of disturbed rock massif and it failed. Then 114mm dia pipe roofing installed and it has also failed at some pipe roof stretches. Finally double layer skin to skin pipe roof 114mm dia, 15m long perforated pipes, including 76mm dia drainage pipes up to length 24m were installed at critical area from Ch. 2413 till Ch. 2445 as shown on the Fig. 7. Perforated pipes of pipe umbrella were of course used for maximum dewatering of the area ahead of the tunnelling face, and for optimal grouting procedures of surrounding massif. During drilling and installation of pipe umbrellas, single layered or double layered, a detailed procedure of grouting was proposed to achieve the highest effectiveness. The highest inflow 102L/s of water was observed from Ch. 2403 onwards till passing the Seri Nallah fault Zone. At the start of the year 2016 regular rock massif was finally encountered.

3.2 Tunnel excavation from North Portal in detail

Tunnel excavation from North Portal (NP) was found much different compared to the South. The overburden was much higher and tunnel drive went through hard rock formation for the most part of that stretch. Weather conditions allowed working during procedure max. 6 to 7 months per year, depending on the snowfall.

North drive included rock bursting and squeezing condition during excavation with overburden reaching almost 1.9km, caused large convergences over 20cm and extensive cracks of primary lining. Due to delayed release of rock mass stress, convergences were decreasing very slowly till stabilization of profile usually more than 100m behind the tunnel face. Additional rock bolting (Swellex) perpendicular to



zdroj: autor source: author

Obr. 8 Jedna řáda pro regulaci napětí v primárním ostění za čelem kaloty, červenec 2017

Fig. 8 One row of Slot in the primary lining behind tunnel face of the Top Heading, July of 2017

se střídaly s pásy tenké fóliované slídových břidlic, zapadajících do čelby tunelu v oblasti vysokého nadloží. V této části projektu byla použita strategie s mezerou ve stříkaném ostění jako jedno z řešení. Důvodem byly trhliny ve stříkaném betonu primárního ostění, které vznikaly za čelem tunelu kaloty se zpožděním zhruba 10–15 m v přístropí kaloty. Konvergence se ustalovaly cca 100 až 130 m za čelbou tunelu.

Za účelem eliminace obtížných napěto-deformačních podmínek zde byly převážně použity zmíněné mezery za účelem redukce napětí v primárním ostění. Mezery primárního ostění měly šířku cca 50 cm a byly tvořeny pouze jednou vrstvou sítí a tenkou vrstvou stříkaného betonu. Toto opatření umožnilo horninovému masivu uvolnit napětí tím, že tolerovalo vývoj deformací v této mezeře, a tím zabránilo systematickému poškození primárního ostění. Mezery pro uvolnění napětí měly nicméně negativní dopad na příhradové nosníky, které se deformovaly a narušily tím celistvost primárního ostění, s čímž tuneloví inženýři dopředu počítali. Nežádoucím a občasným jevem v takovýchto podmínkách byl fakt, že při extrémní deformaci příhradových nosníků praskla i skořepina stříkaného betonu. Tento negativní efekt doprovázený zvýšeným deformačním chováním primárního ostění byl obvykle eliminován použitím jiného opatření. To znamená, pokud výše uvedené mezery nezajistily dostatečné zajištění primárního ostění, inženýrský dozor nařídil použít tzv. regulátory



zdroj: autor source: author

Obr. 9 Dvě řady LSC, jedna řada LSC umístěna poblíž čela kaloty, červenec 2015

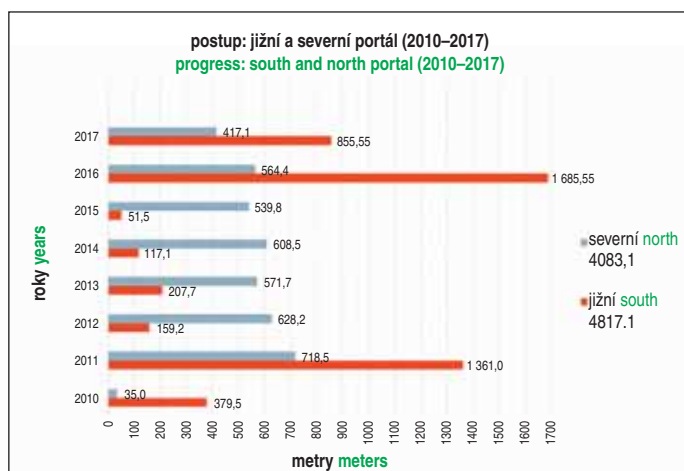
Fig. 9 Two rows of LSC, then one row of LSC close to tunnel face of Top Heading, July of 2015

the rock foliation was regularly used immediately after application first layer of primary lining to reduce convergences. Proper timing of rock bolting was very important as well. Primary lining showed significantly cracking, while excavating through subhorizontally laid migmatite gneisses with alternate bands of thinly foliated mica schist, dipping in tunnel drive direction with high overburden. Slots as one optional solution were used at this part of the project. The reason was that shotcrete cracking in the primary lining developed behind the tunnel face of the Top Heading with a delay of approx. 10–15m in the crown, between 12 o'clock and 1 o'clock position. The convergencies in monitoring profiles were stabilized approx. 100 to 130m behind the tunnel face [4].

To overcome the difficult stress conditions, mentioned slots were predominantly used with positive reaction of the primary lining. Slots are actually gap of a primary lining with width of approx. 50cm, with only 1 layer of wire mesh and thin layer of shotcrete. This tool enabled the rock mass to release stress by allowing deformations through closing of the gap and preventing damages of the primary lining. Having slots to get stress release had nevertheless negative effect on lattice girders, which deformed, and disturbed the integrity of the primary lining, which was however expected by the tunnel engineers. Unwelcome and occasional feature in such conditions was the fact, that during extreme deformation of the lattice girders the shotcrete shell cracked at same time. Such negative effect accompanied by an increased deformation behavior of the primary lining was usually eliminated by using another tool of our Himalayan tunneling. So, when above mentioned slots did not ensure sufficient primary lining, the Engineer instructed to use lining stress controllers (LSC), which could ensure the shotcrete shell integrity, but it was more expensive instrument. One row of the Slot in the primary lining located approximately at 1 o'clock is shown on Fig. 8. Successful utilization of LSC, even in two rows, under overburden about 1.800m can be seen at Fig. 9.

According to Table 2, tunnelling condition were usually classified as "Fair" or "Poor" there and the rock formations composed of high grade of metamorphic migmatite. The variation of migmatite includes micaceous gneiss, magmatic schist or phyllites with a significant proportion of quartzite.

Following chart on Fig. 10 summarizes yearly progress of top heading excavation from both portals till the breakthrough. After 10 years of hard-won progress, the completed tunnel was opened to the



zdroj: autor source: author

Obr. 10 Roční postupy ražby kaloty

Fig. 10 Top heading excavation yearly progress

napětí v ostění (z angličtiny Lining Stress Controllers – LSC), které měly zajistit integritu stříkaného betonu, což bylo samozřejmě výrazně dražší opatření. Jedna řada mezer v primárním ostění umístěná přibližně na 1. hodině je znázorněna na obr. 8. Úspěšné využití LSC, dokonce ve dvou řadách pod nadloží cca 1800 m, je na obr. 9.

Podle tab. 2 byly podmínky ražení obvykle klasifikovány jako „vyhovující“ nebo „špatné“ a horninový masiv se skládal z vysoce kvalitního pevného migmatitu. Variace migmatitu zahrnovaly slídnaté ruly, magmatické břidlice nebo fylity s významným podílem křemence.

Graf na obr. 10 shrnuje roční postup ražby kaloty od zahájení ražeb od obou portálů až po prorážku. Po 10 letech problematické stavby byl tunel zprovozněn dne 3. října 2020.

Jižní portál tunelu den před otevřením je vidět na obr. 11.

4. ZÁVĚR

Mladé himálájské pohoří se složitou geologií a komplikovanými geotechnickými podmínkami při výstavbě tunelů prakticky vždy překvapí. Z příkladů tunelu Rohtang je zřejmé, že nejen pečlivý, ale také co nejpodrobnější geologický průzkum je nutný před a během realizace projektu za pozornosti všech stran podílejících se na projektu. Jedná se o dodavatele, inženýrský dozor, projektanta a objednatele. Pouze společné úsilí všech uvedených stran ve všech fázích projektu (studie proveditelnosti [3], projekční řešení, realizace) poskytne potřebnou flexibilitu stavebního procesu, která umožňuje okamžitou reakci na měnící se geologické a geotechnické podmínky. Všichni účastníci tohoto projektu se zasloužili o to, že silniční tunel Rohtang/Atal byl zhruba po 10 letech výstavby, na podzim roku 2020 zprovozněn.

Jistou prestiž a jedinečnost dodala tomuto projektu i následující skutečnost. Na celosvětové konferenci mezinárodní organizace FIDIC, konané od 11. do 13. 9. 2022 v Ženevě, byl tento projekt oceněn v kategorii „Vynikající projekt roku velkých rozměrů“.

*Ing. RADEK BERNARD, Ph.D.,
radek.bernard@geotechnika.cz, SG Geotechnika a.s.*

Recenzoval Reviewed: Ing. Martin Srb, Ph.D.



*Obr. 11 Jižní portál tunelu Atal (původní název Rohtang), jeden den před oficiálním otevřením
Fig. 11 The South Portal of the Atal Tunnel, one day prior official opening*

zdroj: Syamal Barman source: Syamal Barman

traffic on 3rd October of 2020. South Portal of the tunnel, the day before opening, can be seen on Fig. 11.

4. CONCLUSION

The young Himalayan Mountains with their complex geology and complex geotechnical conditions do always hold surprises during tunnel construction. From the examples of Rohtang Tunnel shown in this article, it is clear that not only careful and as detailed as possible geological investigations are required prior and during the execution of the project, but the same also needs to be done with concentrated attention of all parties involved in the project, namely Contractor, Engineer, Designer and Client. Only combined efforts throughout all different project stages (Feasibility study, Design, Execution and Implementation) will provide the necessary flexibility of the construction process that allows instant and immediate reaction to changing geological and geotechnical conditions. The all parties of this project are definitely happy that Rohtang/Atal Tunnel was finally opened approx. after 10 years in the Autumn 2020.

The following fact added a certain prestige and uniqueness to this project. At the global conference of the international organization FIDIC, held from 11 to 13 September 2022 in Geneva, this project was awarded in the category “Outstanding Large Project of the Year”.

*Ing. RADEK BERNARD, Ph.D.,
radek.bernard@geotechnika.cz, SG Geotechnika a.s.*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] BERNARD, R., DÖLLMANN, O., KUNC, L. *Experiences by excavation of Rohtang highway tunnel in Himalayas near Manali.* In Proceedings, Underground Construction Prague 2016.
- [2] BHAN DARI, R. C., JANGADE, B. D., SAINI, S., CHOUDHARY, B. K., WESLEY, S. *Geological Investigation for Tunnel Projects and their Impact on Cost and Schedule Related to Project Construction with Special Reference to Highway Tunnels in Himalayas.* 4th Indian Rock Conference, Indorock-2013, 29–31 May 2013, venue, Jaypee University of Information Technology (JUIT), Wagnaghat, Solan, H.P.
- [3] RITES: *Feasibility Study Highway across Himalayan Ranges.* Manali, H.P., 1996.
- [4] BERNARD, R., ERTL, H. *Tunnelling in extreme ground condition – execution of Rohtang highway tunnel in the Himalayas.* In Proceedings of BRO Seminar, Challenges in planning, investigation, design and construction of highway tunnels in Himalayan region. New Delhi, India, 2nd to 3rd Nov. 2017.

VÝZKUM HYDRAULICKÝCH A MIGRAČNÍCH VLASTNOSTÍ KRYSTALINICKÝCH HORNIN V ČESKÉ REPUBLICE

INVESTIGATION INTO HYDRAULIC AND MIGRATION PROPERTIES OF CRYSTALLINE ROCKS IN THE CZECH REPUBLIC

KAREL SOSNA, MILAN ZUNA, LIBOR GVOŽDÍK, ONDŘEJ ŠVAGERA, JAN SMUTEK

ABSTRAKT

Príspevek se zaměřuje na laboratorní a in-situ zkoušky v podzemí, jejichž hlavním cílem je popis puklinové sítě a studium jejich vzájemné propojenosti. Príspevek prezentuje výsledky dvou projektů realizovaných v podzemní laboratoři Josef (ČVUT) a v Podzemním výzkumném pracovišti (PVP) Bukov (SÚRAO). Monitoring ve štole Josef v rozrážce JP-57 probíhal za použití strunových piezometrů izolovaných ve vrtech pneumatickými trojitými pakry. Cílem prací bylo studium přirozeného tlaku podzemní vody a provedení a vyhodnocení vodních tlakových zkoušek a stopovacích zkoušek. Celkem bylo realizováno 19 neaktivních a dvě aktivní stopovací zkoušky. Použití radioaktivních stopovačů v horninovém prostředí bylo pilotním experimentem tohoto typu měření v ČR. Pro popis horninové matrice byla použita metoda identifikace četnosti, propojenosti a délky mikrotrhlin v horninových vzorcích pomocí aplikace fluorescenční pryskyřice a konfokálního mikroskopu. V rámci projektu v PVP Bukov byly konstruovány čtyřpakrové systémy, které se využívají k monitoringu tlaků v puklinách, realizaci hydraulických a stopovacích zkoušek.

ABSTRACT

The paper focuses on laboratory and in-situ underground tests, the main objective of which is the description of the fissure network and the study of the interconnection of fissures. The paper presents the results of two projects executed in the Josef Underground Laboratory (the Czech Technical University) and in the Bukov Underground Research Facility (URF) (SÚRAO). Monitoring in the Josef gallery in the JP-57 gallery side stub was carried out using vibrating wire piezometers isolated in the boreholes by pneumatic triple packers. The objective of the works was to study the natural pressure of ground water and conduct and evaluate water pressure tests and tracer tests. A total of 19 inactive and 2 active tracer tests were carried out. The use of radioactive tracers in the rock environment was a pilot experiment of this type of measurement in the Czech Republic. To describe the rock matrix, a method was applied used to identify the frequency, connection and length of microcracks in rock samples using fluorescent resin and a confocal microscope. As part of the project at the Bukov URF, quadruple packer systems were constructed, which are used to monitor pressures in fractures, conduct hydraulic and tracer tests.

ÚVOD

Hlavním cílem projektu „Přenos hodnot migračních Parametrů granitických hornin z Mikroměřítko do Reálného měřítko horninového masivu“ (PAMIRe) bylo stanovit míru reprodukovatelnosti výstupů laboratorního studia transportních procesů stopovačů v porovnání s výsledky experimentu většího měřítko (dm), následně ji implementovat do reálných podmínek granitických hornin (experiment in-situ) a do modelů vyhodnocujících migraci radionuklidů do horniny. Jedním z výstupů projektu bylo zavedení metodiky použití radioaktivních stopovačů v horninovém prostředí jako pilotní experiment tohoto typu v ČR. Pro popis horninového prostředí a vytvoření modelu pórového prostoru horninové matrice byla mimo jiné použita metoda identifikace četnosti, propojenosti a velikosti pórů v horninových vzorcích (pomocí kombinace aplikace fluorescenční pryskyřice a konfokálního mikroskopu).

Další projekt „Výzkum puklinové konektivity v PVP Bukov“ je zaměřen na výzkumně-vývojové práce vedoucí k získání informací o rychlosti a charakteru toku podzemní vody, konektivitě puklinových sítí a v obecné rovině pak na metodiku a zpracování geologických a hydrogeologických Discrete Fracture Network (DFN) modelů.

In-situ migrační experimenty zaměřené na studium puklin a transportních parametrů krystalických hornin v rámci hledání vhodného horninového prostředí pro hlubinné úložiště radioaktivního odpadu jsou popisovány např. ve [1] a [2] Leuggern borehole, [3] projekt Fracture system flow test, [4] experiment TRUE-1, [5] projekt TRUE Block scale nebo [6] Baseline Conditions at Olkiluoto.

INTRODUCTION

The main objective of “The transfer of granitic rock migration parameters from microscale to real scale in the rock massive (PAMIRe)” project was to determine the degree of reproducibility of the results of the laboratory study on tracer transport processes in comparison with the results of a larger-scale experiment (dm), then implement it into the real conditions of granitic rocks (in-situ experiment) and into models evaluating the migration of radionuclides into the rock. One of the outputs of the project was the introduction of the methodology of using radioactive tracers in the rock environment as a pilot experiment of this type in the Czech Republic. To describe the rock environment and create a model of the pore space of the rock matrix, the method of identifying the frequency, connectivity and size of pores in rock matrix (using a combination of fluorescent resin application and a confocal microscope) was used, in addition to other things.

Another project “Research of fracture connectivity at the Bukov URF” is focused on research and development work leading to obtaining information on the rate and character of groundwater flow, the connectivity of fracture networks and, in general, on the methodology and preparation of the Discrete Fracture Network (DFN) geological and hydrogeological models.

The in-situ migration experiments focused on the study of fractures and transport parameters of crystalline rocks as part of the search for a suitable rock environment for a deep geological radioactive waste repository are described, for example, in [1] and [2] Leuggern borehole, [3] Fracture system flow project test,

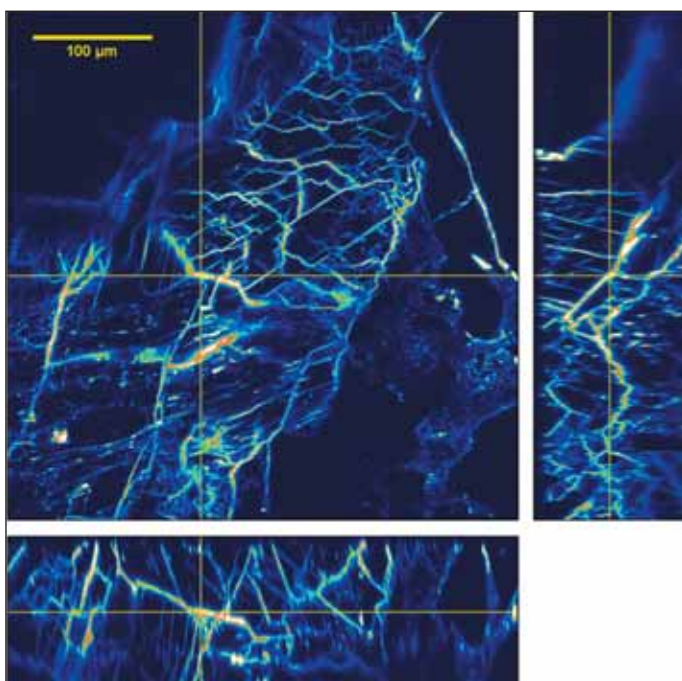
VIZUALIZACE MIKROPÓROVÉHO PROSTORU POMOCÍ KONFOKÁLNÍ MIKROSKOPIE

Hlavním cílem prací bylo zjištění charakteru pórového prostoru. Za tím účelem byly vyrobeny neleštěné výbrusy horninových vzorků sázavského tonalitu tloušťky 200 mm odebraných v podzemní laboratoři Josef. Dalším cílem prací bylo zjištění, které minerály jsou porušené sítí mikrotrhlin. Pro studium v procházejícím světle byly vyrobeny leštěné výbrusy o tloušťce 40 mm.

Ze snímků (obr. 1, 2) je patrné, že makroskopicky viditelné vyhojené pukliny fungují jako preferenční zóny proudění kapalin horninovou maticí. Puklinová síť horninové matrice je neprůběžná a tvoří izolované enklávy. Ve výbrusech byly sledovány tři typy mikrotrhlin, a to:

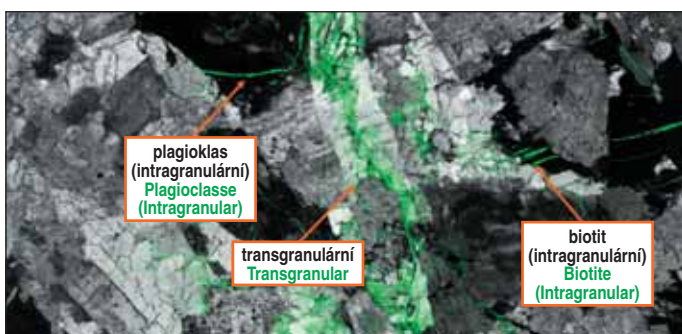
- transgranulární (napříč zrn);
- intergranulární (na rozhraní zrn);
- intragranulární (uvnitř zrn).

Mikrotrhliny porušují všechny hlavní horninotvorné minerály, a to plagioklasy, křemen a biotit.



Obr. 1 Detail propojené a husté mikropuklinové sítě tvořící vyhojenou puklinu, snímek v ploše výbrusu (nahore vlevo) a vertikální řezy výbrusem (vpravo a dole)

Fig. 1 Detail of the interconnected and dense microcrack network forming a healed crack; picture in the plane of the rock slice (top left) and vertical sections through the rock slice (right and bottom)



Obr. 2 Výbrus 1,5×3 mm, intragranulární trhlina v plagioklasu (vlevo), transgranulární trhlina uprostřed, intragranulární trhlina v biotitu (vpravo)

Fig. 2 Rock slice 1.5×3mm, intragranular crack in plagioclase (left), transgranular crack in the middle, intragranular crack in biotite (right)

[4] TRUE-1 experiment, [5] TRUE Block scale project or [6] Baseline Conditions at Olkiluoto.

VISUALISATION OF MICROPORE SPACE USING CONFOCAL MICROSCOPY

The main goal of the work was to determine the nature of the pore space. For this purpose, 200mm thick unpolished rock slices of Sazava tonalite taken in the Josef Underground Laboratory were produced. The main goal of the work was to determine the nature of the pore space. Another objective of the work was to find out which minerals are broken by a network of microfractures. Polished rock slices with a thickness of 40mm were made for the study in passing light.

From the pictures (Figures 1, 2) it is evident that the macroscopically visible healed fractures function as preferential zones of fluid flow through the rock matrix. The fracture network of the rock matrix is discontinuous and forms isolated enclaves. Three types of microfractures were observed in the rock slices, namely:

- transgranular (across grains);
- intergranular (on interfaces of grains);
- intragranular (inside grains).

Microfractures disturb all major rock-forming minerals, namely plagioclase, quartz, and biotite.

MONITORING OF GROUNDWATER PRESSURE IN JOSEF GALLERY

Groundwater pressure was monitored in the JP-57 side stub of the Josef gallery during the project. Monitoring was carried out using vibrating wire piezometers isolated in boreholes by pneumatic triple packers (see Fig. 3). The objective of the work was to determine the natural pressure of groundwater, the influence of water-pressure tests and tracer tests on this pressure.

Multipackers at the levels where the fractures were monitored were equipped with polyamide seals (see Fig. 4), which reduce the volume of water in the tested sections. The reason for the installation of the seals was the subsequent improvement of the balance of tracer tests, or reducing the volume of water in which the tracer in the borehole can mix. By installing these seals, the volume of the level in borehole PA1 was reduced from 4,898dm³ to 1.727dm³, in well PA2 from 3,292dm³ to 1.808dm³.

The results of groundwater pressure monitoring in boreholes PA1 and PA2 using triple pneumatic packers pressurised with water in 2016 (see Fig. 5) show that the pressure in the conductive fracture sections 2.05–3.52m and 2.43–3.49m fluctuates about 63kPa when



Obr. 3 Multipakry PA1 (nahore) a PA2 (dole)

Fig. 3 Multipackers PA1 (top) and PA2 (bottom)



Obr. 4 Těsnění z polyamidu v etážích monitorujících puklinu

Fig. 4 Polyamide seal at levels monitoring the crack

MONITORING TLAKU PODZEMNÍ VODY VE ŠTOLE JOSEF

V rozrážce JP-57 štoly Josef byl v průběhu projektu sledován tlak podzemní vody. Monitoring probíhal pomocí strunových piezometrů izolovaných ve vrtech pneumatickými trojitými pakry (obr. 3). Cílem prací bylo zjištění přirozeného tlaku podzemní vody, vlivu vodních tlakových zkoušek a stopovacích zkoušek na tento tlak.

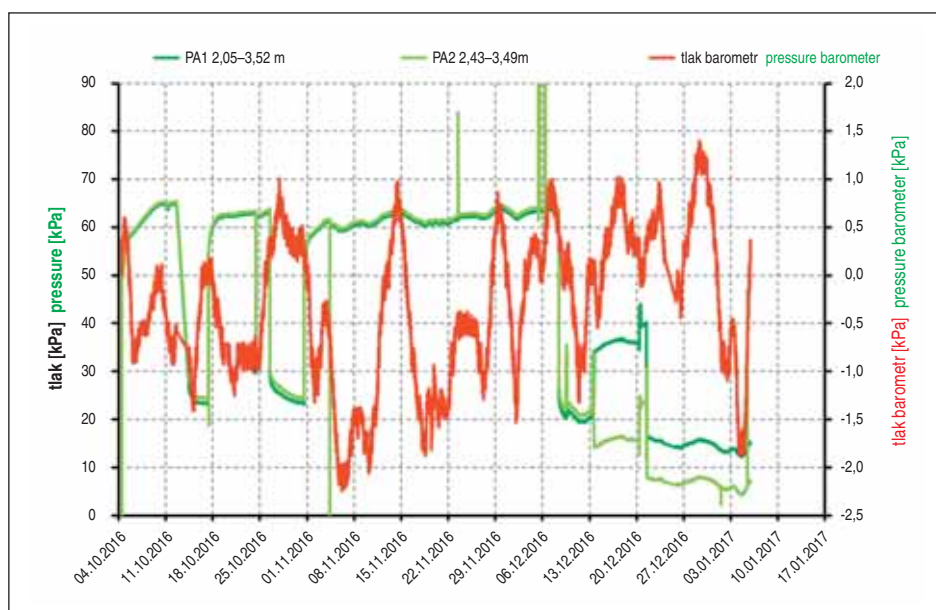
Multipakry byly v etážích monitorujících puklinu vystrojeny těsněními z polyamidu (obr. 4), které zmenšují objem vody v testovaných úsecích. Důvodem instalace těsnění bylo následné zlepšení bilance stopovacích zkoušek, resp. zmenšení objemu vody, v němž se stopovač ve vrtu může mísit. Instalací těchto ucpávek byl objem etáže ve vrtu PA1 zmenšen z 4,898 dm³ na 1,727 dm³, ve vrtu PA2 z 3,292 dm³ na 1,808 dm³.

Výsledky monitoringu tlaku podzemní vody ve vrtech PA1 a PA2 pomocí trojitých pneumatických pakrů, tlakových pomocí vody v roce 2016 (obr. 5) ukazují, že tlak v úsecích vodivé pukliny 2,05–3,52 m a 2,43–3,49 m se při zavěných úsecích pohybuje okolo 63 kPa. Při obou otevřených úsecích je tlak okolo 25 kPa (data z listopadu 2016) nebo 5 (PA2) a 15 (PA1) kPa (data z prosince 2016). Data ze začátku prosince 2016 jsou ovlivněna probíhajícími stopovacími zkouškami.

STOPOVACÍ ZKOUŠKY VE ŠTOLE JOSEF

Hlavním výstupem stopovacích zkoušek byly průnikové křivky (obr. 6). Jejich průběh znázorňovaly změny vodivosti roztoku zaznamenané během testu, které byly přepočteny na koncentrace stopovací látky. Jako neaktivní stopovače byly testovány roztoky NaCl (v koncentracích 0,1M; 0,05M; 0,01M), KI (v koncentraci 0,01M). Podle jejich tvaru lze posuzovat vlastnosti prostředí, jako je např. disperze částic. Čím je křivka pozvolnější, tím je rozptýlení (neboli disperze) částic stopovače větší.

V rozrážce SP-47 ve vrtech PA1 a PA2 v intervalech s otevřenou puklinou byly v roce 2016 vyhodnoceny tři stopovací zkoušky s chloridem sodným. Při testech byly zkoušeny především různé možnosti zapojení vstupů a výstupů pro validaci modelu, různé koncentrace stopovače, systémy měření a odběru vzorků. V roce 2017 bylo realizováno dalších dvacet jedna stopovacích zkoušek.



Obr. 5 Monitoring tlaku v úseku na puklině v PA1 a PA2 pomocí multipakrů včetně měření atmosférického tlaku

Fig. 5 Monitoring of pressure on a crack in PA1 and PA2 using micropackers, including measurement of atmospheric pressure

the sections are closed. When both sections are open, the pressure is around 25kPa (data from November 2016) or 5kPa (PA2) and 15kPa (PA1) (data from December 2016). The data from the beginning of December 2016 is affected by ongoing tracer tests.

TRACER TESTS IN JOSEF GALLERY

Intersection curves (see Fig. 6) were the main output of the tracer tests. Their course was demonstrated by the changes in the solution conductivity recorded during the test, which were converted into tracer concentrations. NaCl solutions (in concentrations of 0.1M, 0.05M, 0.01M), KI solutions (in concentration of 0.01M) were tested as inactive tracers. According to the shape of the curves, the properties of the environment, such as particle dispersion, can be assessed. The slower the curve gradient, the greater the dispersion of the tracer particles.

Three sodium chloride tracer tests were assessed in 2016 in the SP-47 side stub in boreholes PA1 and PA2 in the open fracture intervals. Various options for integration of inputs and outputs for model validation, different tracer concentrations, measurement and sampling systems were tested during the tests. In 2017, other twenty one tracking tests were carried out.

The results of the tracking tests were assessed using the Qtracer2 program [7].

The following parameters were entered into the Qtracer2 program:

- amount of injected tracer;
- tracer injection pulse duration;
- flow rate;
- radial distance of the sampling station;
- trajectory curvature correction;
- time and concentration.

The amount of tracer injected was calculated from the duration of the tracer injection pulse, the flow rate in the injection section and the tracer concentration. The radial distance was calculated by summing the length of the fracture between boreholes PA1 and PA2 (0.7m) and the length of open injection sections in boreholes PA1 (1.47m) and PA2 (1.06m). The trajectory curvature correction was left at 1.5, which is an empirical value obtained from a large number of tracing tests performed by the author of the Qtracer2 program. The determined time was corrected by the values of the time required for the tracer solution to be transported from the measurement point

at the entrance to the system in the side stub to the injection point in the tested interval in the injection borehole, and to the contrary, for its transport from the collection point in the tested interval in the receiving borehole to the measurement place in the gallery side stub. This delay due to the test instrumentation, which distorts the studied water flow through the fracture in the rock massif, was calculated from the values of the volume of the injection hoses and the flow rates in the injection and receiving boreholes.

The aim of the above tests was tuning and preparation for an active experiment using a tritium tracer ³H. Working with radioactive tracers is a specific activity and requires thorough preparation and planning with regard to the work safety and protection of the rock environment. As part of the preparation, there was active communication with the representatives of the State Office for Nuclear Safety (SÚJB) and, based on the interim results,

Výsledky stopovacích zkoušek byly vyhodnoceny pomocí programu Qtracer2 [7].

Do programu Qtracer2 byly zadány následující parametry:

- množství injektovaného stopovače;
- doba pulsu injekce stopovače;
- průtok;
- radiální vzdálenost k vzorkovací stanici;
- korekce na zakřivení dráhy;
- čas a koncentrace.

Množství injektovaného stopovače bylo vypočteno z doby pulsu injekce stopovače, průtoku v injekčním úseku a koncentrace stopovací látky. Radiální vzdálenost byla vypočtena součtem délky pukliny mezi vrty PA1 a PA2 (0,7 m) a délky otevřených injekčních úseků ve vrtech PA1 (1,47 m) a PA2 (1,06 m). Korekce na zakřivení dráhy byla ponechána 1,5, což je empirická hodnota získaná z velkého množství stopovacích zkoušek realizovaných autorem programu Qtracer2. Zjištěný čas byl opraven o hodnoty doby, kterou roztok stopovače potřebuje k svému transportu od měřicího místa na vstupu do systému v rozrážce k místu injekce v testovaném intervalu ve vrtu injekčním, a naopak k svému transportu od místa jímání v testovaném intervalu ve vrtu jímacím do měřicího místa v rozrážce. Toto zpoždění vlivem instrumentace zkoušky, které zkrusluje studované proudění vody v puklině v horninovém masivu, bylo vypočteno z hodnot objemu injekčních hadiček a průtoků v injekčním a jímacím vrtu.

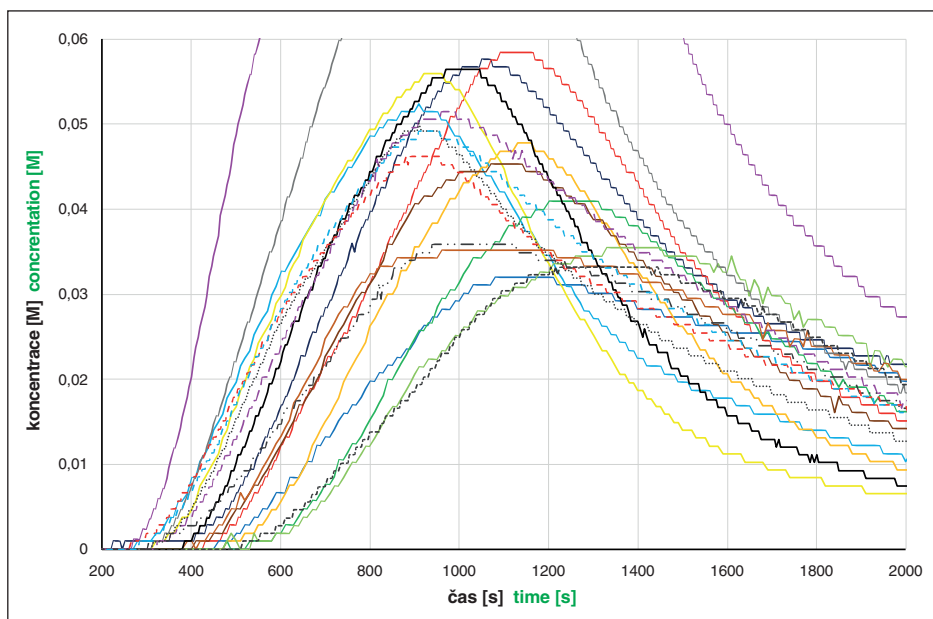
Cílem výše uvedených testů bylo ladění a příprava na aktivní experiment za použití stopovače tritia ^3H . Práce s radioaktivními stopovači je specifickou činností a vyžaduje důkladnou přípravu a plánování s ohledem na bezpečnost práce a ochranu horninového prostředí. V rámci přípravy probíhala aktivní komunikace se zástupci Státního úřadu pro jadernou bezpečnost (SÚJB) a na základě průběžných výsledků probíhal vývoj požadavků a byl modifikován experiment s cílem maximalizovat návratnost stopovače, minimalizovat vstupní aktivitu a následně minimalizovat aktivitu a objem výstupního roztoku. Důraz byl proto dán v první řadě na co nejvyšší návratnost stopovače. V průběhu experimentů se ukázalo, že na návratnost má zásadní vliv koncentrace stopovače v gramech na litr. Čím byl roztok koncentrovanější, tím návratnost klesala. Z toho důvodu byl volen roztok koncentrace 0,01M NaCl. Další vliv na návratnost měla doba injektáže. Testy s dobou injektáže 1 minuta, kdy bylo injektováno pouze velmi malé množství stopovače, měly velmi nízkou návratnost. Dále bylo proto injektováno 10 minut.

Z výše uvedených testů s pořadovými čísly 4, 5, 8, 9, 10, 12, 18, 19, 21, 22, kdy byly testovány různé kombinace vstupních a výstupních intervalů na pakrech, dále vyplývá:

- pomalé a nízké vrcholy (extrémy) jsou u testů, když je na výstupu PA1 v hloubce 2,38 m, nebo když se injektuje oběma vrty;
- je-li na výstupu PA1 v hloubce 3,2 m, je zkouška rychlejší.

Z těchto důvodů byla jako finální konfigurace pro aktivní stopovací zkoušku vybrána PA2 v hloubce 2,82 m (IN) – PA1 v hloubce 3,20 m (OUT) (obr.7).

V rozrážce JP-57 ve vrtech PA1 a PA2 v intervalech s otevřenou puklinou byly v roce 2017 vyhodnoceny dvě stopovací zkoušky s tritiem (^3H) připraveném v 0,01M NaCl. Aktivita stopovače



Obr. 6 Průnikové křivky stopovacích zkoušek s NaCl
Fig. 6 Intersection curves of tracer tests using NaCl

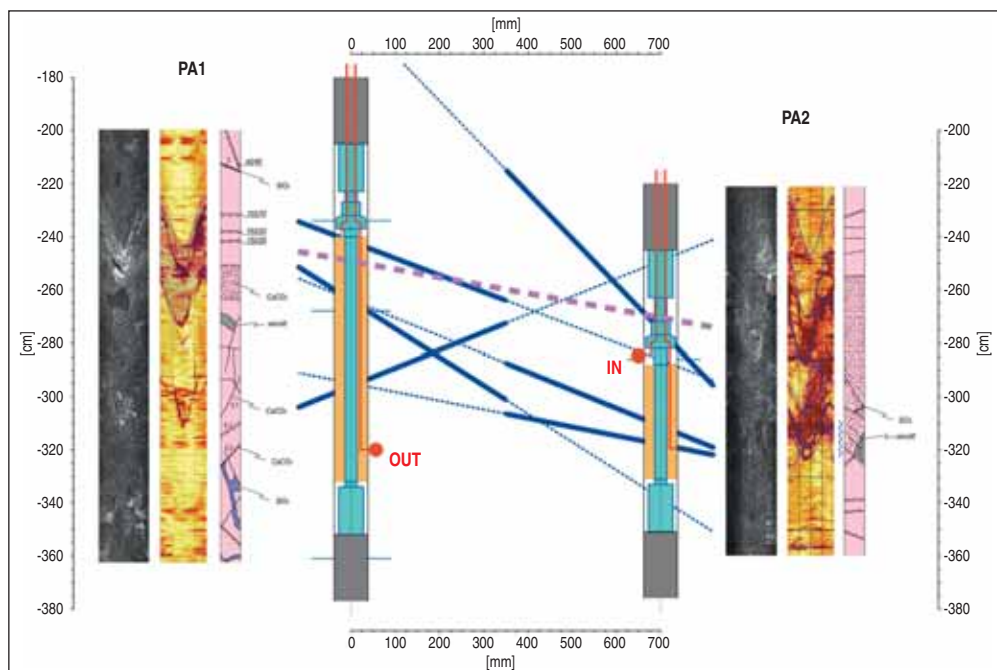
the requirements were developed and the experiment was modified with the aim of maximising the return of the tracer, minimising the entrance activity and subsequently minimising the activity and volume of the output solution. The emphasis was therefore placed primarily on the highest possible return of the tracer. In the course of the experiments, it became clear that the concentration of the tracer in grams per litre has a major influence on the recovery rate. The more concentrated the solution, the lower the return. For that reason, a solution with a concentration of 0.01M NaCl was chosen. The duration of injection had another influence on the return. Tests with injection duration of 1 minute, where only a very small amount of tracer was injected, had a very low recovery rate. For that reason, the subsequent injection lasted for 10 minutes.

It further follows from the above tests with serial numbers 4, 5, 8, 9, 10, 12, 18, 19, 21, 22, where different combinations of input and output intervals were tested on packers:

- slow and low peaks (extremes) are in the tests when the hose outlet in PA1 is at a depth of 2.38m, or when injecting is carried out through both boreholes;
- when the hose outlet in PA 1 is at a depth of 3.2m, the test is quicker.

For these reasons, the configuration PA2 at a depth of 2.82m (IN) – PA1 at a depth of 3.20m (OUT) was chosen as the final configuration for the active tracer test (see Fig. 7).

Two tracer tests with tritium (^3H) prepared in 0.01M NaCl were assessed in 2017 in the SP-47 side stub in boreholes PA1 and PA2 in the open-fracture intervals. The tracer activity was 2 MBq.L⁻¹, application duration was 10min, injection flow rate was Q_{in} 50ml.min⁻¹. The ^3H activity was measured by liquid scintillation spectrometry (Liquid Scintillation Counting – LSC) using a Hidex 300 SL instrument (manufactured by Hidex Oy). In order to monitor the continuous progress of the test, tracer ^3H was prepared in 0.01M NaCl and the conductivity was measured using conductometers manufactured by WTW. The measured results of the ^3H activity of both tests were consistent, and a close correlation of the courses of both tests, measured both by checking measurement underground (using the LSC Triathler instrument, manufactured by Hidex Oy), and in the laboratory using the Hidex 300 SL instrument, was observed. Subsequently, the tracer tests and penetration curves were assessed using Qtracer2. The first tracer appearance (^3H) took around



Obr. 7 Řez horninovým prostředím a detail multipakového systému s vykreslením vstupní (IN) a výstupní (OUT) hadičky; tučně modře jsou v řezu vyznačeny pukliny zjištěné ve vrtu akustickým a optickým skenerem, čárkovaně růžově je vyznačen průběh vodivé pukliny zadané v modelu

Fig. 7 Rock environment cross section and a detail of multipacker system with inlet (IN) and outlet (OUT) hoses rendered; fractures identified in the borehole by an acoustic and optical scanner are marked deep blue in the section, the course of the conductive fracture entered in the model is marked in dashed pink

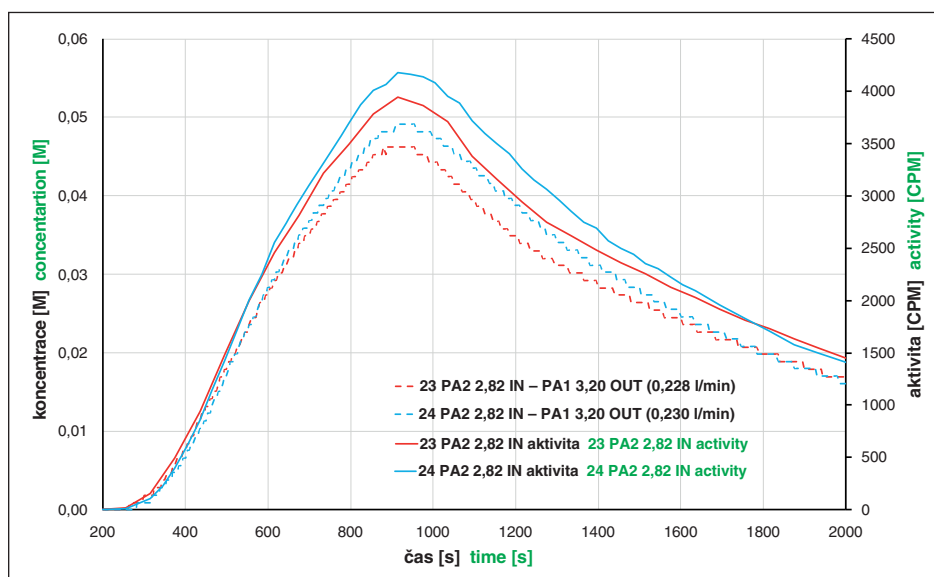
byla 2 MBq.l^{-1} , doba aplikace byla 10 min, injektážní průtok byl $Q_{in} 50 \text{ ml. min}^{-1}$. Měření aktivity ^3H bylo prováděno metodou kapalinové scintilační spektrometrie (Liquid Scintillation Counting – LSC, kapalinový scintilační spektrometr) na přístroji Hidex 300 SL (výrobce Hidex Oy). Aby bylo možné sledování kontinuálního průběhu zkoušky, byl stopovač ^3H připraven do $0,01\text{M NaCl}$ a bylo provedeno měření vodivosti pomocí konduktometrů výrobce WTW. Naměřené výsledky aktivity ^3H obou zkoušek byly konzistentní a byla sledovaná těsná korelace průběhů obou zkoušek měřených jak kontrolním měřením v podzemí (zařízením LSC Triathler, výrobce Hidex Oy), tak v laboratoři na přístroji Hidex 300 SL. Následně bylo provedeno vyhodnocení stopovacích zkoušek a průnikových křivek pomocí Qtracer2. Čas prvního objevení stopovače (^3H) byl kolem 4:15 min s časem maximální koncentrace kolem 15:15 min. Z výsledků vyplývá (obr. 8), že aktivní stopovač proudil oproti roztoku soli puklinou rychleji. Čas prvního objevení (^3H) je o 10 až 30 vteřin dříve. Ostatní parametry jsou obdobné. Případnou další zkoušku by proto bylo vhodné realizovat bez roztoku soli, který může mísení směsi stopovače s vodou na lokalitě zpomalovat. Transportní model byl sestaven v programu MT3DMS (výrobce The University of Alabama) na podkladě verifikovaného hydraulického modelu realizovaného v programu MODFLOW2000 (výrobce U.S. Geological Survey). Důležitou součástí vyhodnocení aktivních experimentů bylo také vyhodnocení celkové bilance experimentu, která dokumentuje návratnost injektovaného množství stopovače ve výstupní vodě. Podle předpokladu a podle výsledků získaných při testech s neaktivním stopova-

4:15min with a time of the appearance of maximum concentration around 15:15min. It follows from the results (see Fig. 8) that the active tracer flowed through the fracture faster than the salt solution. The time of first appearance (^3H) is by 10 to 30 seconds earlier. The other parameters are similar. It would therefore be advisable to carry out any prospective further test without the salt solution, which can slow down the blending of the tracer mixture with water at the location. The transport model was compiled in the MT3DMS program (manufactured by The University of Alabama) based on a verified hydraulic model developed in the MODFLOW2000 program (manufactured by the U.S. Geological Survey). An important part of the evaluation of the active experiments was also the assessment of the overall balance of the experiment, which documents the recovery of the injected amount of tracer in the outlet water. According to the

assumption and according to the results obtained during the tests with an inactive tracer, the migration of ^3H in the fracture is also influenced dominantly by advection and is directed by the hydraulic gradient to the exit borehole PA1. Source solution ^3H recoveries were around 95% in the tracer experiments, with the subsequent flushing included, tracer recovery rates were up to around 99% for both experiments

MONITORING OF GROUNDWATER PRESSURE IN BUKOV URF

The project was performed in test chamber 2 in the underground research facility located in the former Rožná mine. The objective of the work was to determine the natural pressure of the groundwater and the mutual interconnection of the fracture system.



Obr. 8 Průnikové křivky aktivních stopovacích zkoušek s tritiem, aktivita měřena v CPM (counts per minute)
Fig. 8 Intersection curves of active tracer tests with tritium; activity measured in CPM (counts per minute)

čem je i migrace ^3H v puklině ovlivněna dominantně advekcí a usměrněna hydraulickým gradientem směřujícím do výstupního vrtu PA1. Návrstnosti zdrojového roztoku ^3H se při stopovacích zkouškách pohybovaly kolem 95 %, se započtením následného výplachu se návratnost stopovače pohybovala až kolem 99 % pro oba experimenty.

MONITORING TLAKU PODZEMNÍ VODY V PVP BUKOV

Projekt byl realizován ve zkušební komoře 2 v podzemním výzkumném pracovišti umístěném v bývalém dole Rožná. Cílem prací bylo zjištění přirozeného tlaku podzemní vody a vzájemného propojení puklinového systému.

Multipakový systém do vrtů S-27, S-31 a S-36 se skládá z následujících komponent:

- 4× nerezového pakru;
- 4× tlakové průchodky;
- nerezových trubek.

Pod každým pakrem je umístěna tlaková průchodka, která obsahuje čtyři vývody. Toto řešení umožňuje v testované etáži současně měřit tlak podzemní vody a vzorkovat vodu ze dvou různých míst, případně jednou trubičkou tlakovat a druhou nasávat a umožnit tak cirkulaci vody. Poslední vývod slouží k vedení tlakování dalšího pakru. V této konfiguraci jsou jednotlivé pakry tlakovány samostatně. Pakry jsou spojeny do kolony pomocí nerezových trubek vnějšího průměru 42 mm. Spoj je řešen navařeným šroubením těsněným pomocí plochého teflonového těsnění. Tlakování pakrů je zajištěno pomocí polyamidových trubiček vnějšího a vnitřního průměru 6 a 3 mm (do 100 bar). Injektáž mezi pakry je osazena polyamidovými hadičkami vnějšího a vnitřního průměru 6 a 4 mm (do 58 bar).

U vrtů byly instalovány kontrolní a ovládací panely multipakro-



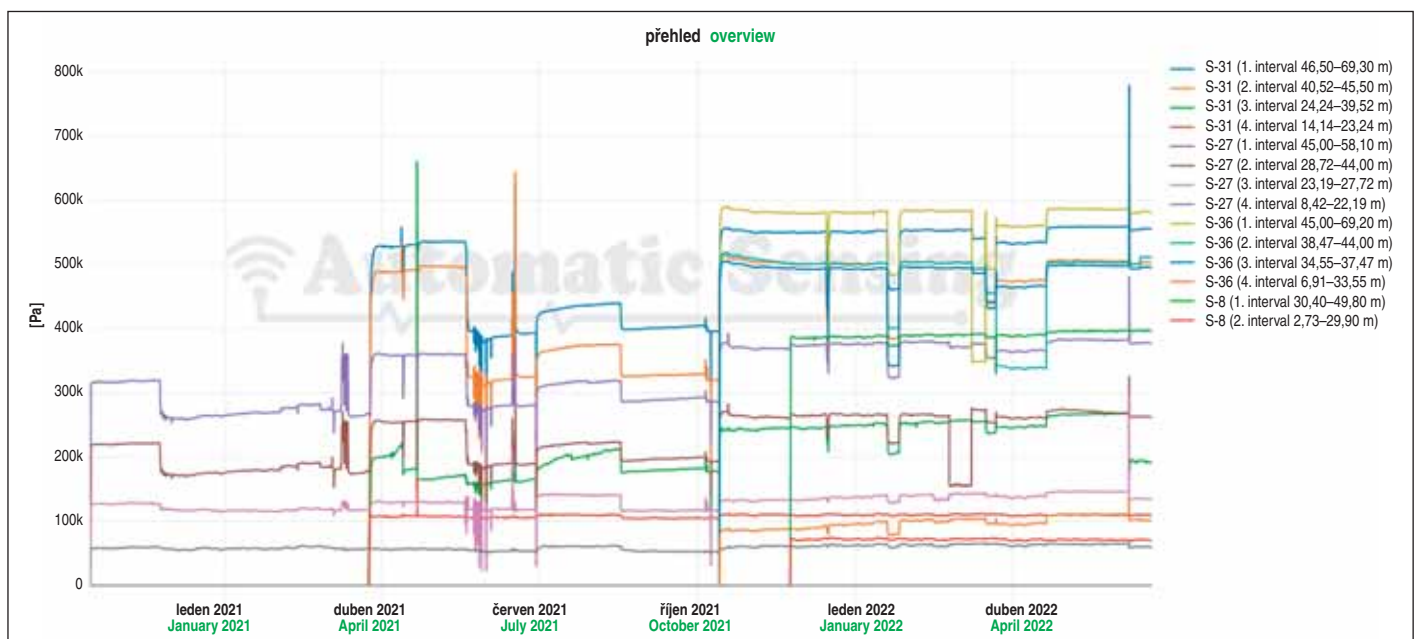
Obr. 9 Kontrolní a ovládací panely multipakrů ve vrtech v PVP Bukov

Fig. 9 Checking and control panels of multipackers in boreholes in the Bukov URF

The multipacker system for boreholes S-27, S-31 and S-36 consists of the following components:

- 4× stainless steel packers;
- 4× pressure-resisting sleeves;
- stainless steel tubes.

A pressure-resisting sleeve containing four outlets is under each packer. This solution allows for simultaneous measuring of the groundwater pressure at the tested level and for sampling water from two different places, or pressurising through one tube and sucking through the other, thus enabling water circulation. The last outlet serves to guide the pressurisation process to the next packer. In this configuration, the individual packers are pressurised separately. The packers are connected to form the column using stainless steel tubes with an outer diameter of 42mm. The joint is solved as a union joint welded to the pipe and a flat teflon seal. The pressurisation of the packers is ensured by means of polyamide tubes with outer and



Obr. 10 Monitoring tlaků podzemní vody ve vrtech v PVP Bukov

Fig. 10 Monitoring of groundwater pressures in boreholes in Bukov URF

vých systémů, které obsahují zakončení tlakových rozvodů z pakrů (obr. 9). Panely obsahují:

- 4× manometr pro monitorování tlaku v jednotlivých pakrech;
- měřicí ústřednu pro čtyři piezometry pro monitorování tlaku v testovaných intervalech vrtu;
- zařízení zajišťující dálkový přenos dat (RELAY) pro měřicí ústřednu;
- 5× kohout pro injektáž v testovaných intervalech vrtu.

Tlakování pakrů je zajištěno vodou pomocí expanzní nádoby. K monitoringu tlaků slouží vibrační strunové piezometry s průměrem 11 mm a rozsahem 7 bar. Ke zmenšení mrtvého objemu vrtů

inner diameters of 6 and 3mm, respectively, (up to 100bar). Injecting between packers is carried out through polyamide hoses with the outer and inner diameter of 6 and 4mm, respectively (up to 58bar).

Checking and control panels of multipacker systems were installed at the boreholes. The systems contain the termination of the pressure distribution lines from the packers (see Fig. 9). The panels contain:

- 4× pressure gauge for monitoring the pressure in individual packers;
- measurement central for monitoring pressure in the tested borehole intervals;
- equipment ensuring remote transfer of data (RELAY) for the measurement central;
- 5× cock for injecting in the borehole intervals being tested

Tab. 1 Monitoring tlaků podzemní vody v PVP Bukov

Datum	Činnost	Pozorování
13.–15. 10. 2020	instalace pakru do vrtu S-27	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 320 kPa
12.–2. 7. 11. 2020	vrtné práce na vrtu S-31	pokles tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 270 kPa po navrtání struktury 23. 11. v hloubce cca 41,5 m
8.–12. 3. 2021	vodní tlakové zkoušky ve vrtu S-31	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 360 kPa
24.–26. 3. 2021	instalace pakru do vrtu S-31	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 360 kPa ve vrtu S-27 a 110 až 530 kPa ve vrtu S-31
12.–29. 5. 2021	vrtné práce na vrtu S-36	pokles tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 50 až 380 kPa po navrtání struktury 20. 5. v hloubce cca 36,0 m
15.–18. 6. 2021	vodní tlakové zkoušky ve vrtu S-31	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 650 kPa
29. 6.–17. 8. 2021	instalace mechanického pakru do přípovrchové zóny vrtu S-36	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 320 kPa ve vrtu S-27 a 110 až 440 kPa ve vrtu S-31
12.–14. 10. 2021	instalace multipakru do vrtu S-36	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 60 až 370 kPa ve vrtu S-27, 110 až 550 kPa ve vrtu S-31 a 90 až 580 kPa ve vrtu S-36
23. 11. 2021	instalace dvojitého pakru do vrtu S-8	nárůst tlaků v testovaných intervalech na hodnoty 70 a 380 kPa ve vrtu S-8, u ostatních vrtů mírný nárůst tlaků
14.–15. 12. 2021	otevření 2. intervalu ve vrtu S-31	průtok 0,9 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-36 3. interval
18.–25. 1. 2022	otevření 3. intervalu ve vrtu S-36	průtok 0,9 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-31 2. interval
14.–23. 2. 2022	otevření 3. intervalu ve vrtu S-27	průtok 0,05 l.min ⁻¹ , nevýrazné poklesy tlaků u ostatních intervalů
23. 2.–8. 3. 2022	otevření 2. intervalu ve vrtu S-27	průtok 0,03 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-27 1. interval
8.–16. 3. 2022	otevření 1. intervalu ve vrtu S-36	průtok 0,08 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-31 1. interval
16.–22. 3. 2022	otevření 1. intervalu ve vrtu S-31	průtok 0,5 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-36 1. interval
22. 3.–20. 4. 2022	otevření 2. intervalu ve vrtu S-36	průtok 0,3 l.min ⁻¹ , nejvyšší pokles tlaku u S-36 3. interval

Table 1 Monitoring of groundwater pressures in Bukov URF

Date	Activity	Observations
13–15/10/2020	installation of multipacker into borehole S-27	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 320kPa
12–2/7/11. 2020	drilling operations on borehole S-31	pressure drop in the tested intervals to values of 60 to 270kPa after drilling into the structure on 11 November at a depth of approx. 41.5m
8–12/3/2021	water pressure tests in borehole S-31	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 360kPa
24-26/3/2021	installation of multipacker into borehole S-31	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 360kPa in borehole S-27 and 110 to 530kPa in borehole S-31
12-29/5/2021	drilling operations on borehole S-36	pressure drop in the tested intervals to values of 50 to 380kPa after drilling into the structure on 20 May at the depth of approx. 36.0m
15-18/6/2021	water pressure tests in borehole S-31	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 650kPa
29/6–17/8/2021	installation of mechanical packer into near-surface zone of borehole S-36	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 320kPa in borehole S-27 and 110 to 440kPa in borehole S-31
12-14/10/2021	installation of multipacker into borehole S-36	pressure increase in the tested intervals to values of 60 to 370kPa in borehole S-27, 110 to 550kPa in borehole S-31 and 90 to 580kPa in borehole S-36
23/11/2021	installation of double packer into borehole S-8	pressure increase in the tested intervals to values of 70 to 380kPa in borehole S-8; moderate increase the other boreholes
14-15/12/2021	opening 2 nd interval in borehole S-31	flow rate of 0.9L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at borehole S-31 3 rd interval
18-25/1/2022	opening 3 rd interval in borehole S-36	flow rate of 0.9L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at borehole S-31 2 nd interval
14-23/2/2022	opening 3 rd interval in borehole S-27	flow rate of 0.05L.min ⁻¹ , insignificant pressure drops in the other intervals
23-28/3/2022	opening 2 nd interval in borehole S-27	flow rate of 0.03L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at S-27 1 st interval
8-16/3/2022	opening 1 st interval in borehole S-36	flow rate of 0.08L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at S-31 1 st interval
16-22/3/2022	opening 1 st interval in borehole S-31	flow rate of 0.5L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at S-36 1 st interval
22/3–20/4/2022	opening 2 nd interval in borehole S-36	flow rate of 0.3L.min ⁻¹ , greatest pressure drop at S-36 3 rd interval

byla v měřených intervalech s výraznou puklinou použita polyamidová výplň.

Monitoring tlaku podzemní vody z roku 2021 a 2022 (obr. 10) ukazuje, že ve spodních etážích vrtů je tlak až téměř 600 kPa. Podrobněji jsou jednotlivé činnosti v PVP Bukov zachyceny v tabulce 1. Jednotlivé vrcholy jsou reakcí na vrtání následujícího vrtu. Poklesy tlaku jsou způsobeny otevřením kohoutu vzorkování v daném úseku. Tyto testy byly realizovány za účelem zjištění vzájemného tlakového propojení jednotlivých intervalů. Z předběžných výsledků vyplývá, že puklinový systém lokalizovaný v hloubce 40,5 až 45,5 m ve vrtu S-31 je významně propojen s úsekem v hloubce 34,5 až 37,5 m ve vrtu S-36.

ZÁVĚR

Multipakové (3- až 4násobné) systémy jsou v České republice úspěšně používány k monitoringu tlaku podzemní vody v rámci in-situ experimentů, které se zaměřují na studium hydrodynamických a migračních parametrů puklinových systémů krystalinických hornin v souvislosti s hlubinným ukládáním radioaktivního odpadu. V tomto prostředí byl realizován pilotní experiment s využitím radioaktivního stopovače.

V rámci mikroměřítka je úspěšně používána metoda identifikace četnosti, propojenosti a velikosti pórů ve výbrusech horninových vzorků pomocí kombinace aplikace fluorescenční pryskyřice a konfokálního mikroskopu.

Poděkování

Práce byly realizovány v rámci projektů TAČR (TAČR TA04020986) „Přenos hodnot migračních Parametrů granitických hornin z Mikroměřítka do Reálného měřítka horninového masivu (PAMIRe)“ a SÚRAO (SO2019-031) „Výzkum puklinové konektivity v PVP Bukov“. Autoři článku děkují všem svým kolegům, kteří se na výzkumu podíleli.

RNDr. KAREL SOSNA, Ph.D.,

Karel.Sosna@geotechnika.cz, SG Geotechnika a.s.,

Mgr. MILAN ZUNA, Ph.D., Milan.Zuna@ujv.cz, ÚJV Řež, a. s.,

Ing. LIBOR GVOŽDÍK, progeo@lprogeo.cz, PROGEO, s.r.o.,

Mgr. ONDŘEJ ŠVAGERA,

Ondrej.Svagera@geology.cz, Česká geologická služba,

Ing. JAN SMUTEK, Ph.D., Smutek@surao.cz, SÚRAO

Recenzoval **Reviewed:** doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc.

Pressurisation of the packers is ensured by water using an expansion vessel. Vibrating string piezometers with a diameter of 1 mm and a pressure range of 7bar are used to monitor pressures. To reduce the dead volume of the boreholes, polyamide filling was used in the measured intervals with a significant crack.

Groundwater pressure monitoring from 2021 and 2022 (see Fig. 10) shows that the pressure in the lower levels of the boreholes is nearly up to 600kPa. In more detail, the individual activities in URF Bukov are presented in Table 1. The individual peaks are a reaction to the drilling for the next borehole. The drops in pressure are caused by the opening of the sampling cock in the given section. These tests were conducted for the purpose of determining the mutual pressure interconnection between the individual intervals. The preliminary results show that the fracture system located at a depth of 40.5 to 45.5m in borehole S-31 is significantly connected with the section at a depth of 34.5 to 37.5m in borehole S-36.

CONCLUSION

Multipacker systems (3- to 4-fold) are successfully used in the Czech Republic to monitor groundwater pressure as part of in-situ experiments, which focus on the study of hydrodynamic and migration parameters of fracture systems of crystalline rocks in connection with the deep disposal of radioactive waste. A pilot experiment using a radioactive tracer was carried out in this environment.

The method of identifying the frequency, connectivity and size of pores in rock sample slices using a combination of the application of fluorescent resin and a confocal microscope is successfully used within the microscale.

Acknowledgements

The work was carried out within the framework of the TAČR (TAČR TA04020986) projects “Transfer of granitic rock migration parameters from microscale to real scale in the rock massif (PAMIRe)” and SÚRAO (SO2019-031) “Research of fracture connectivity at the Bukov URF”. The authors of the paper thank all their colleagues who participated in the research.

RNDr. KAREL SOSNA, Ph.D.,

Karel.Sosna@geotechnika.cz, SG Geotechnika a.s.,

Mgr. MILAN ZUNA, Ph.D., Milan.Zuna@ujv.cz, ÚJV Řež, a. s.,

Ing. LIBOR GVOŽDÍK, progeo@lprogeo.cz, PROGEO, s.r.o.,

Mgr. ONDŘEJ ŠVAGERA,

Ondrej.Svagera@geology.cz, Česká geologická služba,

Ing. JAN SMUTEK, Ph.D., Smutek@surao.cz, SÚRAO

LITERATURA / REFERENCES

- [1] SPANE, F. A. 1990. *Description and results of tracer tests conducted for a deep fracture zone within granitic rock at the Leuggern borehole*. NAGRA Technical report NTB 90-05. NAGRA, Switzerland
- [2] MCNEISH, J. A., ANDREWS, R. W., VOMVORIS, S. 1990. *Interpretation of the tracer testing conducted in the Leuggern borehole*. NAGRA Technical report NTB 89-27. NAGRA, Switzerland
- [3] LIEDTKE, L., GÖTSCHENBERG, A., JOBMANN, M., SIEMERING, W. 1994. *Grimsel Test Site, Fracture system flow test, Experimental and Numerical Investigations of Mass Transport in Fractured Rock*. NAGRA Technical report NTB 94-02E. NAGRA, Switzerland
- [4] WINBERG, A., ANDERSSON, P., HERMANSON, J., BYEGÅRD, J., CVETKOVIC, V., BIRGERSSON, L. 2000. *Final report of the first stage of the tracer retention understanding experiments*. SKB TR-00-07, Svensk Kärnbränslehantering AB
- [5] ANDERSSON, P., BYEGÅRD, J., DERSHOWITZ, B., DOE, T., HERMANSON, J., MEIER, P., TULLBORG, E.-L., WINBERG, A. 2002. *Final report of the TRUE Block Scale project*. 1. Characterisation and model development, SKB TR-02-13. Svensk Kärnbränslehantering AB
- [6] GASCOYNE, M. (Ed.) 2003. *Baseline Conditions at Olkiluoto*. POSIVA 2003-02. Posiva Oy
- [7] FIELD, M. 2002. The QTRACER2 program for Tracer Breakthrough Curve Analysis for Tracer Tests in Karstic Aquifers and Other hydrologic Systems. – U.S. Environmental protection agency, hypertext multimedia publication in the Internet at <http://cfpub.epa.gov/ncea/cfm/recordisplay.cfm?deid=54930>

DOZOR PŘI RAŽBĚ STANIC NOVÉ TRASY METRA EGLINTON V TORONTU

SUPERVISION DURING THE EXCAVATION OF THE NEW EGLINTON SUBWAY LINE STATIONS IN TORONTO

RADEK BERNARD

ABSTRAKT

Nově budovaná linka metra v Torontu s názvem „Eglinton Crosstown Light Rail Project“ s délkou zhruba 19 km a projektovanými 25 stanicemi podchází ve velké části západovýchodní ulici Eglinton. Většina tj. 22 stanic byla budována hloubením či výstavbou na povrchu a nebyla smluvně zahrnuta do supervize ražených stanic. Tuto supervizi vykonávala společnost Dr. Sauer & Partners, u které během razících prací působil autor článku. Tři ražené stanice byly budovány ve složitých geologických podmínkách (písky, jíly a silty) s výrazným ovlivněním hladiny podzemní vody, nejednalo se o jednoduchý úkol realizovat tyto stanice v intravilánu města pod rušnou páteří městskou komunikací a zástavbou. Návrh ražených stanic zahrnoval rovněž vybudování velkých přístupových tunelů umístěných v heterogenním, vodonosném prostředí. Různé numerické analýzy projektanta ražených stanic byly použity k simulaci postupných kroků výstavby. Dále byly použity pokročilé materiálové modely, které zohledňovaly nelineární chování jak zemin, tak konstrukčních prvků. Konečným produktem byl optimalizovaný návrh ostění tunelů ze stříkaného betonu vyztuženého syntetickými vlákny, bez příhradových nosníků, který byl do realizace stavby úspěšně implementován na požadavek zhotovitele již v prvních měsících výstavby popisovaného projektu.

ABSTRACT

The subway line in Toronto, named „Eglinton Crosstown Light Rail Project“, with a length of about 19km and 25 stations designed on it, being newly built, passes largely under the west-east heading Eglinton Street. The majority, i.e. 22 stations, were built as cut-and-cover or at-grade structures and were not contractually included in the supervision over mined stations. This supervision was carried out by Dr. Sauer & Partners, where the author of the paper worked during the mining operations. Three mined stations were built in complex geological conditions (sands, clays and silts) with a significant influence on the water table, therefore it was not a simple task to build these stations in the urban area, under a busy arterial thoroughfare and buildings. The design of the mined stations also included the construction of large access tunnels located in a heterogeneous, water-bearing environment. Several numerical analyses conducted by the designer of the mined stations were used to simulate the successive construction steps. Then advanced material models were used that took into account the non-linear behaviour of both the soils and structural elements. The final product was an optimised design of the tunnel lining made of sprayed concrete reinforced with synthetic fibres, without lattice girders, which was successfully incorporated in the construction at the request of the contractor already in the first months of the work on the project being described.

1. ÚVOD

První etapa výstavby uvedené trasy metra byla zahájena mechanizovanou ražbou traťových tunelů pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů v září 2013, nejprve západní část dvěma tunelovacími stroji, posléze východní část dalšími dvěma tunelovacími stroji, a byla dokončena v prosinci roku 2016. Až posléze byla zahájena příprava výstavby hloubených a ražených stanic. Celý projekt této nové trasy metra byl vysoutěžen podle principů „Design & Build“, („Vyprojektuj & Postav“), kdy investor předává odpovědnost za realizaci projektu stavby zhotoviteli a zajišťuje pouze činnosti kontrolní a smluvní. Zahájení stavby druhé etapy ražených stanic bylo provedeno hloubením přístupové šachty ke stanici Laird na podzim roku 2017 [1].

2. ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

Investorem stavby je vládní organizace Metrolinx působící v Torontu. Hlavním dodavatelem stavby je mezinárodní sdružení několika společností pod názvem Crosslinx Transit Solutions (CTS). Toto konsorcium je tvořeno čtyřmi předními firmami v dopravní infrastruktuře. Jedná se o ACS-Dragados, Aecon, EllisDon a SNC-Lavalin. Skupina Crosslinx Transit Solutions se dále dělí na část stavební (CTSC) a část projekční (CTSD). Projekční část zpracovala projekt stavby této trasy vyjma primárního ostění ražených stanic. Dále si CTS objednala projekční práce a supervizi při výstavbě raže-

1. INTRODUCTION

The first stage of the construction of the above-mentioned subway route started by the mechanical excavation of running tunnels using full-profile tunnel boring machines (TBMs) in September 2013, first the western part with two tunnel boring machines, then the eastern part with another two tunnel boring machines, and was completed in December 2016. Only later did the preparation for the construction of cut-and-cover and mined stations begin. The entire project of this new subway route was tendered according to the „Design & Build“ principles, where the project owner transfers the responsibility for the work on the construction project to the contractor and only provides supervisory and contractual activities. The second stage of the construction of the mined stations started by excavating the access shaft to the Laird station in the autumn of 2017 [1].

2. BASIC INFORMATION ON THE PROJECT

The project owner is Metrolinx, a governmental organisation operating in Toronto. An international consortium of several companies called Crosslinx Transit Solutions (CTS) is the main contractor. This consortium is made up of four leading companies in the transport infrastructure, namely ACS-Dragados, Aecon, EllisDon and SNC-Lavalin. The Crosslinx Transit Solutions



Obr. 1 Nová trasa metra Eglinton
Fig. 1 New Eglinton subway line

zdroj source: <https://www.metrolinx.com/en/greaterregion/projects/crosstown.aspx>

ných stanic od zkušené rakouské konzultační společnosti Dr. Sauer & Partners, u které působil autor tohoto článku. Hlavním dodavatelem části ražených stanic po stavební stránce byla španělská společnost ACS-Dragados ve spojení s kanadskou společností Aecon (management). Celá druhá etapa tohoto projektu byla vysoutěžena za 8,4 mld. CAD\$.

Jak již bylo uvedeno, kompletní trasa nové linky metra spadající pod „Light Rail Transit“ (LRT) je dlouhá 19 km a bude obsluhována pomocí 25 stanic jak na povrchu, tak i v podzemí. Původní termín zahájení provozu na této lince byl stanoven na konec roku 2022. Ukončení ražeb jednotlivých ražených stanic bylo realizováno prakticky v plánovaném termínu (přelom roků 2019 a 2020), takže nebyl důvod k časovému posunu zprovoznění této trasy.

Text se dále bude věnovat pouze podzemním stanicím. Na obr. 1 je zobrazena celá trasa nové linky LTR s označením tří ražených stanic. Jedná se o stanice Laird, Avenue a Oakwood.

Pro ucelenou představu je na obr. 2 uvedena současná síť linek LRT v Torontu i s vyznačením budoucí linky Eglinton (modrá čarovaná čára).

Délka každé z těchto tří ražených podzemních stanic dosahuje zhruba 500 m; celková délka trasy v podzemí bude přesahovat 10 km z projektovaných 19 km [1].

3. ZPŮSOB RAŽBY STANIC METODOU SEM

Ražba těchto stanic probíhala sekvenční tunelovací metodou (označovaná jako SEM) na principu v ČR velmi dobře známé observační metody NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda). SEM je konvenční tunelovací metoda používaná převážně v Severní Americe (USA a Kanada) pro ražbu mělce budovaných tunelů ve městech. Každá ražená stanice měla v době budování primárního a sekundárního ostění dva přístupy z povrchu pomocí hloubených šachet. Hloubené šachty byly vybaveny vždy lezným

group is further divided into the construction part (CTSC) and the designing part (CTSD). The designing part prepared the design for the construction of this subway line, with the exception of the primary lining of the mined stations. Furthermore, CTS ordered design work and supervision during the construction of mined stations from the experienced Austrian consulting company Dr. Sauer & Partners, which the author of this article worked with. The Spanish company ACS-Dragados in conjunction with the Canadian company Aecon (management) was the main contractor for the civil engineering parts of mined

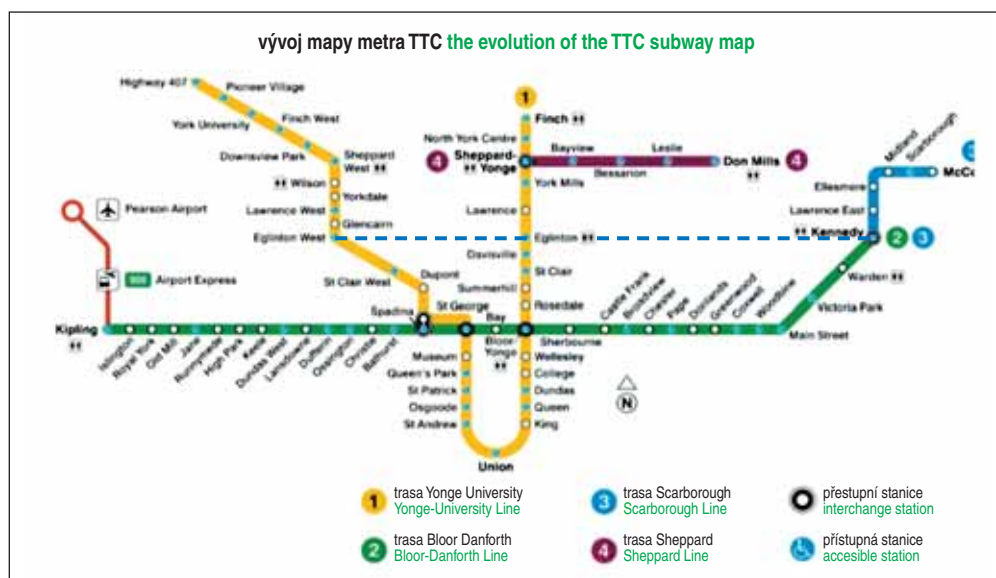
stations. The tender for the entire second stage of this project was won for CAD\$8.4 billion.

As already mentioned above, the complete route of the new metro line falling under the „Light Rail Transit“ (LRT) is 19 km long and will be served by 25 stations both on the surface and underground. The original deadline for the commissioning of this line was set for the end of 2022. The excavation of individual mined stations was finished practically on the planned date (end of 2019 and beginning of 2020), so there was no reason to postpone the commissioning of this route.

The text will be further dedicated only to underground stations. Fig. 1 shows the entire route of the new LRT line with three mined stations, Laird, Avenue and Oakwood, marked on it (blue dashed line).

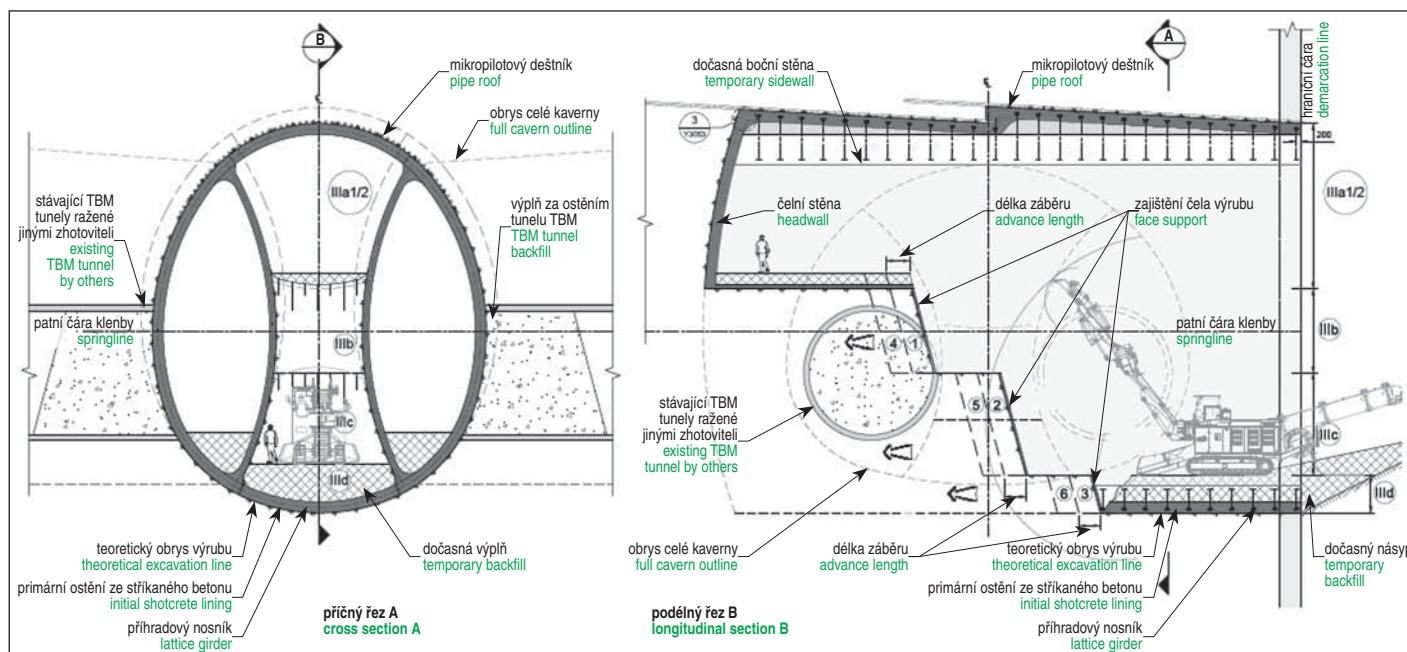
For a comprehensive idea, the Fig. 2 shows the current network of LRT lines in Toronto with the future Eglinton line marked in it.

The length of each of these three mined underground stations reaches roughly 500m; the total length of the underground route will exceed 10km of the 19km designed [1].



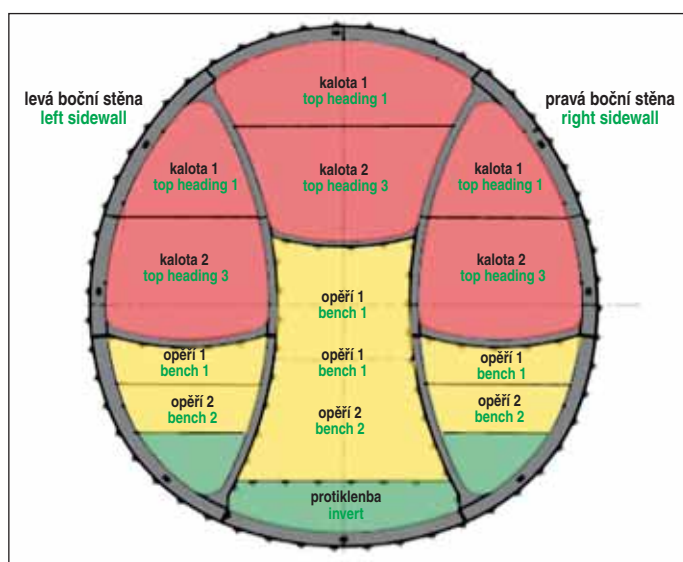
zdroj source: https://www.blogto.com/city/2013/10/the_evolution_of_the_ttc_subway_map

Obr. 2 Současná síť provozovaného metra (LRT) v Torontu
Fig. 2 Current network of the operating subway (LRT) in Toronto



Obr. 3 Celkový výrub Cross Cut s rozfázováním postupu ražby z projektu
Fig. 3 Total Cross Cut with excavation sequences according to the design

zdroj: výkres projektové dokumentace [2] source: design drawing [2]



Obr. 4 Celkový výrub Cross Cut s detailním rozčleněním postupu ražby z projektu
Fig. 4 Total Cross Cut with excavation sequences according to the design

oddělením pro přístup osob (schody s podestami) a stabilním jeřábem pro zásobování materiálem. Ze šachet byly budovány samotné přístupy do stanice pro následnou ražbu dílčích staničních výrubů. Tato rozměrná podzemní díla se nazývala „Cross Cut“ (plocha až 220 m²), a „Access Adit“. V ČR by se daly nazvat přístupovými tunely, které byly následně rozfázovány do boků. Profil a způsob ražby přístupových tunelů jsou schematicky znázorněny na obr. 3, 4 [2]. Profil těchto přístupových podzemních děl byl navržen proto tak rozměrný, aby dostatečně a bezpečně zajistil rozfázování jednotlivých dílčích tunelů ražených stanic na obě projektované strany, tj. ve směru východním a západním (ve směru již hotových traťových tunelů).

Základní přístup z povrchu do každé ražené stanice byl tedy zajištěn vždy pomocí dvou šachet, jež byly od sebe vzdáleny stovky metrů a byly umístěny poblíž obou konců stanice. Tato přístupová hloubená díla se nazývala „Main Shaft“ a „Secondary Shaft“. Jak rozměrné přístupové tunely ze šachet, tak i samotné staniční tunely byly při

3. DRIVING STATIONS USING SEM METHOD

The Stations were driven using the sequential excavation method (hereinafter referred to as SEM) based on the principle of the NATM observational method (the New Austrian Tunneling Method), which is very well known in the Czech Republic. The SEM is a conventional tunnelling method used mainly in North America (the USA and Canada) for the excavation of urban tunnels at shallow depths. Each mined station had two access points from the surface at the time of the construction of the primary and secondary linings, through shafts sunk from the surface. The shafts were always equipped with a ladder compartment for the access of people (stairs with landings) and a stable crane for supplying materials. Access galleries to the station itself for the subsequent partial station excavation steps were built from the shafts. These large underground workings were called “Cross Cuts” (area up to 220m²) and “Access Adit”. In the Czech Republic, we could call them access tunnels. Subsequently, the excavation proceeded from their ends to both sides of the station tunnel. The profile and method of excavation of access tunnels is shown schematically in Figures 3 and 4 [2]. The profile of these underground access workings was designed in such a way that it sufficiently and safely ensured the excavation of the side stubs for the partial tunnels of the mined stations in the designed directions, i.e. in the eastern and western directions (in the direction of the already completed running tunnels).

The basic access from the surface to each mined station was therefore always ensured by means of two shafts, which were hundreds of meters apart and were located near both ends of the station. These access workings were called „Main Shaft“ and „Secondary Shaft“. The excavation sequence of both the large access tunnels from the shafts and the station tunnels themselves was divided vertically and horizontally during excavation. The thickness of the overburden of the tunnels usually reached about 20m. The author of this paper worked at the two more complex stations, Oakwood and Avenue, where in terms of geology, mainly sands predominated; only occasionally clays or silts were encountered for a short time in partial excavation steps. Only at the Laird station was the soil environment made up of stiff to hard clays in a larger volume. For that reason, the excavation in

ražbě členěny vertikálním i horizontálním způsobem a jejich nadloží většinou dosahovalo zhruba 20 m. Autor tohoto příspěvku působil na obou složitějších stanicích Oakwood a Avenue, kde převažovaly po geologické stránce především písky, jen občasně byly v dílčím výrubu krátkodobě zastíženy jíly či siltu. Pouze ve stanici Laird bylo zeminové prostředí tvořeno ve větším objemu tuhými až pevnými jíly. Proto byla ražba ve dvou prvně jmenovaných stanicích prováděna výhradně pod ochranou mikropilotových dešťníků (dále MPD), pouze ve stanici Laird se rozhodlo o využití předstihového zajištění na základě stability zastižených zemin. V kvalitních jílech byla ražba realizována bez MPD. Velkou výhodou mechanizované ražby traťových tunelů před vlastním budováním stanic byla ta skutečnost, že hladina podzemní vody ovlivňovala ražbu přístupových i staničních tunelů až při ražbách spodní klenby, jelikož strojně vyražené traťové tunely díky vodonepropustnému segmentovému ostění zabránily v horních částech již vyražených tunelů nepříznivému vlivu podzemní vody. I tak ražba dna, především v přístupových tunelech v prostředí písků, vyžadovala velmi náročnou přípravu a nakonec představovala i obtížnou realizaci. Proto pro odvodnění ražených (i hloubených) stanic byla zhotovitelem stavby najata specializovaná kanadská společnost WJ Group Canada, která zajišťovala kompletní odvodnění ražených úseků v místě stanice v předstihu před ražbou. Použitý systém spočíval především ve vybudování čerpacích stanic a odvodňovacích vrtů, včetně piezometrů pro sledování hladiny podzemní vody.

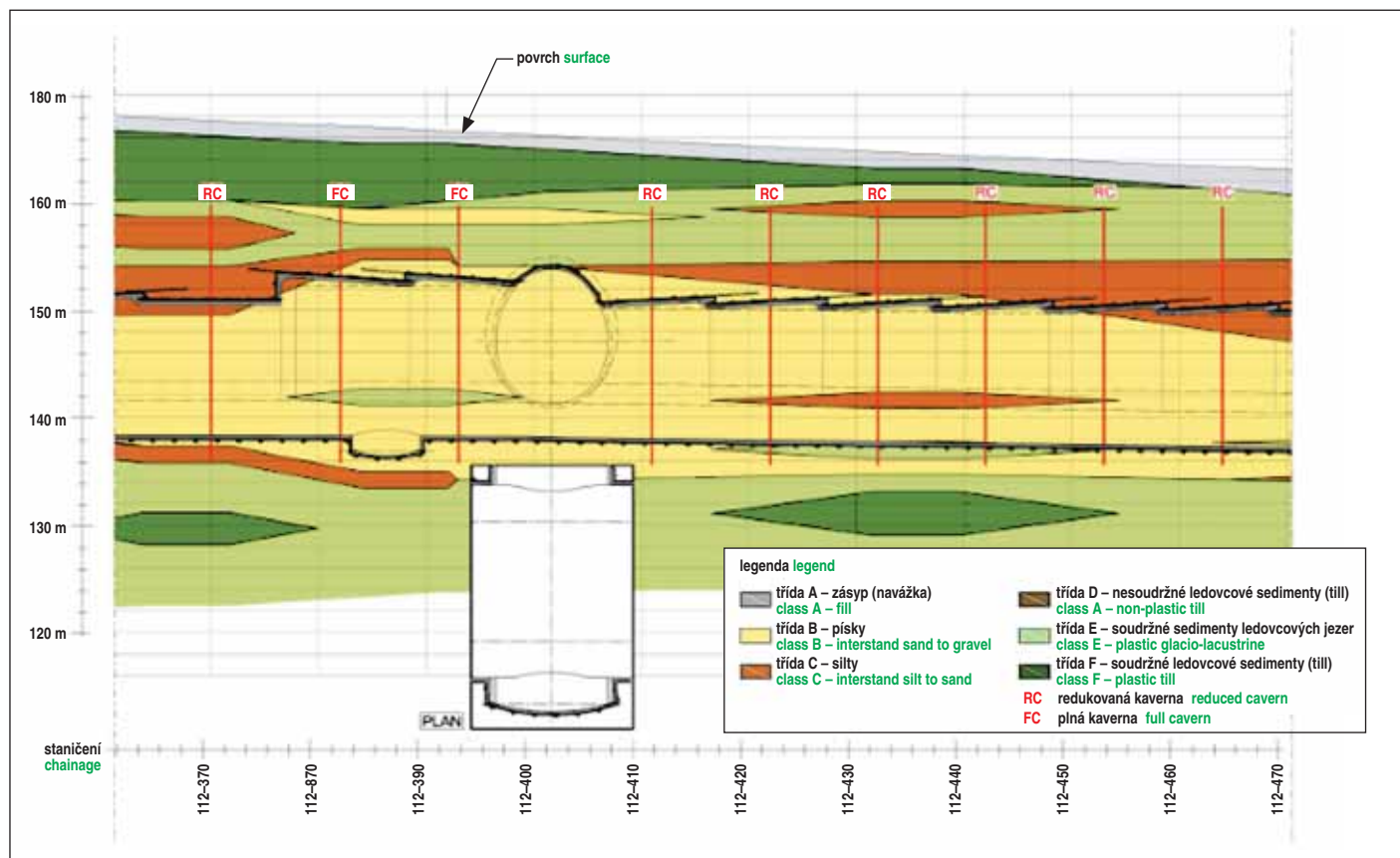
Na obr. 5 je uvedeno předpokládané zastoupení zemin ve stanici Avenue ze situace zpracované projektantem (majoritní podíl v ražených částech představovaly písky s marginálním zastoupením jílu či siltu), které se během ražeb potvrdilo [2].

Při samotné ražbě všech tří stanic byla zajištěna jak geologická služba, tak i komplexní geotechnický monitoring (více v kapitole 4). Tyto činnosti prováděli odborní zástupci zhotovitele ražeb či subdodavatelské organizace. Všechny příslušné výstupy posléze

the two first-named stations was carried out exclusively under the protection of canopy tube pre-support (hereafter CTP) alias Pipe Roof Umbrella, only in the Laird station it was decided to use advance support based on the stability of the soils encountered. In good-quality clays, the excavation proceeded without CTP. A big advantage of the mechanised excavation of running tunnels before the actual construction of stations was the fact that the water table only affected the excavation of the access and station tunnels during the excavation of the invert, as mechanically excavated running tunnels prevented the upper parts of the already completely excavated tunnels from being adversely affected by groundwater thanks to the impervious segmental lining. Even so, excavation of the bottom, especially in access tunnels in a sandy environment, required very demanding preparation and ultimately represented a difficult execution. For that reason, the construction contractor hired a specialised Canadian company, WJ Group Canada, for ensuring complete drainage of mined sections in the locations of stations in advance of excavation. The system used consisted mainly of pumping stations and drainage wells, including piezometers for monitoring the water table.

Fig. 5 shows the representation of soils at the Avenue station assumed on the basis of the situation prepared by the designer (the majority of the mined parts was formed by sands with a marginal representation of clays or silts), which was confirmed during the excavation [2].

Both the geological service and comprehensive geotechnical monitoring were ensured during the actual excavation for all three stations (more in chapter 4). These activities were carried out by professional representatives of the mining contractor or subcontracting organisations. All relevant outputs were subsequently assessed by the supervision team, which proposed



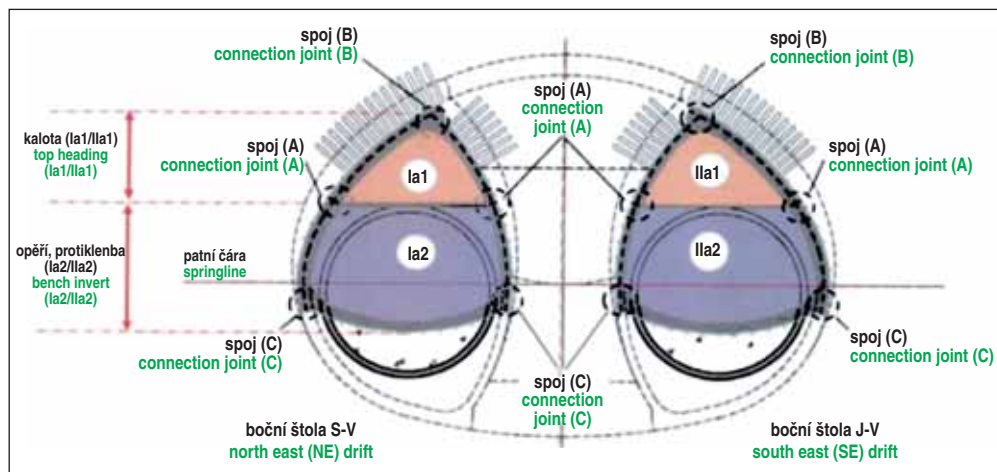
Obr. 5 Geologický profil stanice Avenue při rozražení z Access Adit z projekční dokumentace

Fig. 5 Geological profile through the Avenue station at the excavation opening from the Access Adit according to design

zdroj: výkres projektové dokumentace [2] source: design drawing [2]

vyhodnocoval tým supervize, který navrhoval další postup ražeb včetně případných dodatečných opatření ve smyslu observační metody, pokud byla zapotřebí.

Důležitá změna, která byla na české prostředí velmi nestandardní změnou projektu ražených stanic, se odehrála ještě před zapojením autora článku do týmu supervize. Zhotovitel stavby totiž požádal svého projektanta o změnu primárního ostění všech ražených konstrukcí, z důvodu náročné instalace navržených těžkých příhradových žebel na lehčí prvky. Projektční tým společnosti Dr. Sauer & Partners poté opravdu připravil na základě modelových výpočtů zcela odlišný návrh jednoduššího a odlehčeného primárního ostění všech typů ražeb v jednotlivých stanicích. Projektant tedy naplnil zadání zhotovitele ražeb, ovšem zároveň vzrostly nároky na činnost jeho inspektorů při nepřetržitém provozu v podzemí. Mimo jiné při zaučování a kontrole méně zkušených osádek zhotovitele. Do procesu instalace primárního ostění totiž vstoupila řada detailů, které musely být provedeny kvalitně, aby nedošlo k nežádoucím mimořádným událostem. Jednalo se např. o instalaci výztuže v podobě různě tvarovaných ocelových prutů vkládaných mezi jednotlivé dílčí výruby staničního tunelu. Představovaly tak důležitý výztužný a propojovací prvek primárního ostění ze stříkaného vláknobetonu o tloušťce 350/450 mm. Primární ostění dle nového

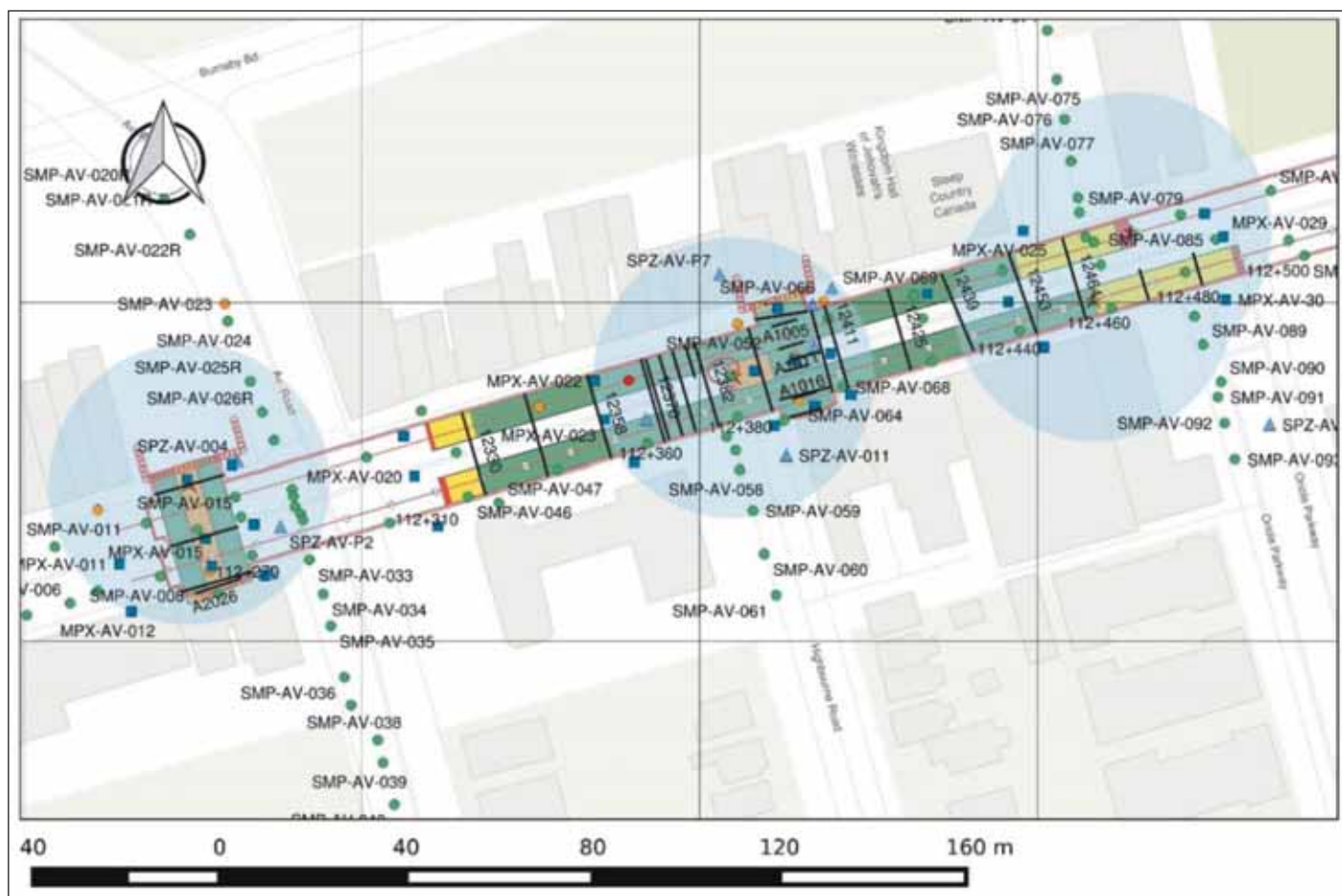


zdroj: výkres projektové dokumentace [2] source: design drawing [2]

Obr. 6 Příčný profil ražené stanice Avenue s označením dílčích výrubů a pozice tunelů ražených tunelovacími stroji
Fig. 6 Avenue station cross-section with partial excavation sequences and positions of tunnels driven by TBMs marked in it

the next excavation procedure, including any additional measures in terms of the observational method, if needed.

An important change, which was a very non-standard in the design of mined stations in the Czech environment, took place even before the author of the article joined the supervision team. The construction contractor asked his designer to replace the elements of the primary lining of all the mined structures with lighter ones due to the difficult installation of the heavy lattice girders designed. The design team of Dr. Sauer & Partners then really prepared, based on model calculations, a completely different design of a simpler and lighter primary lining for all excavation types in individual



Obr. 7 Situační schéma postupu ražeb s vykreslenými liniemi vlivu ražeb na povrchu
Fig. 7 Layout of excavation advance steps with excavation influence on the surface drawn in it

zdroj: ISM Supervize source: MIS Supervision

návrhu tvořily dvě vrstvy stříkaného vláknobetonu bez výztužných sítí, což zhotovitel uvítal.

Na obr. 6 je zobrazen příčný profil budoucí kaverny pro prostor nástupiště ve stanici Avenue, v profilu běžně ražené kaverny. Z obrázku je zřejmé, jak postupovala ražba bočních tunelů rozdělená na kalotu, opěří a spodní klenbu. Tloušťka primárního ostění na straně dočasných konstrukcí, které byly po dokončení výrubu střední části tunelu odstraněny, byla navržena 350 mm a tloušťka primárního ostění po obvodu kompletního výrubu stanice byla projektantem navržena 450 mm [2].

Velmi důležitým požadavkem projektanta a podmínkou únosnosti primárního ostění bylo dodržování odstupe zprvu ražených bočních tunelů a následně raženého středového tunelu, což je barevně znázorněno na obr. 7. Na obrázku jsou vedle postupů uvedeny i instrumentované monitorovací prvky na povrchu, které byly sledovány obdobně jako v ČR podle postupů ražeb.

Obr. 8 představuje již zmiňovaný způsob napojování výztužných prvků mezi dílčími výrubu bočních tunelů, tj. použití „U-bars“ a „L-Bars“ [2].

Obr. 9 ukazuje použití výztužných prvků mezi kalotou a opěřím (ocelové pruty v profilu „U“) v levé horní části a vyztužení pruty v profilu „L“ pro zajištění dočasné spodní klenby během pojezdu těžkých mechanismů. Na tomto obrázku ze stanice Avenue je vidět i další podpůrné opatření navržené supervizí. Jednalo se o hnané ocelové pažení realizované po obou bocích opěří, zhruba v horních 2/3 výšky dílčího výrubu (tj. 10 až 11 hnaných jehel s roztečí max. 200 mm). Toto opatření bylo navrženo a úspěšně použito proti vypadávání málo vlhkých až suchých písků (omezení nadvýlomů).

Celý tento proces na každé z ražených stanic vrcholově zajišťoval,

the designer therefore fulfilled the order of the mining contractor, but at the same time the demands on the activities of its inspectors during continuous underground operation increased. Among other things, during the training of and checking on the contractor's less experienced crews. The process of installing the primary lining included a number of details that had to be carried out in good quality in order to avoid any unwanted emergencies. This involved, for example, the installation of reinforcement in the form of variously shaped steel rods inserted between individual partial excavation walls of the station tunnel. They thus represented an important reinforcing and connecting element of the 350/450mm thick fibre reinforced shotcrete primary lining. According to the new design, the primary lining consisted of two layers of fibre reinforced shotcrete without reinforcing mesh, which was welcomed by the contractor.

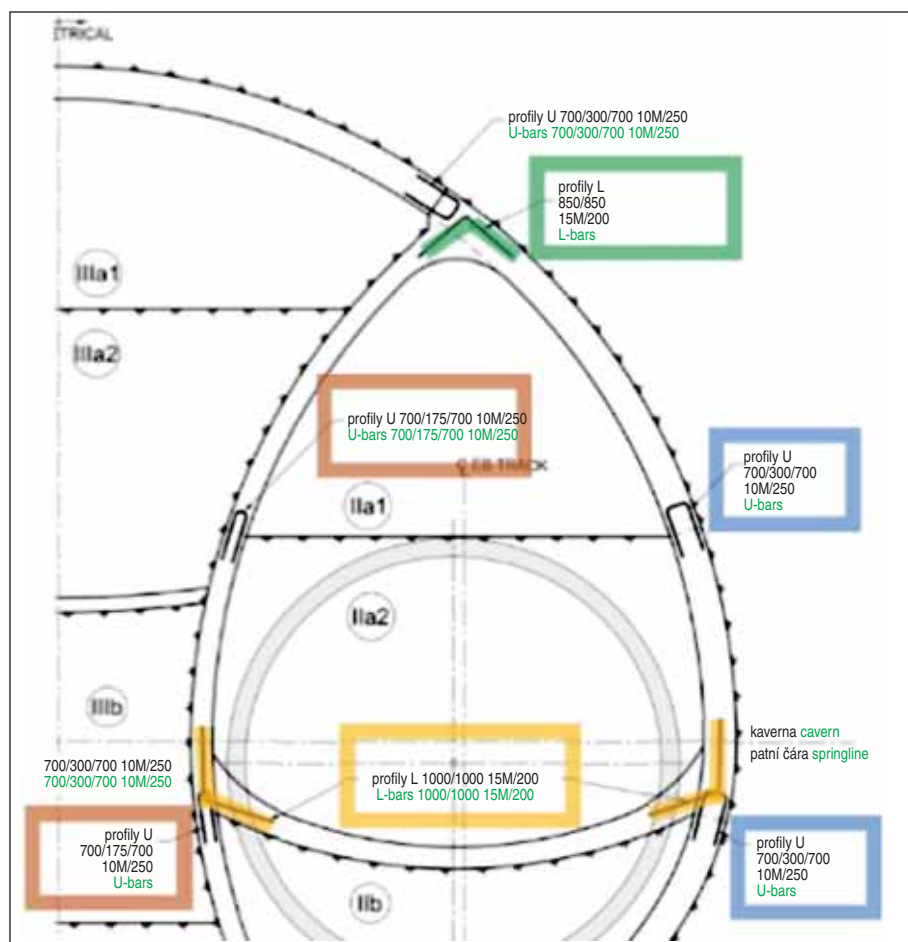
Fig. 6 shows the cross-section of the future cavern for the platform area in Avenue station, with the profile designed for a common mined cavern. It is obvious from the picture how the excavation of the side drifts, divided into the top heading, bench and invert sequences, progressed. The thickness of 350mm of the primary lining on the side of the temporary structures, which were removed after the completion of the excavation of the central part of the tunnel, was designed, and the thickness of 450mm was designed by the designer for the primary lining around the circumference of the complete excavation of the station [2].

A very important requirement of the designer and a condition for the load-bearing capacity of the primary lining was compliance with the distance between the initially carried out side drifts and the subsequently excavated central tunnel, which is shown in colour in Fig. 7. In addition to the procedures, the picture also shows elements monitored on the surface, which were monitored similarly to the Czech Republic according to mining procedures.

The Fig. 8 represents the above-mentioned method of connecting the reinforcing elements between the partial side drifts, i.e. the use of „U-bars“ and „L-Bars“ [2].

The Fig. 9 shows the use of reinforcing elements between the top heading and the bench („U“ profile steel bars) in the upper left part and the reinforcement with „L“ profile bars in the temporary invert during the travel of heavy mechanisms. This picture taken from the Avenue station also shows another support measure proposed by the supervision. It lied in steel forepoling installed on both sides of the bench, roughly in the upper 2/3 of the height of the partial excavation (i.e. 10 to 11 driven spiles at a maximum spacing of 200mm). This measure was designed and successfully used to prevent dry sands from falling out (prevention of overbreaks).

This entire process at each of the mined stations was top-level secured, supervised by the SEM tunnel engineer (the position of the author of this article), who was responsible for the correct process of installation of the primary lining and communicated daily with the SEM construction manager on the contractor's side. The SEM tunnel engineer was the head of the supervision team at one



zdroj: výkres projektové dokumentace [2] source: design drawing [2]

Obr. 8 Detail způsobu napojování výztužných prvků primárního ostění z projektu

Fig. 8 Detail of the system of connecting reinforcing elements of the primary lining according to the design



zdroj: autor source: author

Obr. 9 Realizace vyztužování a zajišťování dílčího výrubu bočního tunelu
Fig. 9 Installation of reinforcement and support of the side drift

dozoroval a za správný proces budování primárního ostění zodpověděl SEM tunelový inženýr (pozice autora tohoto článku), který denně komunikoval se SEM stavebním manažerem na straně zhotovitele. SEM tunelový inženýr vedl tým supervize na jedné stanici. Ten se dále skládal z geotechnického inženýra, v případě potřeby SEM pomocného inženýra a zhruba 8 až 10 SEM tunelových inspektorů, kteří důkladně kontrolovali postup při realizaci dílčích výrubů na denních a nočních směnách, a to ve skupině minimálně dvou osob, podle rozsahu a členitosti výrubů v daném čase.

Obr. 10 zachycuje detail připravený SEM tunelovým inženýrem pro SEM tunelové inspektory za účelem správného procesu realizace výztužných prvků ve spodní části invertu bočního tunelu, důležitých pro napojení dílčích výrubů staničních tunelů. Každý SEM tunelový inspektor byl na každou svoji směnu vybaven popisem přesného postupu razicích prací prováděných na jím dozorovaném úseku, včetně případných změn či dodatečných opatření, která se každý den dopoledne projednala při SEM tunelové poradě mezi odpovědnými zástupci supervize a zhotovitele. Z tohoto jednání vznikl v průběhu denní směny dokument – zápis distribuovaný SEM tunelovým inženýrem všem zúčastněným stranám. Tento dokument, s názvem „SEM MoM Report“ (v češtině „zápis z jednání“), byl odsouhlasen před jeho vydáním SEM stavebním manažerem.

Dohodnutý způsob postupu pro každou raženou dílčí část tunelu byl denně v grafické podobě, s barevným zvýrazněním, přiložen ke zmíněnému zápisu. Schválený způsob musely osádky zhotovitele dodržovat a inspektoři supervize kontrolovat. Ukázka schematického výstupu pro ražbu jedné sekce (kapličky) pod MPD ve stanici Avenue je na obr. 11.

Každá sekce (kaplička) dílčího tunelu pod ochranným mikropilotovým deštíčkem byla dlouhá 14,5 m a byla nejprve ražena se střídavým postupem v kalotě a opěři, jak je uvedeno na obr. 11. Až po vyražení několika sekcí byla uzavřena spodní klenba výrubu. V předstihu instalovaný MPD pro jednotlivou sekci dosahoval, až na výjimky, délky 18 m.

station. The team consisted of a geotechnical engineer, if necessary an SEM assistant engineer and approximately 8 to 10 SEM tunnel inspectors, who thoroughly checked on the progress of partial excavation sequences on day and night shifts, in groups of at least two people, depending on the extent and segmentation of the excavation in given time.

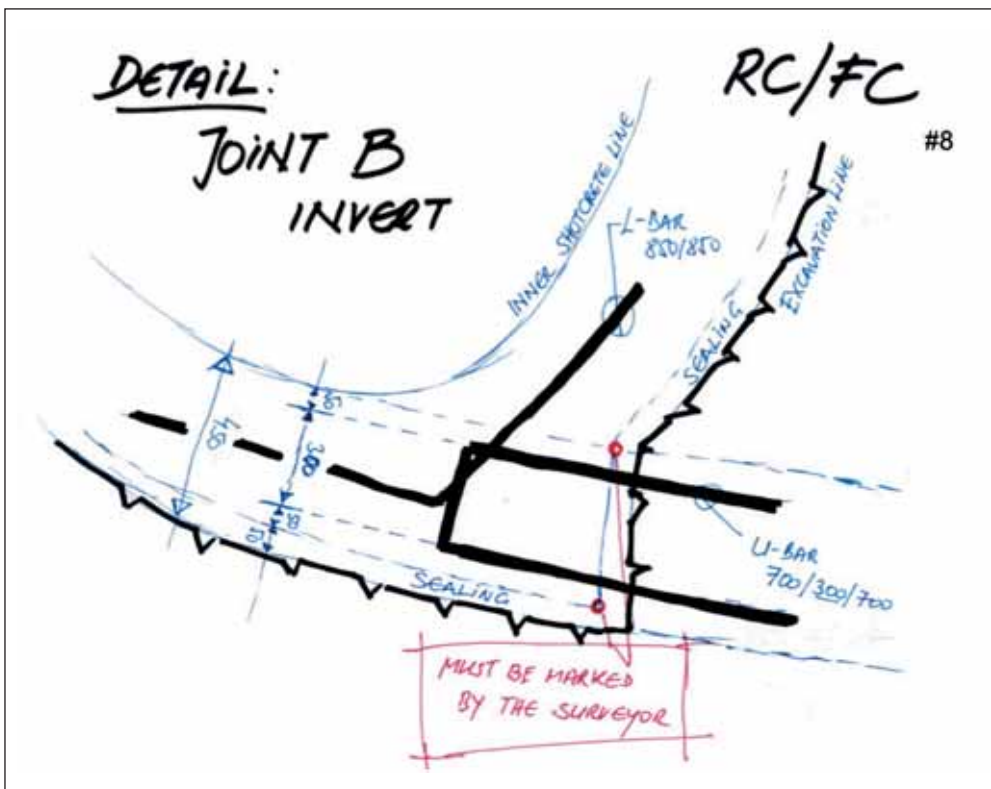
The next Fig. 10 shows a detail prepared by the SEM tunnel engineer for the SEM tunnel inspectors for the purpose of ensuring the correct process of installation of the reinforcement elements in the lower part of the invert of the side drift, which are important for the connection of partial excavation of the station tunnels. For each shift, each SEM tunnel inspector was equipped with a description of the exact progress of the excavation carried out on the section he supervised, including any changes or additional measures which were discussed every morning at the SEM tunnel meeting between the

responsible representatives of the supervision and the contractor. During the day shift, a document – minutes originated from this meeting was distributed by the SEM tunnel engineer to all interested parties. This document, entitled „SEM MoM Report“ (in Czech „minutes of the meeting“) was approved by the SEM construction manager before its release.

The excavation procedure agreed for each mined part of the tunnel was attached daily in graphic form, with colour highlighting, to the above-mentioned report. The approved procedure had to be followed by the contractor's crews and be checked by supervising inspectors. An example of the schematic output for the excavation of one section under the canopy tube pre-support in the Avenue station is in Fig. 11.

Each section of the partial excavation under the canopy tube pre-support was 14.5m long and was first excavated in an alternating process in the top heading and bench as shown in Fig. 11. Only after the excavation of several sections had been finished, the invert was closed. With some exception, the length of the canopy tube pre-support installed for one section reached 18m.

Excavation of partial tunnels proceeded mostly according to the assumptions and according to the design prepared in detail. Of course, from time to time, in case of problematic situations, it was necessary to prepare additional measures in terms of the observational method. It was the primary task for the SEM tunnel engineer, who, after the approval of representatives from the designing office, applied the accepted changes to the following procedure. The contractor accepted it in almost 100% of cases. At the beginning of 2019, preparations for the construction of the secondary lining of the station tunnel started in Laird station by installing a waterproofing membrane. Similarly, in the summer of 2019, after the completion of the excavation operations in the Avenue station, the installation of the waterproofing membrane started, so the author of this paper was able to leave this project before its final



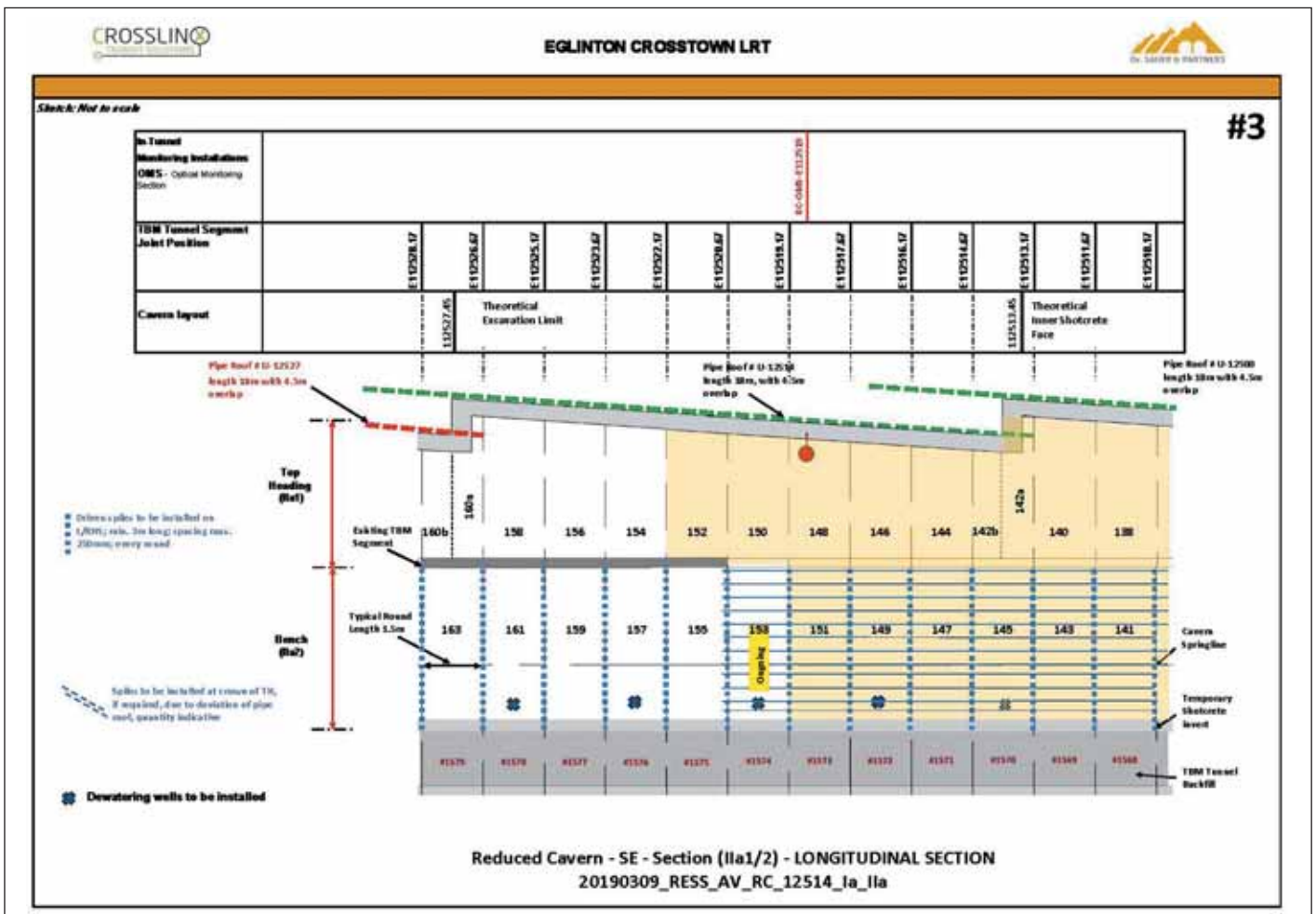
zdroj: autor source: author

Obr. 10 Pracovní skica předepsané instalace výztužných prvků v invertu pro účely napojování
 Fig. 10 Schema of prescribed installation of reinforcing elements for the purpose of connecting

completion, according to the contract with the temporary employer. Fig. 12 shows the situation after the removal of the temporary walls and before the completion of the excavation of this station tunnel [1].

4. SUPERVISION TEAM AND GEOTECHNICAL MONITORING

As already mentioned above, the supervision team provided comprehensive supervision during the construction of the primary lining of the three mined stations, including the assessment of geotechnical monitoring (for this, this subject prepared the detailed design and provided author's supervision). This supervision, which was carried out for the mining contractor, did not include supervision nor design solutions during the construction of the final lining. The supervision team consisted mainly of experts from advanced tunnelling countries (Austria and Germany),



zdroj: autor source: author

Obr. 11 Grafické schéma postupu v kalotě a opěří bočního tunelu v redukované kaverně
 Fig. 11 Graphic chart of procedure in top heading and bench of the side drift in the reduced cavern



zdroj: autor source: author

Obr. 12 Staniční tunel ve stanici Avenue po odstranění části dočasných stěn
Fig. 12 The station tunnel in Aveune station after removing temporary walls

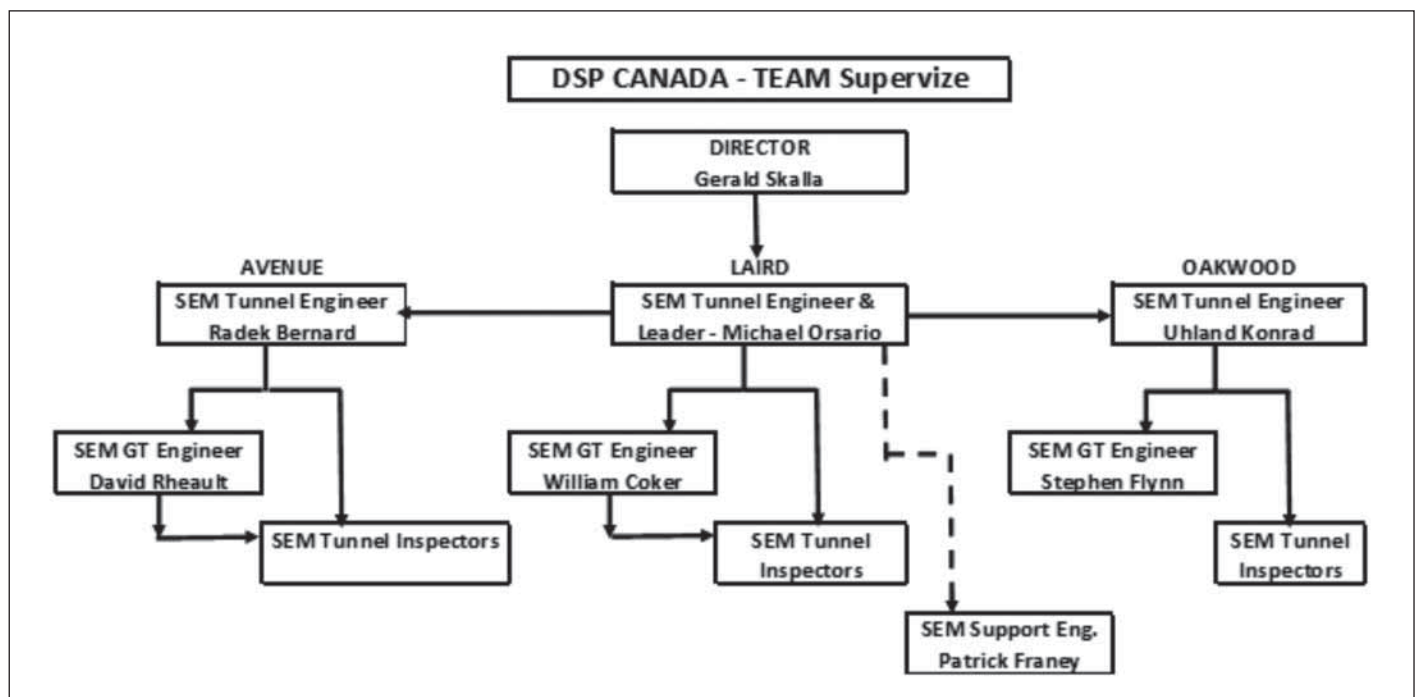
Ražby dílčích tunelů postupovaly většinou podle předpokladů a podle detailně rozpracovaného projektu. Samozřejmě čas od času, v případě problematických situací, bylo ve smyslu observační metody zapotřebí připravit dodatečná opatření, což bylo prvořadým úkolem SEM tunelového inženýra, který po odsouhlasení zástupců z projekční kanceláře aplikoval přijaté změny do dalšího postupu, jež zhotovitel takřka ve 100 % případů akceptoval. Na začátku roku 2019 byla zahájena ve stanici Laird příprava na budování sekundárního ostění staničního tunelu instalací izolační vodotěsné membrány.

complemented by engineers with experience gained in Great Britain or the Czech Republic. Fig. 13 shows a diagram of this team with a hierarchy of individual positions. The SEM tunnel engineer had the greatest supervisory responsibility at each mined station. The tunnel engineer instructed the contractor in the next procedure according to the design and prepared for each specific excavation section a valid document with a detailed description of the primary support (the so-called RESS – “Required Excavation Support Sheet”), which sufficiently specified the method statement for the given excavation section.

The comprehensive approach of the supervision team has built up such a credit for virtually the entire period of the primary lining construction that the contractor’s managers fully respected it and were grateful that the tunnel specialists from Central Europe were educating the contractor’s Spanish-speaking crews in a positive way. Part of this

cooperation was also regular monthly or quarterly training with presentations (“Lesson Learned”) on how to proceed effectively and with good quality during excavation, prepared by supervision for contractor’s managers and blue-collar professions.

The geotechnical monitoring of the mined stations was very well organised and carried out on this project. The supervision team had access to the monitoring information system (hereafter MIS) and its managers could use a similar and detailed MIS of the mining contractor. Both systems were solved similarly to construction sites



zdroj: autor a tým DSP source: author and Final Design team

Obr. 13 Organigram supervize na třech ražených stanicích
Fig. 13 Organisation chart of supervision at three mined stations

Podobně bylo v létě 2019, po dokončení ražeb ve stanici Avenue, přistoupeno k instalaci izolací, a tak autor článku mohl podle smlouvy s dočasným zaměstnavatelem opustit tento projekt před jeho definitivním dokončením. Na obr. 12 je zřejmá situace po odstranění dočasných stěn a před dokončením ražeb tohoto staničního tunelu [1].

4. TÝM SUPERVIZE A GEOTECHNICKÝ MONITORING

Jak již bylo výše uvedeno, tým supervize zajišťoval komplexní dozor při budování primárního ostění tří ražených stanic včetně vyhodnocování geotechnického monitoringu (k tomu tento subjekt zpracoval realizační dokumentaci a zajišťoval autorský dozor). Tento dozor realizovaný pro zhotovitele ražeb již nezahrnoval supervizi ani projekční řešení při budování definitivního ostění. Tým supervize se skládal především z odborníků z tunelářsky vyspělých zemí (Rakousko a Německo), doplněný inženýry se zkušenostmi z Velké Británie nebo ČR. Na obr. 13 je zobrazeno schéma tohoto týmu s hierarchií jednotlivých pozic. Největší odpovědnost ze strany supervize na každé ražené stanici měl SEM tunelový inženýr. Ten instruoval zhotovitele v dalším postupu podle projektu a připravoval pro každý specifický úsek ražby platný dokument s detailním popisem primárního zajištění (tzv. RESS – „Required Excavation Support Sheet“), který dostatečně specifikoval technologický proces pro daný úsek ražby.

Komplexní přístup týmu supervize si prakticky v celém období realizace primárního ostění vybudoval takový kredit, že manažeři zhotovitele jej plně respektovali a byli vděční, že tunelová specialisté ze střední Evropy pozitivním způsobem vzdělávají španělsky mluvící osádky zhotovitele. Součástí této spolupráce byla i pravidelná měsíční či čtvrtletní školení s prezentacemi („Lesson Learned“), jak efektivně a kvalitně postupovat při ražbách, připravované supervizí pro manažery i dělnické profese zhotovitele.

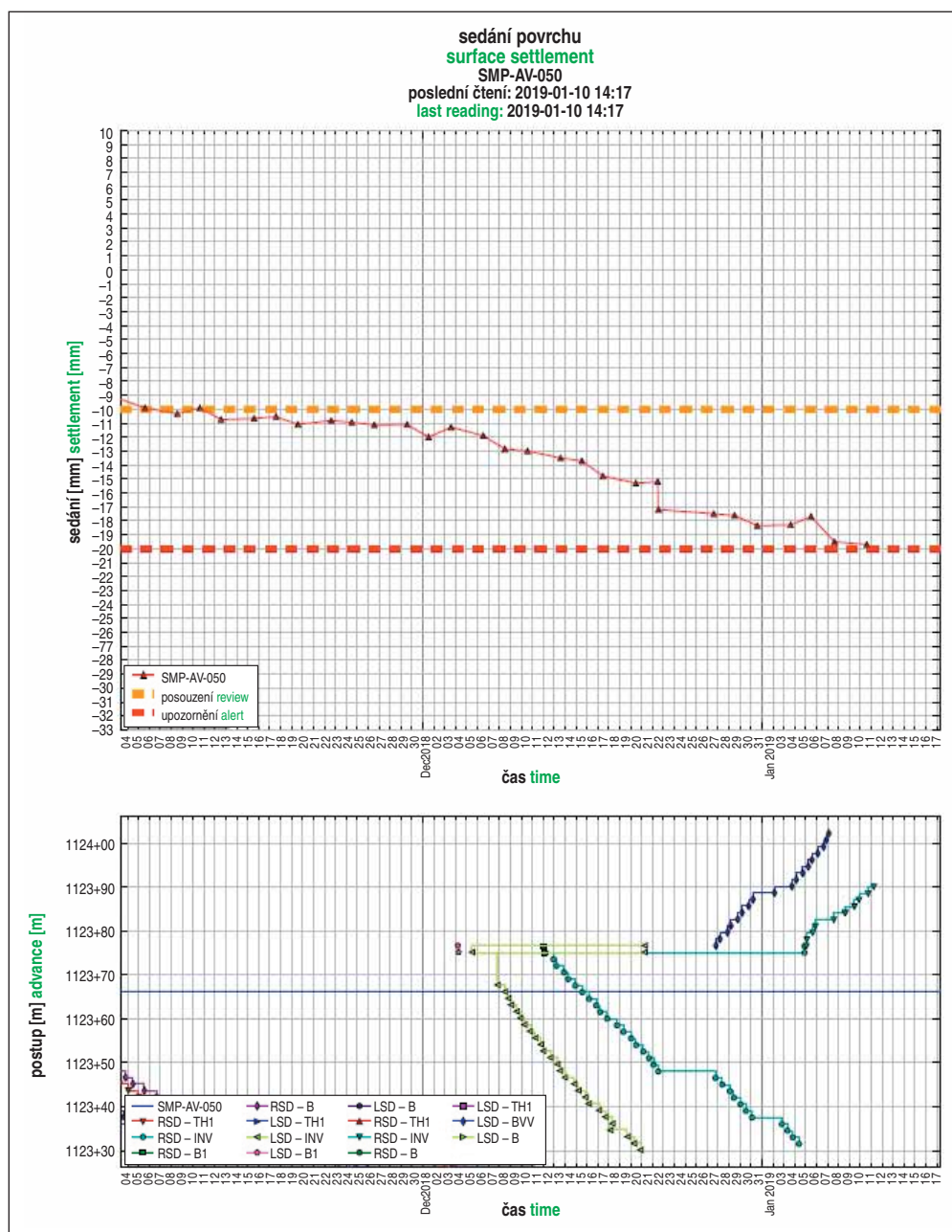
Geotechnický monitoring ražených stanic byl na tomto projektu velice dobře organizován a realizován. Tým supervize měl přístup do informačního systému monitoringu (dále ISM) a její vedoucí pracovníci mohli využívat podobný a detailní ISM zhotovitele ražeb. Oba systémy byly podobně řešené jako na stavbách v ČR (tj. ISM přehledně prezentoval výsledky navržených monitorovacích metod zainteresovaným smluvním stranám s mapovým rozhraním).

Jak bylo dříve ukázáno, na obr. 7 je uvedena situace ražeb a monitorovacích prvků z mapy ISM supervize. Co bylo jistou nadstavbou, oproti organizaci výstavby tunelových staveb v ČR, byly přehledně zpracovávány zprávy od inspektorů supervize z každé směny včetně fotodokumentace. Tyto stručné zprávy týmu

in the Czech Republic (i.e. the MIS clearly presented the results of the proposed monitoring methods to the interested contractual parties with a map interface).

As previously shown, the situation of excavation and monitoring elements from the MIS supervision map is presented in Fig. 7. The clearly processed reports from the supervision inspectors from each shift, including photo documentation, were a certain superstructure in comparison with the organisation of the construction of tunnel structures in the Czech Republic. These brief reports of the supervision team were issued by each individual inspector and were uploaded in a system from which the recorded information could be printed or digitally processed at any time and thus reported to the contractual partners of the supervision.

Each such report offered the possibility for looking back for the necessary information about the specific procedure, how the partial excavation was carried out and whether there were any doubts on the part of the supervisor or poor quality work on the part of the contractor. It was therefore one of the tools ordered by the



zdroj: ISM Supervize source: MIS Supervision

Obr. 14 Graf měření sedání bodu na povrchu v zóně ovlivnění blížící se varovnému stavu
Fig. 14 Surface settlement graph in the affected zone approaching the alert level

supervize byly vydávány každým jednotlivým inspektorem a byly po každé směně ukládány do systému, z kterého se mohly evidované informace kdykoliv vytisknout či digitálně zpracovat a reportovat tak smluvním partnerům supervize.

Každá taková zpráva nabízela možnost i zpětně dohledat potřebnou informaci o konkrétním postupu, jakým způsobem byl daný dílčí výrub realizován a jestli nedošlo k jistým pochybnostem ze strany supervize nebo přímo nekvalitnímu provedení ze strany zhotovitele. Byl to tak jeden z nástrojů objednaný managementem zhotovitele působit na své osádky vzdělávacím způsobem.

Hlavní SEM tunelový inženýr supervize na každé ražené stanici tak měl hned na začátku ranní směny důležitý podklad k denním SEM poradám. K tomu obdržel od geotechnického inženýra supervize před denním zasedáním přehledný podklad o detailních výsledcích monitoringu k jednotlivým postupům dílčích výrubů. Všechny tyto materiály tudíž sloužily k pravidelnému vyhodnocování reakce zeminového prostředí na budované primární ostění staničních tunelů. Na denních poradách zodpovědných SEM inženýrů byl odsouhlasen další postup na všech realizovaných čelbách, případně byla přijata opatření, jak eliminovat předvídatelná rizika projektu.

Na obr. 14 je ukázka grafického zobrazení výsledků nivelačního měření na povrchu v momentě, kdy se měření bodu přiblížilo k varovnému stavu. V takovémto případě SEM tunelový inženýr supervize po dohodě se SEM tunelovým manažerem zhotovitele svolal „Monitoring Review Meeting“ všech stran (včetně zástupce AD). Zde bylo prezentováno vyhodnocení dané problematiky a přijata společná preventivní opatření. Takovýto situací řešil autor článku za necelých 12 měsíců svého působení na projektu v řádu jednotek (méně než pět). Za celou dobu ražeb všech tří stanic se neudála žádná mimořádná situace, která by významně ohrozila jak samotné ražby, mechanizaci či osádky výstavby v podzemí, případně objekty na povrchu [1].

5. ZÁVĚR

Pro autora článku, jenž se při své předchozí praxi střetával především s výstavbou tunelů v horninovém prostředí (vyjma doražby tunelu Březno u Chomutova), bylo roční kanadské působení u rakouské konzultační a projekční společnosti velmi zajímavé a prospěšné.

Způsob realizace ražených stanic v prostředí písků a jílu ovlivněných podzemní vodou byl nelehkou výzvou pro všechny zainteresované strany. Jednalo se o výstavbu poměrně rozsáhlých podzemních prostor s nízkým nadložením v centru metropole.

Před svojí účastí na tomto projektu by si autor příspěvku, zvyklý spíše na konzervativnější přístup projektantů, neuměl představit, jak lze zakomponovat požadavky investora či zhotovitele do výstavby projektu. Nejdůležitější pro všechny zúčastněné je ovšem skutečnost, že výstavba popisované části projektu (tedy vybudování primárního ostění ražených stanic) byla úspěšná a bezpečně prováděná, což potvrdily již provedené testovací jízdy vlakových souprav vybudovanými stanicemi.

Ing. RADEK BERNARD, Ph.D.,
radek.bernard@geotechnika.cz,
SG Geotechnika a.s.

Recenzoval *Reviewed:* Ing. Ermin Stehlík

contractor's management to influence its crews in an educational way.

At the start of the morning shift, the chief SEM tunnel supervision engineer at each mining station had an important basis for the daily SEM meetings. In addition, before the daily meeting, he received a clear document on the detailed results of the monitoring of the individual partial excavation sequences from the supervising geotechnical engineer. All these materials therefore served to regularly assess the response of the soil environment to the primary lining of the station tunnels under construction. At the daily meetings of the responsible SEM engineers, a further procedure was agreed for all the excavation faces underway, or measures were taken to eliminate the foreseeable risks of the project.

Fig. 14 shows an example of the graphical representation of the results of the levelling measurement on the surface at the moment when the point measurement value approached the alert level. In such a case, the SEM tunnel supervision engineer, in agreement with the contractor's SEM tunnel manager, summoned a "Monitoring Review Meeting" of all parties (including the consulting engineer's representative). Here the assessment of the given issue was presented and joint preventive measures were adopted. The number of such situations author of the paper dealt with in less than 12 months of his work on the project was in the order of units (less than five). During the entire excavation period of all three stations, no extraordinary situation occurred that would significantly threaten the excavation itself, the mechanisation or construction crews underground, or the objects on the surface [1].

5. CONCLUSION

For the author of the paper, who during his previous experience mainly dealt with the construction of tunnels in hard rock environment (with the exception of the completion of the excavation of the Březno tunnel near Chomutov), the one-year Canadian work with the Austrian consulting and design company was very interesting and beneficial.

The method of constructing mined stations in an environment formed by sands and clays affected by groundwater was a difficult challenge for all interested parties. It involved the construction of relatively large underground spaces with a low overburden in the centre of the urban metropolis.

Before participating in this project, the author of the paper, who accustomed himself to a more conservative approach of designers, could not have imagined how the project owner's requirements could be incorporated into the construction process. However, the most important thing for all participants is the fact that the construction of the above described part of the project (i.e. the construction of the primary lining of the mined stations) was successful and carried out safely, which fact was confirmed by trial runs of train sets through the completed stations.

Ing. RADEK BERNARD, Ph.D.,
radek.bernard@geotechnika.cz,
SG Geotechnika a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] BERNARD, R. *Ražba nové trasy metra v prostředí písků a jílu v Torontu v Kanadě*. Tunelářské odpoledne 1/2019, Zahraniční tunelové projekty III., Praha, září 2019.
- [2] LAUBBICHLER, J. *Construction Drawings of Design*. Underground Excavated Station of Eglinton Crosstown Light Rail Project in Toronto. Dr. Sauer & Partners, 2017 to 2019.

STARÝ TUNEL CISÁRA WILHELMA – REKONŠTRUKCIA 130-ROČNÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA THE OLD EMPEROR WILHELM TUNNEL – RECONSTRUCTION OF A 130-YEAR-OLD RAILWAY TUNNEL

GERNOT JEDLITSCHKA, LUBOŠ ROJKO

ABSTRAKT

Článok sa venuje návrhu rekonštrukcie 130 rokov starého železničného tunela z pohľadu projektanta, pričom sa zameriava najmä na filozofiu posúdenia pôvodného murovaného ostenia z lomového kameňa, návrh sekundárneho betónového ostenia a návrh kombinovaného drenážneho systému tunela.

ABSTRACT

The article deals with the design of the reconstruction of a 130-year-old railway tunnel from the designer's point of view, focusing in particular on the philosophy of the assessment of the original masonry lining made of quarry stone, the design of the secondary concrete lining and the design of the combined drainage system of the tunnel.

1 ÚVOD

Starý tunel cisára Wilhelma (Alter Kaiser Wilhelm Tunnel – AKWT) je 4,2 km dlhý dvojkolajný železničný tunel na trati Koblenz – Perl Nemecko. Tunel sa začal stavať v roku 1875 a bol uvedený do prevádzky v roku 1879. Vzhľadom na zvyšujúcu sa intenzitu dopravy boli v tuneli zrealizované viaceré stavebné úpravy a sanačné práce, avšak po 130 rokoch prevádzky bolo ostenie starého tunela v stave, ktorý si vyžiadala jeho kompletnú sanáciu. Keďže nebolo možné prerušiť premávku na železničnej trati, bol najskôr vybudovaný paralelný jednokolajný tunel nazvaný nový tunel cisára Wilhelma (NKWT) a následne bolo možné zrekonštruovať starý tunel.

Na túto tému bolo napísaných viacero článkov, napríklad [1] alebo [2], v ktorých je detailne popísaná história starého tunela, výstavba nového tunela a detaily sanačných prác na starom tuneli. Tento článok sa zameriava na prvky návrhu sanácie starého tunela, ktorý vypracovala spoločnosť Geoconsult Salzburg.

2 HLAVNÁ MYŠLIENKA

Sanácia AKWT predstavovala vybudovanie nového vodotesného železobetónového ostenia vo vnútri pôvodného tunela s kamennou obmurovkou. Minimálna hrúbka nového ostenia bola navrhnutá na 40 cm. Súčasťou stavebných úprav bola tiež úprava nivelety, pričom bola hlava koľajnice znížená o cca 20 cm a zároveň bolo dno tunela prehĺbené o cca 1,5 m, čím vznikol dostatočný priestor na vybudovanie železobetónovej protiklenby a následné vybudovanie pevnej jazdnej dráhy. Taktiež bol existujúci drenážny systém tunela nahradený novým. Oba historické portály, ktoré sú pamiatkovo chránenými objektmi, boli zreštaurované.

Rekonštrukčné práce AKWT obsahovali tieto hlavné úlohy:

- demontáž všetkých tunelových inštalácií (nadzemné rozvody, bezpečnostné a telekomunikačné inštalácie, požiarne rozvody, odvodňovací systém atď.) vrátane koľajového zvršku a koľajového lôžka;
- reprofiliáciu niektorých úsekov, kde boli v minulosti realizované sanačné práce pomocou vystuženého striekaného betónu;
- injektáž výplne za pôvodným murovaným ostением na zvýšenie stability pri realizácii reprofilačných prác;

1 INTRODUCTION

The Old Kaiser Wilhelm Tunnel (Alter Kaiser Wilhelm Tunnel – AKWT) is a 4.2km long double-track railway tunnel on the Koblenz – Perl line in Germany. Construction of the tunnel began in 1875 and the tunnel was opened to traffic in 1879. Due to the increasing intensity of traffic, several construction modifications and rehabilitation operations were carried out in the tunnel, but after 130 years of operation, the lining of the old tunnel was in a condition that required complete rehabilitation. Since it was not possible to interrupt the traffic on the railway line, a parallel single-track tunnel called the New Kaiser Wilhelm Tunnel (NKWT) was first built and then the old tunnel could be reconstructed.

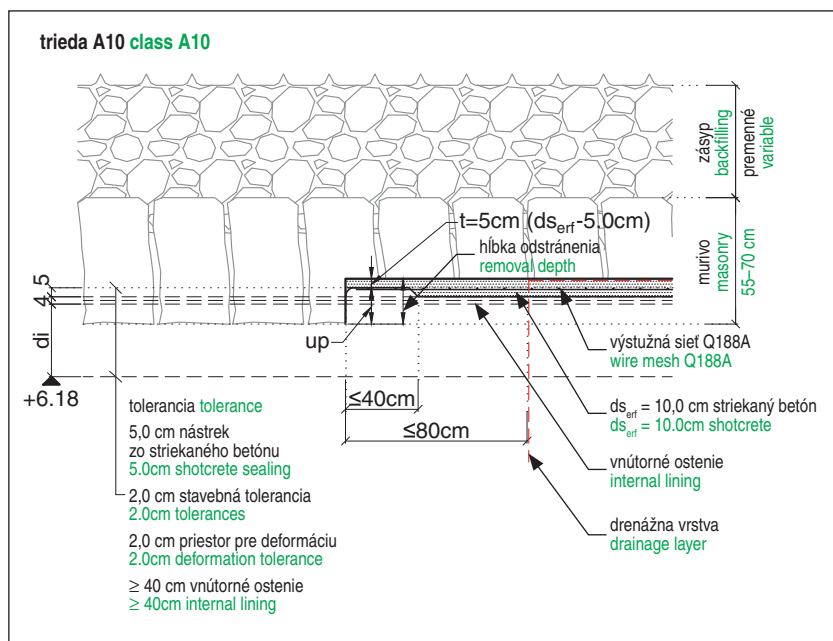
Several papers have been written on this topic, for example [1] or [2], in which the history of the old tunnel, the construction of the new tunnel and the details of the rehabilitation work on the old tunnel are described in detail. This paper focuses on the design elements of the rehabilitation of the old tunnel developed by Geoconsult Salzburg.

2 MAIN IDEA

The rehabilitation of the NKWT represented the construction of a new waterproof reinforced concrete lining inside the original tunnel with a masonry lining. The minimum thickness of 40cm was proposed for the new lining. Part of the construction improvements was also the adjustment of the vertical alignment, whereby the top of the rail was lowered by approximately 20cm and at the same time the bottom of the tunnel was deepened by approximately 1.5m, which created sufficient space for the construction of a reinforced concrete invert and the subsequent construction of a slab track. Even the existing drainage system of the tunnel was replaced with a new one. Both historic portals, which are heritage designated structures, have been restored.

The NKWT reconstruction work included the following main tasks:

- dismantling of all tunnel installations (overhead distribution, safety and telecommunication installations, fire water distribution, drainage system, etc.) including the trackwork and trackbed;



Obr. 1 Prierez ostentím, vstrojovacia trieda A10

Fig. 1 Lining cross-section, excavation support class A10

- úpravu profilu murovaného ostentia umožňujúcu následnú realizáciu vnútorného železobetónového ostentia (minimálna hrúbka 40 cm);
- napojenie ôsmich priečných prepojení na NKWT, prepojenia boli vybudované pri realizácii zákazky VP02, vnútorné ostentie bolo z tej doby vybudované už z cca 2/3 dĺžky každého prepojenia;
- vybudovanie výklenkov na napínanie trolejového vedenia;
- razenie spodnej klenby v celej dĺžke tunela s primárnym ostentím, inštaláciou nového drenážneho systému a následným budovaním železobetónového ostentia;
- zásyp výklenkov starej konštrukcie tunela;
- betonáž vnútorného ostentia;
- uzatvorenie 6,5 m medzery medzi historickým severným portálom a novo „vybudovaným“ portálom;
- zachovanie historických portálov.

3 MUROVANÉ A BETÓNOVÉ OSTENTIE

Jednou z kľúčových otázok pri vypracovaní realizačnej dokumentácie bolo zabezpečenie stability zostávajúceho murovaného ostentia pri profilačných prácach.

3.1 Vstrojovacie triedy

Pre profilovacie a vstrojovacie práce boli definované štyri rôzne vstrojovacie triedy razenia (A0, A5, A10 a A15). Vstrojovacie triedy sa líšili v:

- hrúbke striekaného betónu (5 až 15 cm), pričom bol v každej triede navrhnutý uzatvárací nástriek hrúbky 5 cm;
- použití výstuže zo zvarovaných sietí Q188A;
- obmedzeniami v dĺžke záberu (neobmedzené do 0,8 m).

Na obr. 1 je znázornená trieda A10 s 10 cm striekaným betónom, jednou vrstvou zvarovaných sietí a dĺžkou záberu 0,8 m.

Použitie jednotlivých vstrojovacích tried bolo volené na základe vyhodnotenia nasledovných kritérií (pozri tiež Tab. 1):

- umiestnenie v tuneli (strop/bočná stena);
- kvalita kamenného muriva;
- rozmery v pozdĺžnom smere a smere po obvode ostentia;
- veľkosť podprofilu.

- reprofiling of some sections where rehabilitation was carried out in the past using reinforced shotcrete;
- backgrouting behind the original masonry lining to increase stability during the reprofiling operations;
- modification of the profile of the masonry lining allowing for the subsequent construction of the internal reinforced concrete lining (minimum thickness: 40cm);
- connection of eight cross passages to the NKWT, the passages were built during the work on the contract VP02, the internal lining had already been finished along about 2/3 of the length of each passage from that time;
- building niches for trolley wire tensioning;
- excavation for the invert along the entire length of the tunnel with primary lining, installation of a new drainage system and subsequent construction of reinforced concrete lining;
- backfill of recesses in the old tunnel structure;
- concreting of internal lining;
- closing the 6.5m gap between the historic northern portal and the newly "built" portal;
- preservation of historic portals.

3 MASONRY AND CONCRETE LININGS

One of the key issues in the development of the detailed design was ensuring the stability of the remaining masonry lining during the profiling work.

3.1 Excavation support classes

For profiling and excavation support, four different support classes (A0, A5, A10 and A15) were defined. The support classes differed in:

- the thickness of the sprayed concrete layer (5 to 15cm), while a 5cm thick closing spray was designed for each class;
- the use of Q188A welded mesh as reinforcement;
- restrictions on the length of the advance (unlimited to 0.8m).

Fig. 1 shows class A10 with 10cm thick shotcrete, one layer of welded mesh and an advance length of 0.8m.

The use of individual support classes was chosen based on the assessment of the following criteria (see also Table 1):

- location in the tunnel (roof/side wall);
- quality of stone masonry;
- dimensions in the longitudinal direction and around the circumference of the lining;
- dimensions of partial profile.

For cases with a partial profile thickness greater than 40cm, a special class was designed for reprofiling using lattice arches, welded mesh and shotcrete.

3.2 Classification of masonry condition

The lining was divided into three categories (Table 2).

3.3 Structural analysis of rubble stone lining

The main aspect of the structural design of the rehabilitation operations was the assessment of the state of stress in the lining. The following four input parameters are critical for the structural assessment of masonry lining:

- state of initial stress in the masonry lining built 130 years ago with gravel-stone backfill;
- actual lining thickness;

Tab. 1 Aplikačná matica pre bočnú stenu

Kvalita	Podprofil				
	Rozmer		Hodnota (v cm)		
	pozdĺžne [m]	po obvode [m]	<10	<20	<30
Dobrá	<2,5	< 3,0	A0	A0	
Stredná	<2,5	< 3,0	A0	A0	
Zlá	<2,5	< 3,0	A0	A5	
Dobrá	<2,5	> 3,0	A0	A0	A0
Stredná	<2,5	> 3,0	A0	A0	A5
Zlá	<2,5	> 3,0	A5	A5	A5
Dobrá	2,5<x<4	> 3,0	A0	A0	A5
Stredná	2,5<x<4	> 3,0	A0	A5	A5
Zlá	2,5<x<4	> 3,0	A5	A5	A10
Dobrá	> 4,0	> 3,0	A0	A5	A5
Stredná	> 4,0	> 3,0	A0	A5	A10
Zlá	> 4,0	> 3,0	A5	A5	A10

Tab. 2 Klasifikácia stavu murovaného ostenia

Dobry	ostenie v dobrom stave
Stredny	častočne odlupujúca sa alebo chýbajúca škárovacia malta
Zly	odlupujúca sa alebo chýbajúca škárovacia malta

Pre prípady s hrúbkou podprofilu väčšou ako 40 cm bola navrhnutá špeciálna trieda pre reprofiliáciu použitím priehradových obľukových nosníkov, zváraných sietí a striekaného betónu.

3.2 Klasifikácia stavu murovaného ostenia

Ostenie bolo rozdelené do troch kategórií (Tab. 2).

3.3 Statický výpočet ostenia z lomového kameňa

Hlavným aspektom konštrukčného návrhu sanačných prác bolo posúdenie stavu napätia v ostení. Štyri rozhodujúce vstupné parametre pre statické posúdenie murovaného ostenia sú:

- stav počiatočného napätia v murovanom ostení postavenom pred 130 rokmi so štrkovo-kamenným zásypom;
- skutočná hrúbka ostenia;
- kvalita ostenia a príslušné pevnostné parametre;
- správanie/vplyv zásypu.

K dispozícii bolo veľmi málo informácií o postupe výstavby, histórii zaťaženia a vplyve zásypu a možného prenosu zaťaženia medzi horninovým masívom a ostení. Existoval dokonca náznak obmedzeného prenosu zaťaženia medzi murovaným ostení a horninovým masívom. Po zohľadnení všetkých týchto podmienok sa dospelo k záveru, že použitie metódy konečných prvkov na posúdenie napätosti ostenia nie je vhodné. Preto sa použili zjednodušené analytické postupy (podľa Erdmann-Duddeck a Barlow), na základe ktorých boli stanovené počiatočné normálové sily v ostení v závislosti od výšky nadložia a parametrov horninového prostredia.

Za účelom zistenia skutočných hrúbok murovaného ostenia bol počas prípravy výberového konania realizovaný vrtný prieskum a dokumentácia z prieskumných vrtoch bola poskytnutá spolu so súťažnými podkladmi ako podklad pre vypracovanie realizačnej dokumentácie.

Dokumentáciu tvorili protokoly zo 76 vrtoch v 38 sekciách tunela, ktoré slúžili na posúdenie hrúbky a kvality ostenia, parametrov výplne a polohy základov. Tieto informácie boli pôvodne použité ako podklad pre statické posúdenie murovaného ostenia počas sanačných prác. Na základe výsledkov vrtného prieskumu sa v návrhu uvažovalo s hrúbkou murovaného ostenia medzi 60 a 90 cm.

Table 1 Application matrix for side wall

Quality	Partial profile				
	Dimensions		Value (in cm)		
	longitudinal [m]	around circumference [m]	<10	<20	<30
Good	<2.5	< 3.0	A0	A0	
Medium	<2.5	< 3.0	A0	A0	
Poor	<2.5	< 3.0	A0	A5	
Good	<2.5	> 3.0	A0	A0	A0
Medium	<2.5	> 3.0	A0	A0	A5
Poor	<2.5	> 3.0	A5	A5	A5
Good	2.5<x<4	> 3.0	A0	A0	A5
Medium	2.5<x<4	> 3.0	A0	A5	A5
Poor	2.5<x<4	> 3.0	A5	A5	A10
Good	> 4.0	> 3.0	A0	A5	A5
Medium	> 4.0	> 3.0	A0	A5	A10
Poor	> 4.0	> 3.0	A5	A5	A10

Table 2 Classification of lining masonry condition

Good	lining in good condition
Medium	partially spalling or missing mortar in joints
Poor	spalling or missing mortar in joints

- lining quality and relevant strength-related parameters;
- behaviour/influence of backfill.

Very little information was available on the construction progress, load history and effect of backfill and possible load transfer between rock mass and lining. There was even an indication of limited load transfer between the masonry lining and the rock mass. After taking into account all these conditions, it was concluded that the use of the finite element method is not appropriate for assessing the stress in the lining. For that reason, simplified analytical procedures (according to Erdmann-Duddeck and Barlow) were used, on the basis of which the initial normal forces in the lining were determined depending on the height of the overburden and the parameters of the rock environment.

In order to determine the actual thickness of the masonry lining, a drilling survey was carried out during the preparation of the tender process, and the documents from the exploratory drilling were provided together with the tender documents as a basis for the development of the final design.

The documents comprised of logs from 76 boreholes in 38 sections of the tunnel, which were used to assess the thickness and quality of the lining, the parameters of the filling and the position of the foundations. This information was originally used as a basis for the structural assessment of the masonry lining during the rehabilitation operations. Based on the results of the exploratory drilling, the proposal considered a wall thickness between 60 and 90cm. Injecting a cement mixture into the filling was supposed to strengthen the filling layer and thus increase the overall stability of the lining. During the verification of the success of the grouting work, it was found that the thickness of the masonry was significantly smaller in several sections than originally thought. The thickness of the lining locally varied only between 30 and 50cm. As part of the subsequent extensive survey, 252 boreholes in 76 sections of the tunnel were carried out and assessed. Additional samples of masonry and filling were taken and tested. Based on the test results of the taken samples of masonry and filling, the characteristic compressive strength of the masonry increased from 6MPa to 12.5MPa (see Table 3). A partial safety factor $\gamma_f=1.5$ was used in the calculations.

Injektáž výplne cementovou zmesou mala spevniť výplňovú vrstvu a zvýšiť tak celkovú stabilitu ostenia. Počas overovania úspešnosti injektážnych prác sa zistilo, že hrúbka muriva bola na niekoľkých úsekoch výrazne menšia, ako sa pôvodne predpokladalo. Hrúbka ostenia sa lokálne pohybovala len medzi 30 a 50 cm. V rámci následného rozsiahleho prieskumu bolo zrealizovaných a vyhodnotených 252 vrto v 76 sekciách tunela. Taktiež boli odobraté a otestované ďalšie vzorky muriva a výplne. Na základe výsledkov skúšok z odobratých vzoriek muriva a výplne sa zvýšila charakteristická pevnosť muriva v tlaku zo 6 MPa na 12,5 MPa (Tab. 3). Pri výpočtoch bol použitý parciálny súčiniteľ bezpečnosti $\gamma_t=1,5$.

Tab. 3 Návrhové hodnoty pevnosti muriva v tlaku

Kvalita	Súčiniteľ	f_u	f_d
		12,5	
Dobrá	100 %		8,3
Stredná	75 %		6,3
Zlá	50 %		4,2

Na základe nových poznatkov o hrúbke ostenia bol znovu preverený návrh. Vo všetkých úsekoch, kde hrúbka ostenia nepostačovala na prenesenie dočasných zaťažení a redistribúciu napätia pri profilovacích prácach, sa uvažovalo s injektážou zásypu. Boli zrealizované posúdenia muriva, aby sa zväžili najpravdepodobnejšie situácie počas profilovacích prác:

- murivo (plný prierez);
- murivo so zníženou hrúbkou počas/po profilovacích prácach;
- murivo so zníženou hrúbkou a injektovanou výplňou, ak je to vhodné;
- murivo so zníženou hrúbkou a injektovanou výplňou s redistribúciou zaťaženia (napr. výklenky), ak je to vhodné.

3.4 Vnútročné betónové ostenie

Pre železobetónové vnútročné ostenie s navrhovanou hrúbkou 40 cm bol zvolený betón triedy C30/37-WU (XC4/XF1/XA1/WF) (podľa EN 206-1). Na zvýšenie požiarnej odolnosti boli do betónovej zmesi pridané monofilné polypropylénové (PP) vlákna – 2 kg/m³. Dĺžka dilatáčného bloku bola 10 m. Medzi uzatváraciu vrstvu striekaného betónu a betónové ostenie bola vložená separačná fólia.

Aby sa umožnilo presakovanie vody po obvode ostenia, boli každých 10 m navrhnuté drenážne pásy z nopovej fólie šírky 1,0 m. Ostenie bolo navrhnuté jednak pre štandardné prípady zaťaženia (vlastná hmotnosť, zemné zaťaženie, plný tlak vody (3 bar), teplota leto/zima, atď.), ako aj pre tepelné zaťaženie požiarom. Pre prípad požiarneho zaťaženia bola použitá krivka nárastu teploty v čase podľa nemeckých predpisov „Požiadavky na požiarnu bezpečnosť a civilnú ochranu pri výstavbe a prevádzke železničných tunelov“ a jej parametre sú uvedené v tab. 4.

Tab. 4 Časovo-teplotná korelácia pre tepelné zaťaženie

Trvanie požiaru [min]	0	5	60	170
Teplota [°C]	0*)	1200	1200	0*)

*) tepelný nárast voči okolitej teplote

3.5 Návrh razenia spodnej klenby

Prehĺbenie spodnej klenby má za následok podkopanie základov murovaného podkovitého ostenia o cca 1 m.

Na základe popísaných geologických podmienok boli pôvodne pre razenie a zaistenie prehĺbenej spodnej klenby navrhnuté štyri vystrojovacie triedy S4.1 až S4.4.

Table 3 Design values of compressive strength of masonry

Quality	Coefficient	f_u	f_d
		12.5	
Good	100%		8.3
Medium	75%		6.3
Poor	50%		4.2

The design was checked again on the basis of new knowledge about the thickness of the lining. Backfilling was considered for all sections where the lining thickness was not sufficient to transfer temporary loads and redistribute stress during the profiling operations. Masonry assessments were carried out to consider the most likely situations during profiling work:

- masonry (full cross-section);
- masonry with reduced thickness during/after profiling operations;
- masonry with reduced thickness and grouted filling, if appropriate;
- masonry with reduced thickness and grouted filling with redistribution of loading (e.g. recesses), if appropriate.

3.4 Internal concrete lining

C30/37-WU (XC4/XF1/XA1/WF) class concrete (according to EN 206-1) was chosen for the reinforced concrete inner lining with a designed thickness of 40cm. Monofilament polypropylene (PP) fibres – 2kg/m³ – were added to the concrete mixture to increase fire resistance. The length of the expansion block was set at 10m. A separation membrane was inserted between the closing layer of sprayed concrete and the concrete lining.

In order to allow water to seep around the perimeter of the lining, drainage strips made of 1.0m wide dimpled sheet membrane strips were designed every 10m. The lining was designed both for standard loading cases (own weight, earth load, full water pressure (3 bar), summer/winter temperature, etc.) as well as for fire load. For the case of fire load, the temperature rise curve over time was used according to the German regulations „Requirements for fire safety and civil protection during the construction and operation of railway tunnels“ and its parameters are listed in Table 4.

Table 4 Time-temperature correlation for thermal load

Fire duration [min]	0	5	60	170
Temperature [°C]	0*)	1200	1200	0*)

*) temperature increase relative to the ambient temperature

3.5 Invert excavation design

The deepening for the invert has the effect of undermining the foundations of the horseshoe-shaped masonry lining by approximately 1m.

Based on the described geological conditions, four support classes S4.1 to S4.4 were originally designed for the excavation and stabilisation of the deepened invert.

As part of the assessment of geotechnical conditions, undisturbed/suitable rock, disturbed rock, faults or fault zones were assessed.

Individual support classes differed in:

- shotcrete thickness (15 to 25cm);
- application of reinforcement from welded mesh (Q188A) – one or two layers;
- limitation of advance step length (15m to 3m).

Figures 2 a) and b) show support class S4.3 with a 20cm thick shotcrete layer, with two layers of welded mesh and an advance length of 5m.

V rámci posudzovania geotechnických podmienok sa vyhodnocovala nenarušená/vhodná hornina, narušená hornina, poruchy nebo poruchové zóny.

Jednotlivé vystrojovacie triedy sa líšili v:

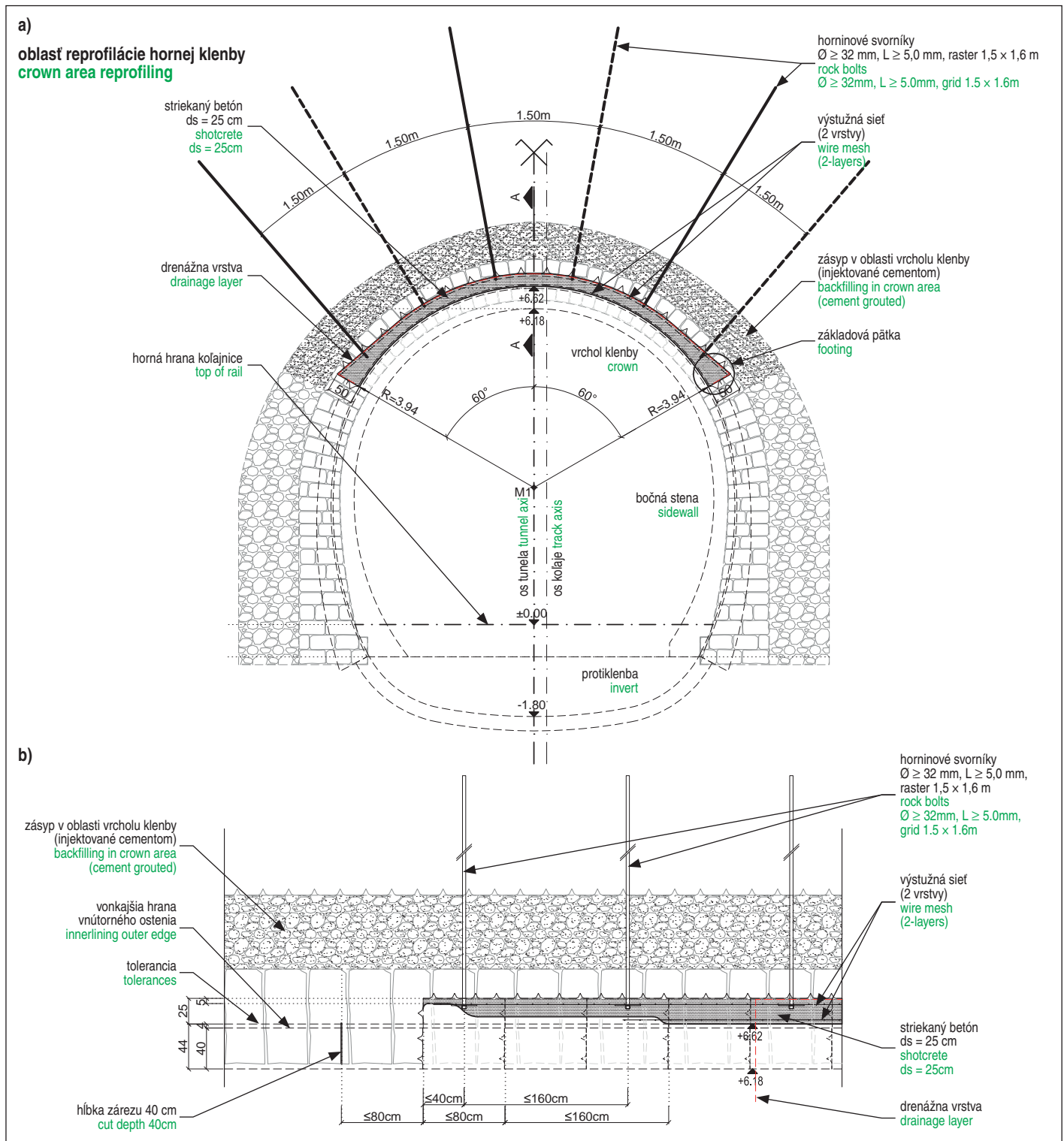
- hrúbke striekaného betónu (15 až 25 cm);
- aplikácii výstuže zo zváraných sietí (Q188A) – jedna alebo dve vrstvy;
- obmedzení dĺžky záberu (15 m až 3 m).

Obr. 2 a) a b) zobrazujú triedu S4.3 s 20 cm striekaným betónom, s dvomi vrstvami zváraných sietí a dĺžkou záberu 5 m.

Verification of the stability of the invert excavation was based on the critical shear surfaces, taking into account the estimated loading at the level of the lining foundations, the prevailing geological conditions and the geometry of the excavation.

3.6 Invert excavation – required structural changes during construction

After a more detailed evaluation of the results of the survey, another excavation support class S4.5 was proposed to secure a section with a length of approximately 80m, where the invert had already been built in the past (probably during the deepening of the bottom due to electrification).



Obr. 2 a) Priechy profil ostenia, b) prierez hornou klenbou, vystrojovacia trieda S4.3
Fig. 2 a) Lining cross-section, b) upper vault cross-section, excavation support class S4.3

Overenie stability razenia spodnej klenby vychádzalo z kritických šmykových plôch, pričom bolo zohľadnené odhadované zaťaženie na úrovni základov ostenia, prevládajúce geologické pomery a geometria výkopu.

3.6 Razenie spodnej klenby – požadované konštrukčné zmeny počas výstavby

Po podrobnejšom vyhodnotení výsledkov z prieskumu bola navrhnutá ďalšia vystrojovacia trieda S4.5 na zabezpečenie úseku o dĺžke cca 80 m, kde už v minulosti (pravdepodobne počas prehlbovania dna kvôli elektrifikácii) bola vybudovaná protiklenba.

Razenie sa začalo pri portáli Cochem (sever), podľa predpokladaných geotechnických pomerov s triedou S4.4 s dĺžkou záberu 3 m. Po vyrazení cca 300 m sa situácia výrazne zmenila, pričom základy existujúceho ostenia boli cca 1 m vyššie, ako bolo uvedené v poskytnutej dokumentácii. Toto znamenalo podstatnú zmenu oproti predpokladanému návrhu a takýto stav nebol naprojektovaný. Práce museli byť zastavené až do prehodnotenia novej situácie a nového statického posúdenia. Následne bola navrhnutá séria vystrojovacích tried na zaistenie rôznych možných úrovní základov ostenia. To v kombinácii s geologickými podmienkami v rámci predmetného úseku znamenalo navýšenie o deväť dodatočných vystrojovacích tried (S4.6A-I). Maximálny výškový rozdiel, s ktorým sa uvažovalo v novom návrhu, bola úroveň základov ostenia cca 65 cm nad hlavou koľajnice (TOR). Takáto poloha zodpovedá zmene úrovne základov o cca 1,5 m. V novonavrhnutých vystrojovacích triedach bola minimálna hrúbka striekaného betónu 20 cm s dvomi vrstvami sietí. Hlavným rozdielom bol návrh jedného alebo dvoch radov samozavrtacích svorníkov IBO R51 dĺžky 4 m s roznášacími nosníkmi.

Použitie svorníkov vo vystrojovacích triedach bolo veľkou zmenou a ovplyvnilo postup výstavby vo všetkých aspektoch od rozpočtovania až po zabudovanie vystrojovacích prvkov. Svorníky boli zabudované vopred, čo umožnilo zväčšiť dĺžku záberov na 10 m. Razenie prebiehalo mechanicky pomocou tunelových bagrov.

4 SEVERNÝ PORTÁL

Historický severný portál je situovaný cca 6,5 m pred portálom pre razenie, kde boli v 30. rokoch inštalované prúdové ventilátory na zlepšenie vetrania tunela. Dočasná nosná konštrukcia (oceľové zápery a vzpery) bola na portáli aplikovaná už počas výstavby tunela AKWT.

Zvláštnu pozornosť bolo potrebné venovať konštrukcii budovanej v otvorenej stavebnej jame, ktorá túto medzeru uzavrela a začlenila historickú konštrukciu do nového ostenia tunela. Vzpery preto museli byť demontované a premiestnené na severnú stranu, aby bolo možné napojiť ostenie tunela na historickú stavbu. Aby sa predišlo prenosu napätia zásypu a zemného zaťaženia na portálovú konštrukciu, musela byť pridaná ďalšia deliaca stena na zadnej strane portálu.

DB (Deutsche Bahn) pre tento prípad uzavrel zmluvu so špecializovaným konzultantom pre starostlivosť o historické objekty, ktorý sa ako nezávislý konzultant a posudzovateľ vyjadroval ku všetkým návrhom súvisiacich s historickým portálom.

5 DRENÁŽNY SYSTÉM

Pôvodný drenážny systém AKWT predstavoval koncept drénovaného tunela. Podzemná voda presakovala cez murované ostenie do tunela a odvádzala sa k severnému portálu Cochem. Pôvodne navrhovaným konceptom sanovaného tunela bol vodotesný tunel, pričom sekundárne ostenie bolo navrhnuté pre maximálny vodný tlak 3 bary s tlakovo riadeným systémom umožňujúcim uvoľnenie

The excavation started at the Cochem portal (north), according to the assumed geotechnical conditions with class S4.4 and a length of 3m. After completion of about 300m long section, the situation changed significantly, while the foundations of the existing lining were approximately 1m higher than it was stated in the provided documents. This meant a significant change compared to the assumed proposal, and such a situation was not designed. The work had to be suspended until the new situation was reassessed and a new structural assessment was carried out. Subsequently, a series of excavation support classes were designed to provide different possible levels of the foundations of the lining. This, combined with the geological conditions within the section in question, meant an increase by nine additional support classes (S4.6A-I). The maximum height difference considered in the new design was the level of the foundations of the lining ca 65cm above the top of the rail (TOR). Such a position corresponds to a change in the foundation level by ca 1.5m. In the newly designed support classes, the minimum thickness of the sprayed concrete was 20cm with two layers of mesh. The main difference lay in the design of one or two rows of 4m long IBO R51 self-drilling bolts with spreader beams.

The use of bolts in the support classes was a big change and affected the construction process in all aspects from rock breaking to building support elements in. The bolts were built in advance, which made it possible to increase the length of the advance rounds to 10m. Excavation was carried out mechanically using tunnel excavators.

4 NORTHERN PORTAL

The historic northern portal is located ca 6.5m in front of the excavation portal, where jet fans were installed in the 1930s to improve tunnel ventilation. The temporary supporting structure (steel soldier beams and struts) was already applied at the portal during the construction of the AKWT tunnel.

Special attention had to be paid to the structure built in the open construction pit, which closed this gap and incorporated the historic structure into the new tunnel lining. Therefore, the struts had to be dismantled and relocated to the north side, so that the lining of the tunnel could be connected to the historic building. In order to prevent transfer of backfill pressure and earth load on the portal structure, another dividing wall had to be added at the rear side of the portal.

DB (Deutsche Bahn) for this case contracted a specialist consultant for the care of historic objects, who acted as an independent consultant and gave his opinion as an assessor to all proposals related to the historic portal.

5 DRAINAGE SYSTEM

The concept of the original AKWT drainage system was that of a drained tunnel. Groundwater seeped through the masonry lining into the tunnel and was diverted to the northern Cochem portal. The originally proposed concept of the tunnel to be rehabilitated was that of a waterproof tunnel, while the secondary lining was designed for a maximum water pressure of 3 bars with a pressure-control system allowing for the release of excess pressure and the subsequent release of water through the portals. However, there was concern that changing the AKWT from a fully drained tunnel to a watertight system would have an adverse effect on the hydrogeological conditions in the tunnel surroundings. The decision was ultimately adopted for the AKWT to maintain the waterproof internal concrete lining, but to allow groundwater to seep into the tunnel through drainage in the invert and divert it either north or south. Based on this, the tunnel was divided into three sections (see Table 5).

prebytočného tlaku a následné vypustenie vody cez portály. Vznikla však obava, že zmena AKWT z plne odvodneného tunela na vodotesný systém bude mať nepriaznivý vplyv na hydrogeologické pomery v okolí tunela. Pre AKWT bolo nakoniec prijaté rozhodnutie zachovať vodotesné vnútorné betónové ostenie, ale umožniť podzemnej vode vsakovať do tunela cez drenáž v spodnej klenbe a túto odvádzať buď smerom na sever alebo smerom na juh. Na základe toho bol tunel rozdelený na tri úseky (tab. 5).

Tab. 5 Odvodnené/vodotesné časti tunela

Typ	Od [km]	Do [km]	Dĺžka [m]
Odvodnené na sever	48,4+26	49,0+07	581
Odvodnené na juh	49,0+07	52,4+98	3,491
Vodotesné	52,4+98	52,6+23	125

Výškový rozdiel medzi severným a južným portálom je cca 13,7 m. Pre odvádzanie vody smerom k južnému, vyššiemu, portálu znamená, že drenážne potrubie v spodnej klenbe, ktoré zberá podzemnú vodu prúdiacu smerom k tunelu, musí byť natlakované tak, aby voda vytekala na južnom portáli pri atmosférickom tlaku. Maximálny tlak v systéme je cca 1,5 baru. Obr. 3 zobrazuje usporiadanie drenážneho potrubia. Pozdĺžne drenážne potrubie v protiklenbe zhromažďuje vodu, ktorá prúdi cez zbernú šachtu a priečne výtlačné potrubie do zberného potrubia smerom k portálu. V systéme sú zabudované preplachovacie potrubia, ktoré slúžia na jeho údržbu.

Tento koncept zabránil výraznej zmene existujúceho režimu prúdenia podzemných vôd v okolí tunela počas sanačných prác a predišlo sa tiež navýšeniu vodného tlaku na ostenie po ukončení stavebných prác.

Pre zvýšenie drenážnej kapacity bola medzi murivom a vnútorným ostentím smerom k drenážnemu potrubiu v spodnej klenbe vložená drenážna vrstva radiálne pokrývajúca celý obvod sanovného tunela.

Podzemná voda sa do drenážneho potrubia dostáva cez pukliny v horninovom masíve, ďalej presakuje cez preinjektovanú vrstvu, zásyp, kamenné murivo, striekaný betón a drenážnu vrstvu.

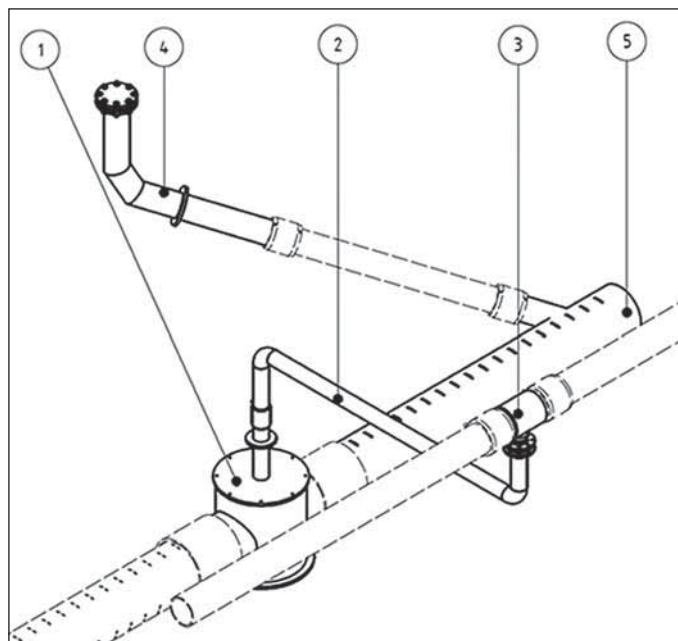
Najväčšou nevýhodou každého drenážneho systému je riziko zanášania usadeninami. Uzavretý systém bez prívodu čerstvého vzduchu výrazne obmedzuje potenciál vzniku usadenín, aj keď použité cementové konštrukčné materiály (zálievka, striekaný betón atď.) sa môžu vymývať vodou presakujúcou do drenážneho potrubia. Systém sa preto považuje za nenáročný na údržbu.

6 KONŠTRUKČNÉ PRÁCE

6.1 Reprofilačné práce

Vo všeobecnosti bol profil dvojkoľajného tunela dostatočne veľký, aby umožnil zabudovanie nového vnútorného betónového ostenia bez nutnosti odstraňovania existujúceho muriva. Teoretický profil bol porovnaný s výsledkami merania pomocou tunelového skenera, na základe čoho sa stanovil rozsah hrúbky ostenia.

Na začiatku spracovania realizačnej dokumentácie bola na základe návrhu zhotoviteľa Subterra a.s. optimalizovaná finálna geometria ostenia tunela. Prierez klenby bol znížený o cca 22 cm v porovnaní s návrhom z verejnej súťaže – pri zachovaní štandardného prejazdneho profilu (GC podľa Ril 853) a pri zohľadnení návrhovej rýchlosti $v_c = 160$ km/h. Toto viedlo k výraznému zníženiu objemu profilácie a tým aj k zvýšeniu hrúbky zostávajúceho murovaného



zdroj source: © SIMONA AG (2015)

Obr. 3 3D pohľad na drenážny systém tunela – schema, 1 – zberný hriadeľ, 2 – priečne vypúšťacie potrubie, 3 – pripojenie k prenosovému potrubiu, 4 – splachovacie potrubie, 5 – pozdĺžna inverzná drenáž

Fig. 3 3D view of drainage system – chart, 1 – collector shaft, 2 – transverse discharge pipeline, 3 – connection to transfer pipeline, 4 – flushing pipeline, 5 – longitudinal inverse drainage

Table 5 Drained/waterproof tunnel parts

Type	From [km]	To [km]	Length [m]
Drained north	48.4+26	49.0+07	581
Drained south	49.0+07	52.4+98	3,491
Waterproof	52.4+98	52.6+23	125

The level difference between the northern and southern portals is ca 13.7m. To evacuate water towards the southern, higher portal means that the drainage pipeline in the invert, which collects the groundwater flowing in the direction of the tunnel, has to be pressurised so that water flows out at the southern portal under atmospheric pressure. The maximum pressure in the system is about 1.5bar. Fig. 3 shows the arrangement of the drainage pipeline: A longitudinal drainage pipeline in the invert collects the water that flows through the collection shaft and the transverse discharge pipeline sends it into the collection pipeline, towards the portal. Flushing pipelines used for its maintenance are built into the system.

This concept prevented a significant change in the existing groundwater flow regime in the surroundings of the tunnel during rehabilitation operations and also prevented an increase in water pressure on the lining after the completion of construction work.

In order to increase the drainage capacity, a drainage layer radially covering the entire circumference of the tunnel being rehabilitated was inserted between the masonry and the internal lining in the direction of the drainage pipeline in the invert. Groundwater enters the drainage pipeline through cracks in the rock mass, then seeps through the grouted layer, backfill, stone masonry, sprayed concrete and the drainage layer.

The biggest disadvantage of any drainage system is the risk of clogging with deposits. A closed system with no fresh air supply greatly reduces the potential for development of deposits, even though the cementitious construction materials used (grout, shotcrete, etc.) can be washed out by water seeping into the drainage pipeline. The system is therefore considered to be low maintenance.

ostenia, čo viedlo k zvýšeniu stability ostenia počas prác a tým aj zvýšeniu bezpečnosti pracovníkov.

V úsekoch tunela s najmenšou hrúbkou pôvodného muriva bola zrealizovaná reprofiliácia. V podstate išlo o kompletnú výmenu existujúceho murovaného ostenia (obr. 4). V tomto prípade bola dĺžka každého záberu obmedzená na 0,8 m. Pre zabezpečenie stability existujúcej kamennej klenby počas reprofilačných prác bolo murivo radiálne narezané do hĺbky 0,4 m pilou s diamantovým kotúčom prispôbeným profilu tunela (obr. 5). Následne boli zabudované svorníky, prihradové nosníky, siete a striekaný betón.

6.2 Injektážne práce

Pôvodný návrh umožňoval spevnenie a stabilizáciu záspy cementovou injektážou – najmä v oblastiach, kde bolo treba pri reprofilačných prácach odstrániť väčšiu časť pôvodného muriva. Týkalo sa to najmä úsekov v blízkosti portálov, ale aj miest priečných prepojení. Po začatí vrtných injektážnych prác na severnom portáli sa zistilo, že hrúbka muriva bola na niekoľkých úsekoch podstatne menšia, ako sa pôvodne uvádzalo v dokumentácii prieskumných vrtoch, ktorá bola súčasťou súťažných podkladov. V rámci následného komplexného prieskumu boli zistené skutočné hrúbky a kvalita muriva v celej dĺžke tunela. Po spracovaní zistených

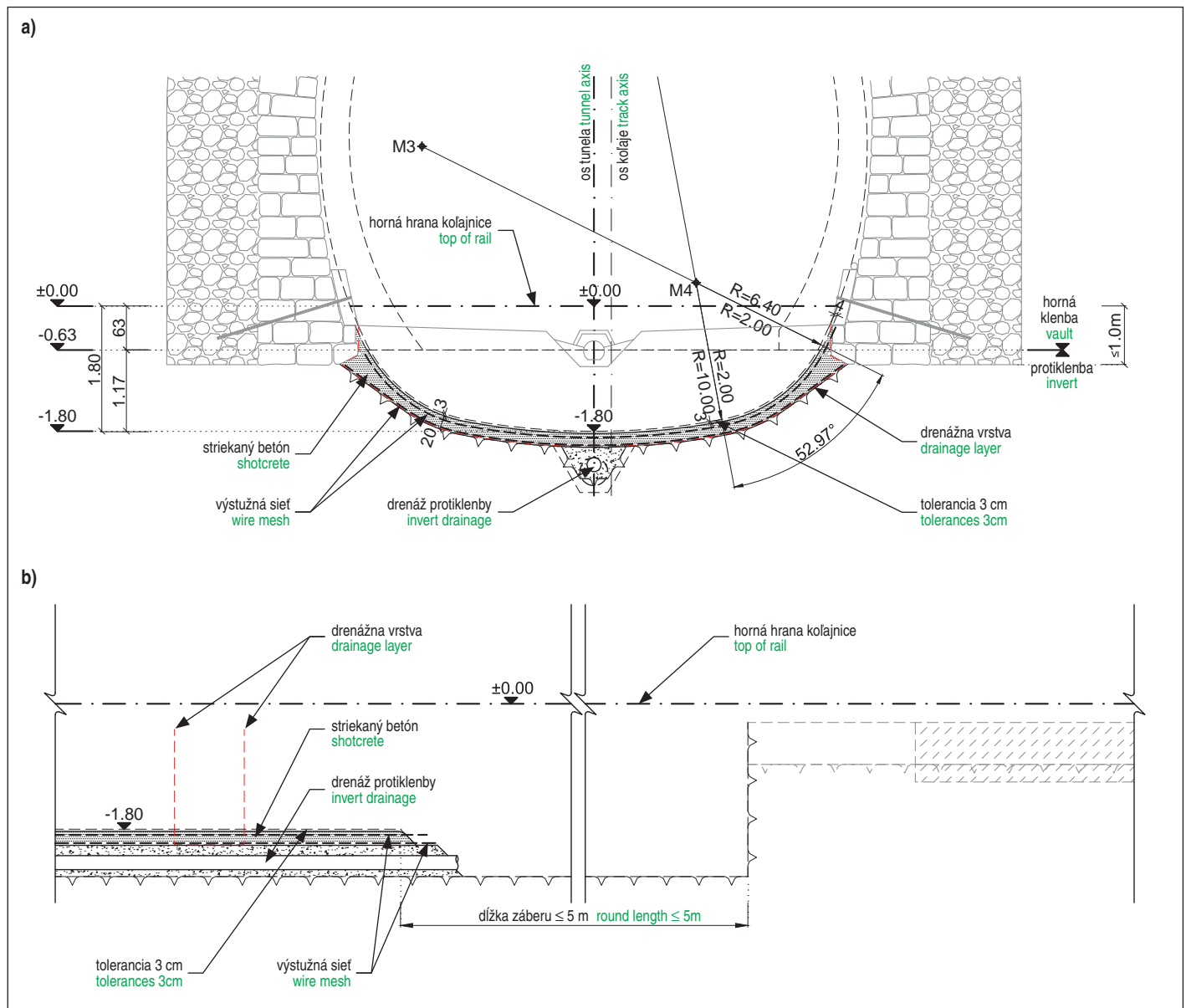
6 CONSTRUCTION WORK

6.1 Reprofiling operations

In general, the profile of the double-track tunnel was large enough to allow for the installation of a new internal concrete lining without the need for removing the existing masonry. The theoretical profile was comparable with the results of measurements using a tunnel scanner, based on which the range of the lining thickness was determined.

At the beginning of the work on the detailed design, based on the proposal of the contractor, Subterra a.s. optimised the final tunnel lining geometry. The cross-section of the vault was lowered by ca 22cm compared to the proposal from the public tender – while maintaining the standard clearance profile (GC according to R11 853) and taking into account the design speed of $v_c=160\text{km/h}$. This led to a significant reduction in the volume of the profiling work and thus also to an increase in the thickness of the remaining masonry lining, which led to an increase in the stability of the lining during the work and thus also to an increase in safety of workers.

Reprofiling was carried out in the sections of the tunnel with the smallest thickness of the original masonry. In essence, it was a complete replacement of the existing masonry lining (see Fig. 4). In



Obr. 4 a) Priečný profil spodnej časti ostenia, b) prierez spodnou klenbou, vstrojovacia trieda S4.3

Fig. 4 a) Cross-section through lower part of the lining, b) invert cross-section, excavation support class S4.3



zdroj source: © Subterra a.s. (2014, 2015)

Obr. 5 Prerezávanie ostenia kotúčovou diamantovou pilou prispôsobenou na použitie v tuneli
Fig. 5 Cutting through the lining with diamond disc cutter accommodated to the use in tunnel

výsledkov pomocou statických výpočtov sa rozšíril rozsah aplikácie injektážnych prác pre zaistenie stability pri reprofilovacích prácach ako aj pri zníženej hrúbke muriva. Injektovalo sa približne 20 % dĺžky tunela, hlavne v blízkosti severného a južného portálu, v miestach priečných prepojení a výklenkov. Injektážne práce nakoniec trvali osem mesiacov, pričom bolo použitých cca 6 200 m³ injektážneho materiálu.

7 ZÁVER

Aj keď sa v prípravných fázach projektu vynaložilo značné úsilie na posúdenie skutočného stavu (hrúbka, rozsah, kvalita, pevnosť) existujúceho murovaného ostenia, počas výstavby boli zistené nové zásadné skutočnosti, ktoré si vyžiadali realizáciu dodatočných prieskumných prác a nové konštrukčné návrhy a posúdenie novozistených skutočností. Toto v konečnom dôsledku viedlo k oneskoreniu výstavby a navýšeniu stavebných nákladov. Uvedené skúsenosti ešte viac zdôrazňujú potrebu a dôležitosť kvalitnej projektovej prípravy vrátane realizácie dostatočných prieskumov, čo môže byť v prípade rekonštrukcii sítě náročné, ale v konečnom dôsledku povedie k efektívnemu návrhu bez nutnosti zmien projektu počas realizácie.

Dipl.-Ing. GERNOT JEDLITSCHKA,
gernot.jedlitschka@geoconsult.com,
GEOCONSULT ZT GmbH, Puch bei Hallein, Austria,
Ing. LUBOŠ ROJKO, PhD.,
lubos.rojko@geoconsult.sk,
GEOCONSULT, spol. s r.o., Bratislava, Slovensko

Recenzovala Reviewed: Ing. Viktória Chomová

this case, the length of each advance step was limited to 0.8m. To ensure the stability of the existing stone masonry vault during the reprofiling operations, the masonry was radially cut down to a depth of 0.4m with a saw with a diamond disc adapted to the profile of the tunnel (see Fig. 5). Subsequently, bolts, lattice girders, mesh and shotcrete were built in.

6.2 Grouting operations

The original design made it possible to strengthen and stabilise the backfill by cementitious grouting – especially in areas where a larger part of the original masonry had to be removed during the reprofiling work. This mainly concerned the sections near the portals, but also the places of cross passages. After the start of drilling and grouting work at the northern portal, it was found that the thickness of the masonry was significantly smaller in several sections than it was originally stated in the documents of the exploratory boreholes, which were part of the tender documents. As part of the subsequent comprehensive survey, the actual thicknesses and quality of the masonry were determined along the entire length of the tunnel. After

processing the obtained results using structural analyses, the range of application of grouting operations was expanded to ensure stability during reprofiling works as well as in the case when the thickness of the masonry was reduced. Approximately 20% of the length of the tunnel was grouted, mainly near the northern and southern portals, in the places of cross passages and recesses. In the end, the grouting operations lasted eight months, while ca 6.200m³ of grouting material were used.

7 CONCLUSION

Even though considerable efforts were made in the preparatory stages of the design to assess the actual condition (thickness, extent, quality, strength) of the existing masonry lining, new fundamental facts were discovered during the construction, which required additional survey work and new construction proposals and assessment of the newly discovered facts. This ultimately led to construction delays and increased construction costs. The above experience emphasises even more the need and importance of high-quality design preparation, including sufficient surveys, which may be difficult in the case of reconstruction, but will ultimately lead to an effective design without the need for changes to the design during construction.

Dipl.-Ing. GERNOT JEDLITSCHKA,
gernot.jedlitschka@geoconsult.com,
GEOCONSULT ZT GmbH, Austria,
Ing. LUBOŠ ROJKO, PhD.,
lubos.rojko@geoconsult.sk,
GEOCONSULT, spol. s r.o., Bratislava, Slovensko

LITERATURA / REFERENCES

- [1] MATĚJÍČEK, J., PATZÁK, J. Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser Wilhelm. VP07“. *Tunel*, 2014, roč. 23, č.4, s. 4–11.
- [2] MATĚJÍČEK, J., PATZÁK, J. Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser Wilhelm v Německu. *Inžinierske stavby / Inženýrské stavby*, 2017, roč. 65, č. 1, s. 48–50.
- [3] TAUCH, B. Kaiser-Wilhelm-Tunnel, Von der Planung bis zur Ausführung / Kaiser-Wilhelm-Tunnel: From Planning to Execution. *Tunnel*, 1/2013, s. 24–33.
- [4] MATĚJÍČEK, J., PATZÁK, J. *Renovation of the Old Kaiser-Wilhelm-Tunnel. In proceedings of 13th International Conference Underground Construction Prague 2016*. Prague: Czech Tunneling Association, 2016.

INOVÁCIE POUŽITÉ PRI NAVRHOVANÍ A VÝSTAVBE PROTIPOVODŇOVÉHO TUNELA ARROYO VEGA INNOVATIONS APPLIED TO THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE ARROYO VEGA FLOOD PREVENTION TUNNEL

AGUSTÍN JUAN GUASTAVINO, BRUNO A. VICENTE, R. SOLÁ

ABSTRAKT

Cielom tohto článku je prezentovať skúsenosti a inovácie implementované v projekte protipovodňového tunela „Segundo Emisario del Arroyo Vega“, ktorý je súčasťou hlavného plánu hydraulického manažmentu mesta Buenos Aires. Práce zahŕňali realizáciu 8,4 km dlhého tunela na odľahčenie existujúcej kanalizačnej siete. Trasa tunela vedie husto obývaným územím s významnou infraštruktúrou, ako sú dve linky metra, tri železničné trate a hlavný zásobovací tunel na pitnú vodu. Všetky tunelové úseky sa nachádzajú zväčša v pevných silitových zeminách, s nadložíím od 15 do 25 m. Spodná pozdĺžna časť tunela bola realizovaná EPB štítom s priemerom 6,1 m, spúšťaným zo šachty s priemerom 35 m, kde tlak podzemnej vody dosahoval hodnotu až 200 kPa. Prerazenie steny šachty sa uskutočnilo cez podzemnú stenu s vodotesnou plastickou membránou, čo prispelo k bezpečnému spusteniu razenia. Horná pozdĺžna časť tunela s priemerom 2,85 m bola vybudovaná pomocou technológie mikrotunelovania (pretláčanie) realizovaného zo šacht v oboch smeroch. Aby sa umožnil prietok vody z existujúceho systému cez komory na odklonenie toku do nového odľahčovacieho tunela, boli v tuneli vytvorené otvory s plochou 4 až 7 m².

ABSTRACT

The objective of this article is to present the experience and innovations implemented in the “Segundo Emisario del Arroyo Vega” flood prevention tunnel project, which is part of the hydraulic management master plan of the city of Buenos Aires. The works included the construction of an 8.4km long tunnel designed to relieve the existing sewage network. The tunnel route runs through a densely populated area with significant infrastructure such as two subway lines, three railway lines and a main drinking water supply tunnel. All tunnel sections are mostly located in solid siltstone, with an overburden of 15 to 25m. The lower longitudinal part of the tunnel was carried out by an EPB shield with a diameter of 6.1m, which was lowered down a shaft with a diameter of 35m, where the groundwater pressure reached a value of up to 200kPa. The breaking through the shaft wall was carried out through a diaphragm wall with a waterproof plastic membrane, which contributed to the safe start of the excavation. The upper longitudinal part of the tunnel with a diameter of 2.85m was built using a microtunnelling technique (Pipe Jacking) carried out from shafts in both directions. To allow flowing of water from the existing system through flow diversion chambers into the new relief tunnel, 4 to 7m² openings were created in the tunnel.

1. ÚVOD

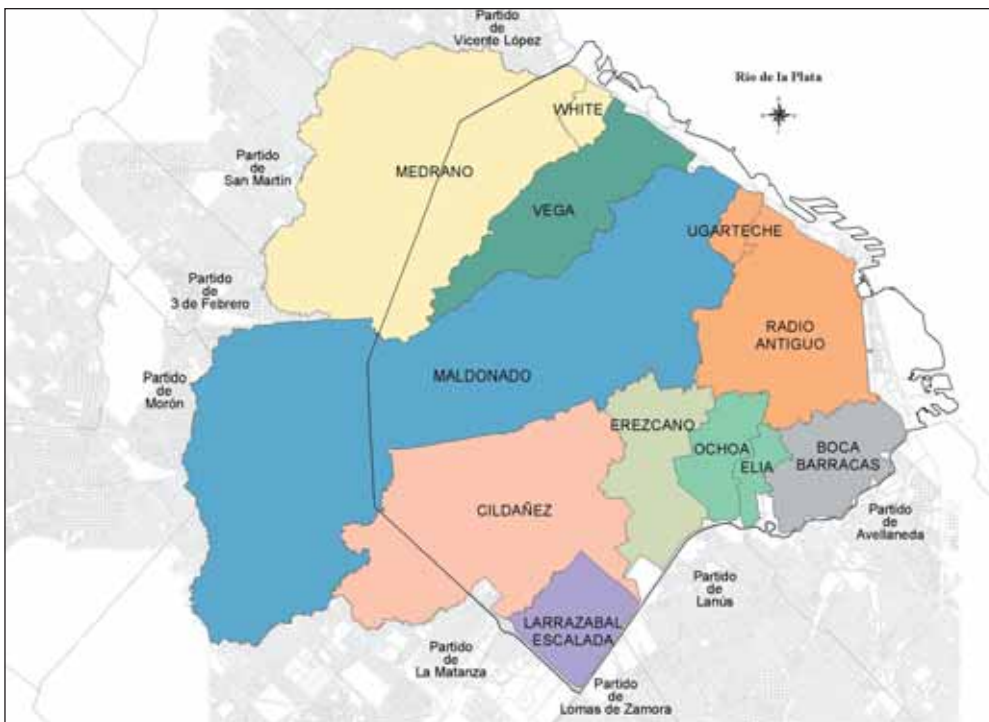
Povodie Vega (obr. 1) sa rozprestiera v meste Buenos Aires. Mesto má rozlohu 203 km², z čoho približne 17 km² patrí do tejto kotliny vrátane štvrtí Villa Devoto, Agronomía, Parque Chas, Villa Ortúzar, Villa Urquiza, Coghlan, Belgrano a Colegiales.

Projekt „Segundo Emisario del Arroyo Vega“ je súčasťou hlavného plánu hydraulického manažmentu mesta Buenos Aires [1]. Tento hlavný plán bol vypracovaný v dôsledku častých a ťažkých záplav, ktoré postihli mesto v rokoch 1985 až 2001 až dvanásťkrát, pričom všetky spôsobili straty na ľudských životoch a tiež veľké materiálne škody. Stavebná zákazka zahŕňala realizáciu tunela v dĺžke 8,4 km na odľahčenie existujúcej kanalizačnej siete a tiež súvisiace práce. Stavebné práce realizovalo združenie Cartellone-Roggio-Supercemento. Spoločnosť Geoconsult Buenos Aires vypracovala realizačnú dokumentáciu a vykonávala monitoring počas výstavby. Tunel sa nachádza v oblasti s vysokou hustotou obyvateľstva a s dôležitou infraštruktúrou, ako sú dve podzemné linky metra (B a D), tri železničné trate a tunel na zásobovanie pitnou vodou. Aby sa predišlo riešeniu kolízií s vyššie uvedenou infraštruktúrou, bol v dĺžke takmer 6 km navrhnutý relatívne hlboký tunel s nadložíím medzi 15 a 25 m. Spoločnosť JV Contractor zrealizovala tento tunel pomocou EPB štítu s priemerom 6,1 m, ktorý začal razenie zo štartovacej šachty s priemerom 35 m. Šachta sa nachádza na pobreží „Río de la Plata“ pred vnútroštátnym letiskom v Buenos Aires. Táto šachta bola v záverečnej fáze upra-

1. INTRODUCTION

The Vega watershed (see Fig. 1) extends over the city of Buenos Aires. The city has an area of 203km², of which approximately 17km² belongs to this basin, including the quarters of Villa Devoto, Agronomía, Parque Chas, Villa Ortúzar, Villa Urquiza, Coghlan, Belgrano and Colegiales.

The “Segundo Emisario del Arroyo Vega” project is part of the Hydraulic Management Master Plan of the City of Buenos Aires [1]. This master plan was developed as a result of frequent and severe floods, which hit the city up to 12 times between 1985 and 2001 and all of which caused loss of human life as well as major material damage. The company of Geoconsult Buenos Aires prepared the detailed design (design of means and methods) and carried out monitoring during construction. The construction work was carried out by the Cartellone-Roggio-Supercemento joint venture. The tunnel is located in an area with high population density and important infrastructure such as two underground subway lines (B and D), three railway lines and a tunnel supplying drinking water to the city. In order to avoid the solution to collisions with the above-mentioned infrastructure, a relatively deep tunnel with an overburden depth ranging from 15 to 25m was designed along a length of almost 6km. The company of JV Contractor constructed this tunnel using a 6.1m diameter EPB shield, which started excavation from a 35m-diameter launching shaft. The shaft



Obr. 1 Povodia mesta Buenos Aires ([1])

Fig. 1 Buenos Aires city catchment area ([1])

vená tak, aby slúžila ako výtoková šachta a umožňovala vypustenie tunela pri jeho údržbe.

Súvisiace práce predstavovali výstavbu piatich komôr na presmerovanie toku vrátane ich napojení na hlavný tunel. Tieto komory slúžia na vypúšťanie vody z existujúceho systému do nového odľahčovacieho tunela cez zabudované prepady. V rámci spojovacích štôlní je najdôležitejšia „Ramal Elcano“ s vnútorným priemerom 3,0 m a dĺžkou 450 m, razená konvenčnou metódou.

2. GEOTECHNICKÉ PODMIENKY LOKALITY

Ako opísal Núñez (1986) [2], podľa geotechnických charakteristík základového podlažia sa dá mesto Buenos Aires rozdeliť na dve hlavné zóny. Prvá pokrýva hlavnú centrálnu oblasť mesta. V horných etapách predstavuje sedimenty patriace do pleistocénu. Tieto sedimenty zahŕňajú slinité a ílovité zeminy, vopred spevnené vysychaním, s vrstvami alebo šošovkami stmelenej zemin s vápenatou impregnáciou. Celková hrúbka týchto sedimentov je asi 25 až 45 m; táto časť je miestne nazývaná formácia „Pampeano“. Druhá, ktorá sa nachádza pozdĺž pobrežia „Río de la Plata“ a údolia „Riachuelo“, predstavuje mäkké nánosy ílov a plastických ílovitých zemín alebo stredne piesočnatej pôdy, ktoré sú nazývané „Post-Pampeano“ – formácia patriaca do holocénu. Pod týmito dvoma formáciami sa našli jemné a husté piesky „Puelche“, ktoré zodpovedajú obdobiu pliocénu. V týchto pieskoch sa nachádza vrstva plastických ílovitých siltovcov alebo siltovcov, čo je veľmi plastická zemina, s mocnosťou približne 10 m. Tento zelenošedý alebo modrastý íl je veľmi tuhý a vo všeobecnosti normálne konsolidovaný zatažením od najmocnejších vrstiev formácie „Pampeano“. Geotechnické parametre vrstiev opísaných vyššie sú uvedené v tab. 1.

is located on the coast of the “Río de la Plata” in front of the Buenos Aires National Airport. This shaft design was modified in the final phase to serve as an outlet shaft and allow the tunnel to be drained during its maintenance.

The related work consisted of the construction of five flow diversion chambers, including their connection to the main tunnel. These chambers serve to discharge water from the existing system into the new relief tunnel through built-in overflows. Among the connecting tunnels, the most important is the “Ramal Elcano” with an inner diameter of 3.0m and a length of 450m, excavated using a conventional method.

2. GEOTECHNICAL CONDITIONS IN THE LOCALITY

As described by Núñez (1986) [2], according to the geotechnical characteristics of the basement ground, the city of Buenos Aires can be divided into two main zones. The first covers the main central area of the city. In the upper stages, it represents sediments belonging to the Pleistocene. These sediments include marlaceous and clayey soils, preconsolidated by desiccation, with layers or lenses of cemented soils with calcium impregnation. The total thickness of these sediment layers amounts to about 25 to 45m; this part is locally called the “Pampeano” formation. The second one, located along the coast of the „Río de la Plata“ and the „Riachuelo“ valley, presents soft deposits of clays and plastic loamy soils or medium sandy soils, which are called “Post-Pampeano” – a formation belonging to the Holocene. Under these formations, fine and dense “Puelche” sands, corresponding to the Pliocene Epoch, were found. In these sands there is an about 10m thick layer of plastic clayey siltstone or siltstone, which is a very plastic soil. This greenish-gray or bluish clay is very stiff

Table 1 Geotechnical parameters

Parameter		Layer					
Symbol	Description	PP	PS	PM	PI	Pu	Pa
γ [kN/m ³]	unit weight	17	19	19	19	21	17
c' [kPa]	effective cohesion intercept	0	10	30	20	0	0
Φ' [°]	effective angle of internal friction	27	29	32	31	35	25
E_{ir}^{ref} [MPa]	modulus of deformation	115	100	270	195	260	85
E_{oed}^{ref} [MPa]	oedometric modulus	40	35	90	65	90	30
E_{50}^{ref} [MPa]	modulus from drained triaxial test	40	35	90	65	90	30
OCR [-]	coefficient of pre-consolidation	1	2	3	3	–	1.2
K0 [-]	coefficient of earth pressure at rest	0.5	0.7	0.8	0.7	0.4	0.5
k [m/day]	permeability	0.05	0.9	0.9	0.01	10	–

Explanatory note:

PP: Post-Pampeano
PM: Middle Pampeano
Pu: Puelche

PS: Upper Pampeano
PI: Lower Pampeano
Pa: Paranaense or blue clays

Tab. 1 Geotechnické parametre

Parameter	Vrstva	Vrstva					
		PP	PS	PM	PI	Pu	Pa
Symbol	Popis						
γ [kN/m ³]	objemová tiaž	17	19	19	19	21	17
c' [kPa]	efektívna súdržnosť	0	10	30	20	0	0
Φ' [°]	efektívny uhol vnútorného trenia	27	29	32	31	35	25
E_{ur}^{ref} [MPa]	deformačný modul	115	100	270	195	260	85
E_{oed}^{ref} [MPa]	oedometrický modul	40	35	90	65	90	30
E_{50}^{ref} [MPa]	modul z triaxiálnej odvodnenej skúšky	40	35	90	65	90	30
OCR [-]	súčiniteľ prekonsolidácie	1	2	3	3	–	1.2
K0 [-]	súčiniteľ zemného tlaku v pokoji	0.5	0.7	0.8	0.7	0.4	0.5
k [m/deň]	priepustnosť	0.05	0.9	0.9	0.01	10	–

Vysvetlivky:

PP: Post-Pampeano

PS: horné Pampeano

PM: stredné Pampeano

PI: dolné Pampeano

Pu: Puelche

Pa: Paranaense alebo modré íly

3. ŠACHTA PRE SPUSTENIE EPB ŠTÍTU

3.1 Všeobecný popis

Práce sa začali budovaním hlavnej šachty s vnútorným priemerom 35 m, ktorá slúži ako výtoková šachta vypúšťajúca vodu do „Río de la Plata“ cez vypúšťací kanál. Jej konštrukčné podzemné steny boli zhotovené podzemnou frézou a sú 1,20 m hrubé a takmer 60 m hlboké. Základová doska má hrúbku 1,00 m, pričom vnútorná hĺbka šachty je približne 26,50 m. Konštrukčné podzemné steny prenikajú do takzvaných modrých ílov a izolujú tak piesky „Puelche“ a zabezpečujú vodotesnosť vo vnútri šachty a tým aj stabilitu dna šachty, keďže piesky „Puelche“ sú mocnou vodonosnou vrstvou. V tendri bola spodná úroveň konštrukčných podzemných stien stanovená na –51,00 m, ale vzhľadom na variabilitu úrovne rozhrania modrých ílov zistenú pomocou nových prieskumných vrtov bola podzemná stena prehĺbená na úroveň –56,00 m (obr. 2). Pred začiatkom výkopu bola šachta odvodnená, čo umožnilo realizovať výkop v relatívne suchej zemi. Výkop šachty bol ukončený v januári 2018, potom sa uskutočnila realizácia spodnej základovej dosky a nakoniec, v marci 2018, bol zmontovaný oporný rám pre spustenie EPB (obr. 3).

3.2 Konštrukčné usporiadanie lamiel podzemných stien

Vzhľadom na značnú hĺbku podzemných stien potrebných na dosiahnutie polohy modrých ílov, bolo potrebné zabezpečiť zvislosť stenových lamiel. V kruhových šachtách budovaných pomocou podzemnej frézy majú sekundárne lamely často vonkajšie odchýlky v dôsledku klinového efektu vytváraného primár-

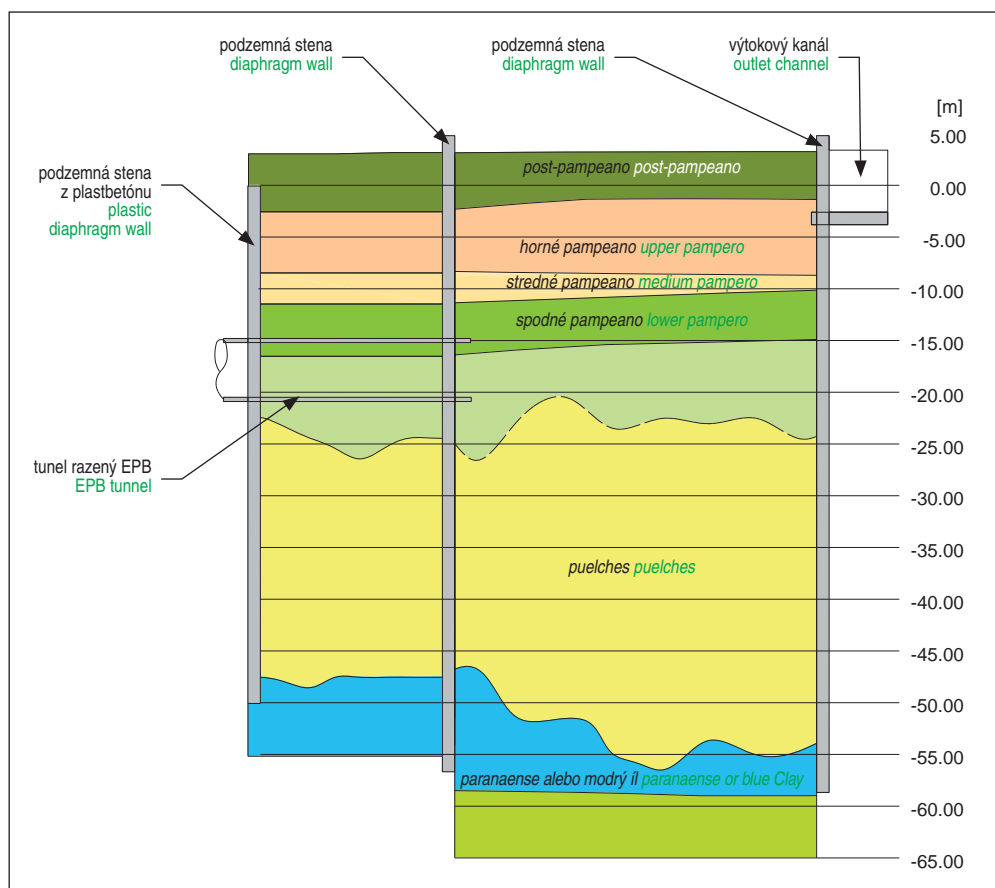
and generally normally consolidated by loading induced by the thickest beds of the “Pampeano” formation. The geotechnical parameters of the layers described above are listed in Table 1.

3. SHAFT FOR LOWERING THE EPB

3.1 General description

Work began with the construction of a main shaft with an internal diameter of 35m, which serves as an outlet shaft discharging water into the “Río de la Plata” through a discharge duct. Its structural diaphragm walls were made using an underground cutter and are 1.20m thick and almost 60m deep. The base plate is 1.00m thick, while the internal depth of the shaft amounts approximately to 26.50m. The structural diaphragm walls penetrate the so-called blue clays and thus

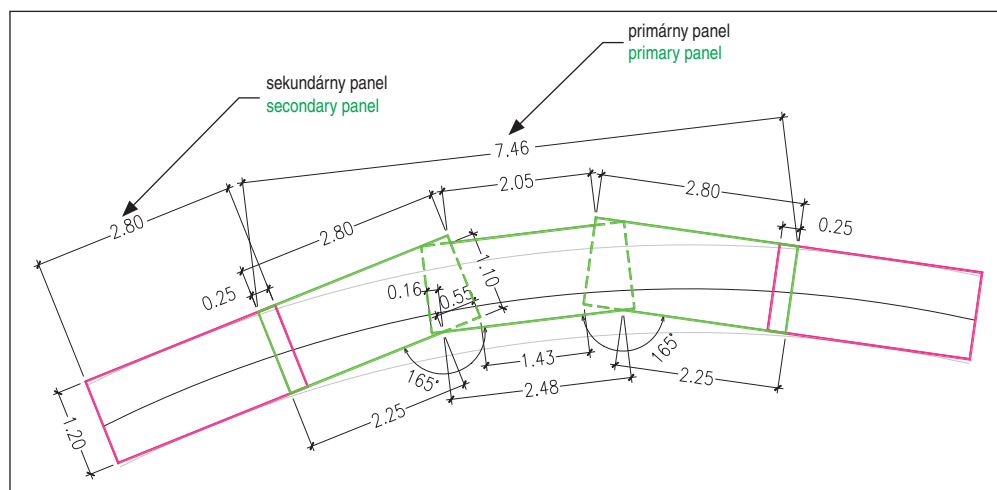
isolate the “Puelche” sands and ensure watertightness inside the shaft and thus also the stability of the shaft bottom, since the “Puelche” sands are a mighty water-bearing layer. In the tender, the lower level of the structural diaphragm walls was set at –51.00m, but due to the variability of the level of the blue clay interface detected by new exploration wells, the diaphragm wall was deepened down to the level of –56.00m (see Fig. 2). Before the start of the excavation, the shaft was drained, which made it possible to carry out the excavation in relatively dry soil. The excavation of the shaft was completed in January 2018, then the construction of the lower base plate was carried out and finally, in



Obr. 2 Geologický profil štartovacej šachty
Fig. 2 Stratigraphic profile of a launching shaft



Obr. 3 EPB štít vo vnútri šachty so štartovacím rámom
Fig. 3 EPB shield inside the shaft with launching frame



Obr. 4 Prijatý návrh usporiadania stenových lamiel šachty (primárne steny zelené, sekundárne steny ružové)
Fig. 4 Accepted proposal for arrangement of shaft wall lamellas (primary walls green, secondary walls pink)

nyimi lamelami počas procesu frézovania, čo znižuje kontaktnú plochu medzi lamelami, čím sa jednak zvyšuje tlakové kontaktné napätie, a zároveň ohrozuje vodotesnosť konštrukcie. Na zmiernenie tejto odchýlky bolo navrhnuté nové usporiadanie stenových lamiel tak, že sekundárne lamely boli vytvorené paralelným frézovaním primárnych lamiel (obr. 4).

Kontaktné plochy medzi lamelami boli maximalizované prostredníctvom paralelných spojov medzi primárnymi a sekundárnymi lamelami, keďže v rámci primárnych lamiel sa musí dosiahnuť fazetová geometria (boli vykonané v troch záberoch), čo aj tak zvýšilo tlakové napätie. Pri použití tejto geometrie neboli zistené prakticky žiadne odchýlky, čím sa výrazne zlepšila vodotesnosť šachty po celej jej výške a tým sa zvýšila jej celková bezpečnosť.

3.3 Návrh štartu razenia

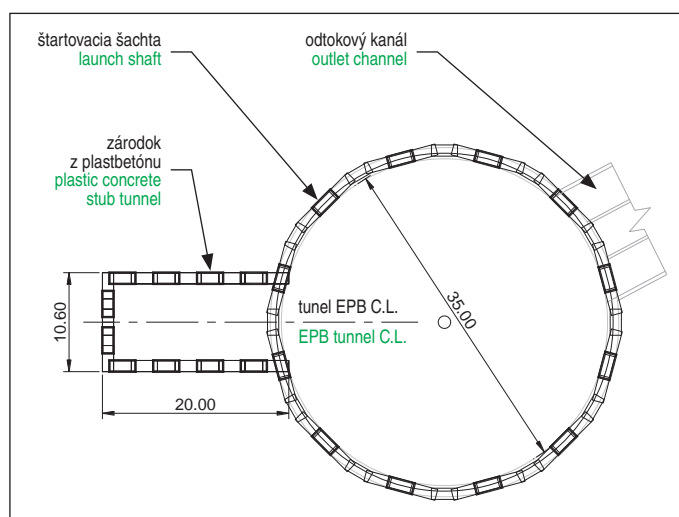
Návrh predstavoval vybudovanie zárodka s vodotesnou konštrukčnou podzemnou stenou pri štartovacej šachte, čím sa zabrá-

March 2018, the support frame for launching the EPB was assembled (see Fig. 3).

3.2 Structural arrangement of lamellas of retaining walls

Due to the considerable depth of the retaining walls needed for reaching the layer of the blue clays, it was necessary to ensure the verticality of the wall lamellas. In circular shafts built using an underground cutter, the secondary lamellas have often external deviations due to the wedge effect created by the primary blades during the cutting process, which reduces the contact area between the lamellas, which both increases the compressive contact stress and at the same time threatens the watertightness of the structure. To mitigate this deviation, a new arrangement of the wall lamellas was proposed so that the secondary lamellas were created by parallel cutting of the primary lamellas (see Fig. 4).

The contact areas between the lamellas were maximised through parallel joints between the primary and secondary lamellas, as a facet geometry had to be achieved within the primary lamellas (they were carried out in three advance steps), which still increased the compressive stress. When this geometry was used, practically no deviations were detected, which significantly improved the



Obr. 5 Pôdorys štartovacej šachty
Fig. 5 Launching shaft ground plan



Obr. 6 Záber z otvárania steny šachty
Fig. 6 Snapshot from opening of a shaft wall

nilo vniknutiu vody počas prerazenia steny šachty. Tento návrh nahradil pôvodné riešenie z výberového konania, ktoré predpokladalo vybudovanie výrubu štartovacieho úseku technológiou tryskovej injektáže. Toto riešenie bolo navrhnuté po nedávnych neúspešných aplikáciách tryskovej injektáže vo formáciách ako „Pampeano“ a „Puelche“. Zárodok bol zhotovený z plastbetónu a mal vnútornú dĺžku približne 17 m pre umiestnenie EPB štítu plus troch segmentových obkladových prstencov (obr. 5).

Po odvodnení vnútra plastbetónového zárodka umožnila táto konštrukcia ručné demolačné práce v stene šachty bez prítomnosti vody (obr. 6). Demolácia prebiehala v troch etapách a počas každej etapy bol vybudovaný výrub zaistený striekaným betónom. To umožnilo štart EPB štítu bez potreby použitia počiatočného tesnenia a bez tlaku vody, bez potreby použitia rezných nástrojov na demoláciu konštrukčnej podzemnej steny.

Na overenie stability čelby bol vytvorený priestorový numerický model pomocou metódy konečných prvkov v programe PLAXIS 3D s použitím konštitutívneho modelu „Vytvrdzujúca zemina s malou deformačnou tuhosťou“ (Hardening soil – small, HS-small), pre všetky geotechnické parametre.

3.4 Monitorovanie počas výstavby

Projekt monitorovania raziacej šachty zahŕňal inštaláciu meračích bodov povrchového sadania, inklinometrov a piezometrov. Hladina podzemnej vody vo vnútri šachty sa udržiavala medzi –30 a –32 m, pričom sa čerpali veľmi malé prítoky (približne 1,2 l/s), čo dokazovalo, že spodná tesniaca vrstva z modrého ílu bola účinná a že hĺbka votknutia konštrukčných podzemných stien v tejto pôdnej vrstve bola dostatočná. Rovnako bola udržiavaná hladina podzemnej vody vo vnútri šachty v cca –32,00 m, kým nebola plastová membrána prerazená EPB štítom.

4. TUNNEL POD ULICOU LA PAMPA RAZENÝ EPB ŠTÍTOM

4.1 Všeobecný popis

Prvá časť hlavného odľahčovacieho tunela bola razená technológiou EPB štítu s priemerom 6,1 m strojom pomenovaným „Elisa“.

watertightness of the shaft along its entire height and thereby its global safety increased.

3.3 Proposal for EPB driving commencement

The proposal was to build a starter tunnel with a waterproof structural diaphragm wall near the launching shaft, which prevented the ingress of water during the penetration through the shaft wall. This proposal replaced the original solution from the tender proceedings, which assumed the excavation of the launching section using the jet grouting technique. This solution was proposed after recent unsuccessful jet grouting applications in formations such as “Pampeano” and “Puelche”. The starter tunnel was carried out in plastic concrete and had an internal length of approximately 17m to

accommodate the EPB shield plus three segmental cladding rings (see Fig. 5).

After the interior of the plastic concrete starter tunnel was drained, this structure allowed for manual demolition work in the shaft wall without the presence of water (see Fig. 6). The demolition took place at three stages, and during each stage an excavation was carried out and was stabilised by sprayed concrete. This allowed for the start of the EPB shield without the need for using an initial sealing and without water pressure, without the need for using cutting tools to demolish the structural diaphragm wall.

To verify the stability of the excavation face, a spatial numerical model was developed using the finite element method in the PLAXIS 3D program using the “Hardening soil – small (HS-Small deformation stiffness)” constitutive model for all geotechnical parameters.

3.4 Monitoring during construction

The excavation shaft monitoring design included the installation of surface settlement measurement points, inclinometers and piezometers. The water table level inside the shaft was maintained between –30 and –32m, with very low inflow rates (approximately 1.2L/s) being pumped, demonstrating that the lower blue clay sealing layer was effective and that the depth of embedment of the structural retaining walls in this soil layer was sufficient. Likewise, the water table inside the shaft was maintained at approximately –32.00m until the plastic membrane was broken through by the EPB shield.

4. TUNNEL UNDER LA PAMPA STREET DRIVING USING EPB SHIELD

4.1 General description

The first part of the main relief tunnel was driven using the EPB shielding technique using a machine named “Elisa” with a diameter of 6.1m. The tunnel excavation commenced in April 2018 and was completed at the end of June 2019. The total length of the mined tunnel represents 5,900m.

Razenie tunela začalo v apríli 2018 a bolo ukončené koncom júna 2019. Celková dĺžka razeného tunela predstavuje 5 900 m.

Pred začatím stavebných prác bolo rozhodnuté zmeniť niveletu tunela navrhnutú v súťažných podkladoch, pričom bola snaha čo najviac sa vyhnúť vrstvám pieskov „Puelche“, keďže úprava týchto pieskov pri použití EPB štítu je podstatne komplikovanejšia ako pri zeminách „Pampeano“. Touto zmenou sa tiež vyšlo zmiešaným geotechnickým pomerom takmer v celej dĺžke razenia. Niveleta tunela bola upravená tak, aby bola čelba EPB štítu prevažne situovaná medzi spodnou vrstvou formácie „Pampeano“ a prechodom k pieskom „Puelche“ (obr. 7, popis vrstiev pozri obr. 2).

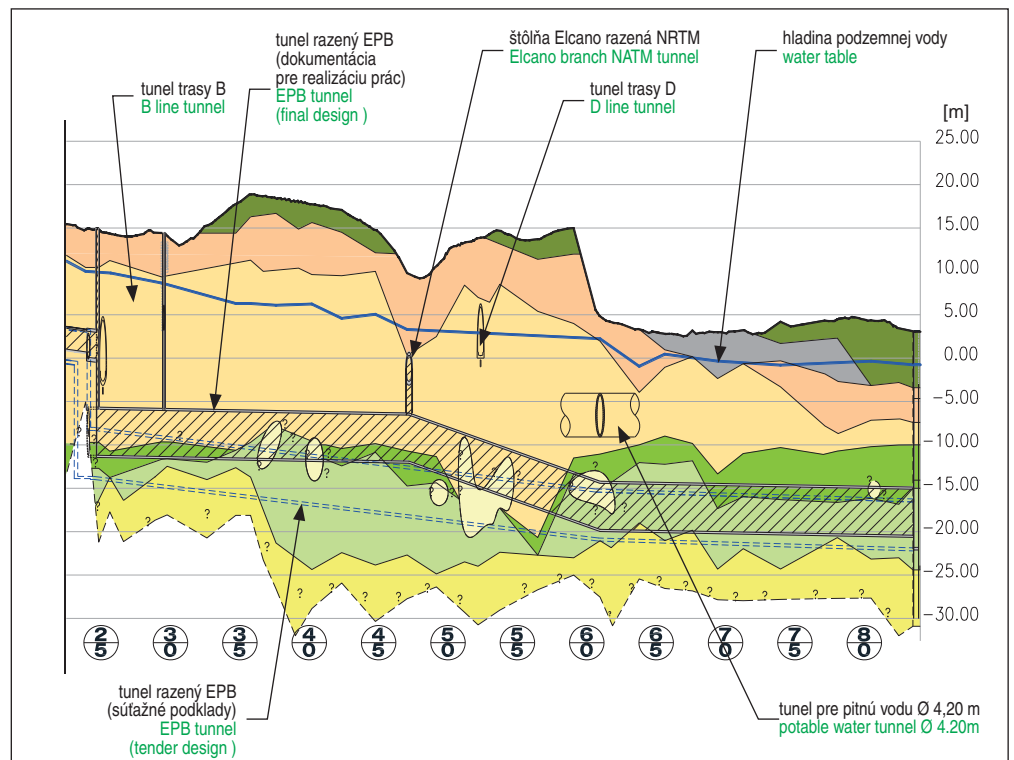
S touto novou niveletou sa nadložie pohybovalo medzi 20 a 30 m, pričom výška hladiny podzemnej vody sa pohybovala od 14 do 29 m vzhľadom na os tunela. Hlavnými faktormi, ktoré stanovili okrajové podmienky pre návrh nivelety, bola poloha zásobovacieho tunela pitnej vody štátnej spoločnosti AYSA a trasy metra D a B.

Upravil sa aj návrh smerového vedenia zo súťažných podkladov tak, aby sa vyšlo oblúkom s polomerom 200 m na začiatku razeného tunela, čo predstavovalo minimálnu hodnotu polomeru pre použitý EPB štít. Táto zmena mala tiež praktický význam, nakoľko umožnila vykonávať rozbeh stroja a zaškolenie personálu v relatívne priamom úseku (oblúk s polomerom 1 000 m). Pri novonavrhnutom smerovom vedení bol minimálny polomer oblúka v celom tuneli 600 m, pričom minimálny polomer pre navrhnuté segmentové ostenie predstavoval 235 m.

4.2 Návrh segmentového ostenia

Segmentové ostenie bolo upravené po fáze výberového konania tak, aby sa vyriešilo niekoľko konštrukčných problémov identifikovaných v tendrovom projekte. Tendrový návrh zahŕňal 5+1, pravoľavé prstencové usporiadanie segmentov, ktoré umožňovalo iba dve možné relatívne polohy segmentov, čo výrazne obmedzovalo možnosti zmeny a korekcie smerového vedenia tunela.

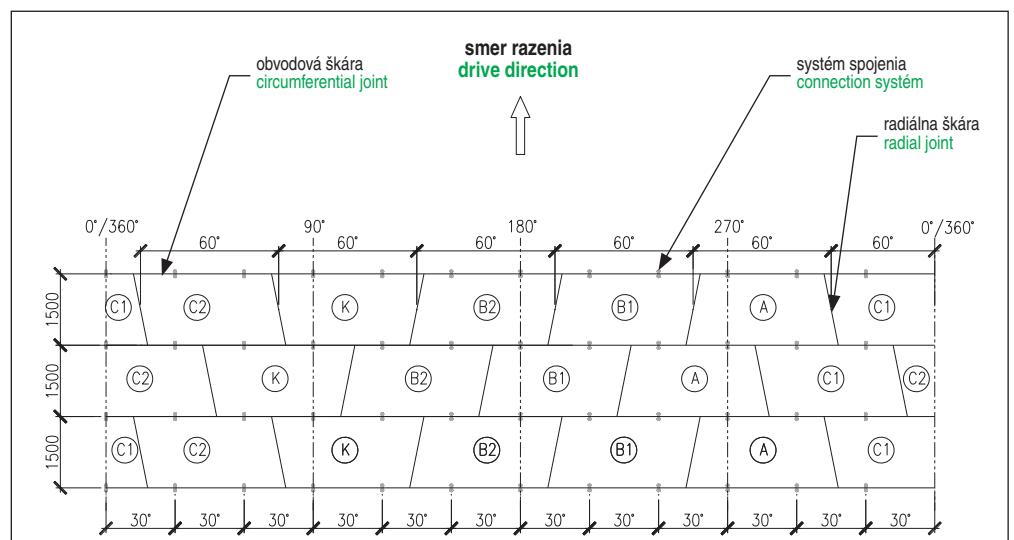
Bolo navrhnuté univerzálne usporiadanie segmentov 6+0, ktoré malo výhodu použitia jediného prstenca na vytvorenie ľubovoľnej trasy so šiestimi možnými relatívnymi polohami segmentov. Toto usporiadanie prinieslo výhody aj z pohľadu výroby segmentov, keďže všetky segmenty mali približne rovnaký



Obr. 7 Pozdĺžny profil s upravenou niveletou tunela razeného EPB štítom
Fig. 7 Vertical alignment of EPB shield driven tunnel

Before starting the construction work, it was decided to modify the level of the tunnel proposed in the tender, while trying to avoid layers of “Puelche” sands as much as possible, since the modification of these sands when using the EPB shield is significantly more complicated than in the case of “Pampeano” soils. This modification also avoided mixed geotechnical conditions along almost the entire length of the tunnel excavation. The tunnel alignment was modified so that the face of the EPB shield was mostly situated between the bottom layer of the “Pampeano” formation and the transition to the “Puelche” sands (see Fig. 7; for description of the layers see Fig. 2).

With this new alignment, the overburden varied between 20 and 30m, while the height of the water table level ranged from 14 to 29m, relative to the tunnel axis centre line. With this new



Obr. 8 Usporiadanie segmentového prstenca 6+0 (rozvinutý pohľad)
Fig. 8 Segmental ring 6+0 configuration (developed view)

objem, aj keď každý mal inú geometriu, čo umožnilo optimalizáciu výrobných procesov. Prstenec pozostával z lichobežníkového uzatváracieho segmentu nazývaného „protikľúč“, ktorý sa ukladá ako prvý, zo štyroch segmentov v tvare rovnobežníka a ďalšieho lichobežníkového segmentu nazývaného „kľúč“, ktorý bol uložený ako posledný. Usporiadanie segmentových prstencov je možné vidieť na obr. 8. Jedna nevýhoda tohto usporiadania bola daná ťažkosťami s uložením „kľúčového“ segmentu. Pre prechod z pôvodného usporiadania 5+1 na konfiguráciu 6+0 bolo potrebné predĺžiť zadný štít stroja a zdvih hydraulických valcov vzhľadom na to, že prstenec 5+1 možno namontovať s väčším presahom medzi segmentmi ako prstenec 6+0.

Keďže bol navrhnutý univerzálny typ prstenca, „kľúčový“ segment mohol byť v akejkolvek polohe, čo znamená, že prstenec by sa dal zložiť zhora nadol. Z tohto dôvodu bolo potrebné overiť, či segment „protikľúča“ dokáže preniesť napätia od vlastnej tiaže pri jeho konzolovom pôsobení.

Okrem toho bolo navrhnuté použitie špeciálnych konektorov v obvodových spojoch a vodiacich tyčích v radiálnych spojoch namiesto typických montážnych skrutiek (pozri detail spoja – obr. 9 a 10). S týmto neskrutkovaným segmentovým ostením

alignment, the overburden height varied between 20 and 30m, while the water table level ranged from 14 to 29m relative to the tunnel centre line. The main factors that determined the boundary conditions for the alignment design were the location of the drinking water supply tunnel owned by the AYSA, state company, and the D and B subway lines.

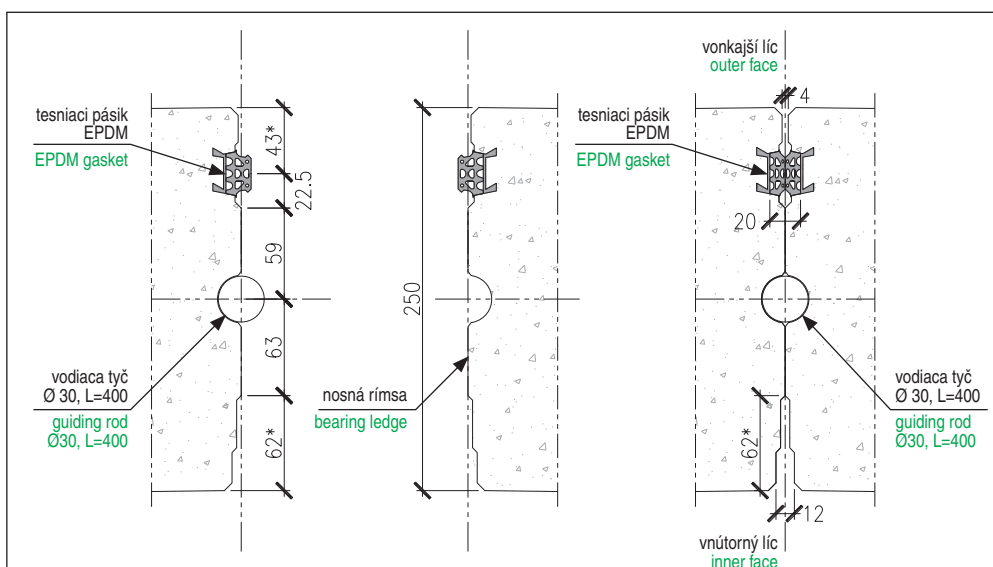
The design of the directional alignment from the tender was also modified in order to avoid curves with a radius of 200m at the beginning of the mined tunnel, which represented the minimum value of the radius for the EPB shield used. This change was also of practical importance, as it made the start-up of the machine and the training of personnel possible in a relatively straight section (a curve with a radius of 1,000m). With the newly designed directional alignment, the minimum radius of the curve on the entire tunnel was 600m, while the minimum radius for the designed segmental cladding was 235m.

4.2 Segmental lining design

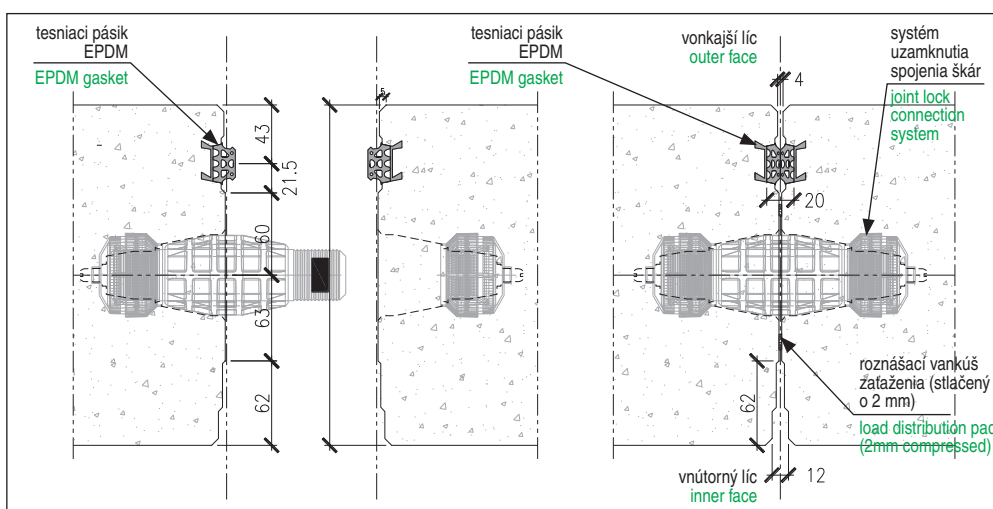
The segmental lining was modified after the tendering stage to resolve several structural problems identified in the tender design. The tender design included a 5+1, right-left ring arrangement of the segments, which allowed only two possible relative positions of the segments, which greatly limited the possibilities of changing and correcting the directional alignment of the tunnel.

The arrangement of the segmental rings can be seen in Fig. 8. One disadvantage of this arrangement was given by the difficulty in storing the “key” segment. For passing from the original 5+1 arrangement to the 6+0 configuration, it was necessary to extend the rear shield of the machine as well as the stroke of the hydraulic cylinders due to the fact that the 5+1 ring can be mounted with greater overlaps between the segments than the 6+0 ring.

As a universal type of ring was designed, the “key” segment could be in any position, meaning the ring



Obr. 9 Radiálny spoj segmentov ostenia
Fig. 9 Radial joint in segmental lining



Obr. 10 Pozdĺžny spoj segmentov ostenia
Fig. 10 Longitudinal joint in segmental lining

bola snaha znížiť drsnosť spôsobe-nú po vybratí skrutiek. Toto bola hlavná inovácia pre kanalizačné tunely so segmentovým ostením v Argentíne.

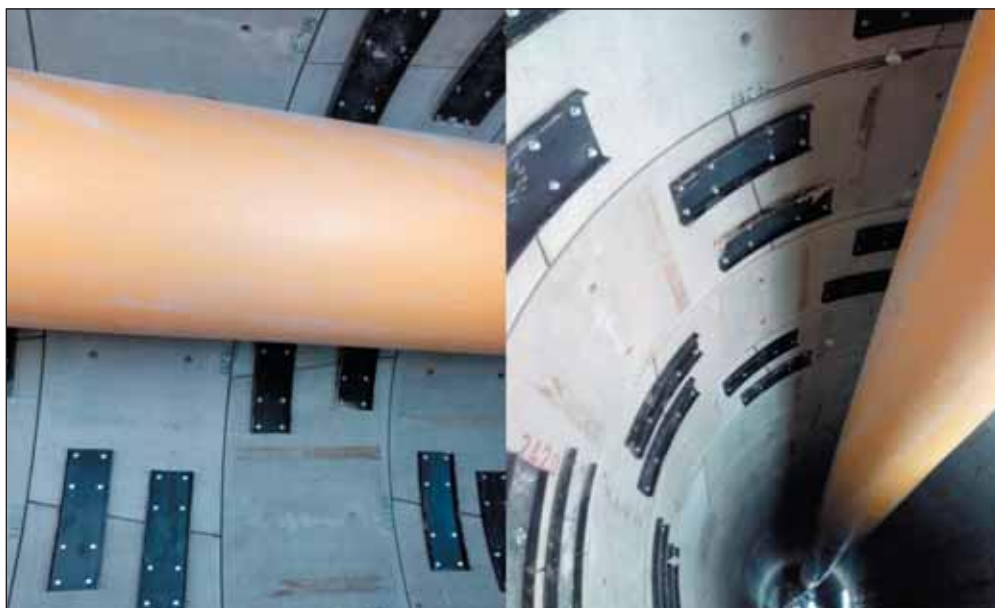
Vodotesnosť v spojoch segmen-tového ostenia bola zabezpečená EPDM (etylén-propylén-diénový kaučuk skupiny M) tesneniami. Bolo použité kotvené tesnenie inštalované priamo vo vnútri segmentovej formy pred betonážou, čo v sku-točnosti ušetrilo krok vo výrobnom cykle. Ich hlavná nevýhoda spočívala v tom, že kotvy vytvárajú osla-benie povrchu, ktorý môže spôsobiť odlomenie rohu segmentu pri stlačení tesnenia.

4.3 Návrh otvorov

Pre tri prepojenia existujúcej siete s tunelom razeným EPB štítom sa v tendri predpokladala realizácia ša-chiet vybudovaných pomocou podzemných stien so spodnou tesniacou clonou zhotovenou tryskovou injektážou pred prechodom EPB štítu. Cez tieto šachty mali byť prerazené tunely razené EPB štítom a následne by sa vo vnútri vykonali spojovacie práce. Taký-to návrh predpokladal realizáciu „špinavých prác“ v husto obýva-nej oblasti. Zvolený prístup sa líšil od tendrového projektu tým, že bolo navrhnuté spojenie tunela razeného EPB štítom s existujúcou sieťou pomocou prepojovacích štôlní, čo minimalizovalo rušivé vplyvy a práce na povrchu. Prepojovacie štôlnie boli zrealizované až po vyrazení tunela EPB štítom.

Pre analýzu tunela razeného EPB štítom s otvorom a na návrh betónového goliera a jeho spojenia so segmentmi bol vytvorený 3D konštrukčný model s použitím výpočtového systému SAP2000 [4].

Segmenty boli modelované ako vložené škrupiny a spojenia medzi susednými segmentmi boli modelované prostredníctvom rôznych typov pružín. Mechanické vlastnosti týchto pružín boli definované s ohľadom na to, či išlo o radiálny alebo obvodový spoj.



Obr. 11 Dočasné vnútorné spoje segmentov
Fig. 11 Temporary internal joints between segments

could be assembled from top to bottom. For this reason, it was necessary to verify whether the “counter-key” segment could transfer stresses induced by its own weight during its cantilever action.

In addition, the use of special connectors in circumferential joints and guide rods in radial joints instead of typical assembly bolts was proposed (see a joint detail – Figures 9 and 10). With this non-bolted segmental lining, an effort was made to reduce the roughness caused after removing the bolts. This was a main innovation for sewer tunnels with segmental lining in Argentina.

Watertightness in the joints of the segmental lining was ensured by EPDM (ethylene-propylene-diene rubber group M) seals. An anchored seal installed directly inside the segment form prior to the placement of concrete was used, effectively saving a step in the production cycle. Their main disadvantage was that the anchors create weak spots in the surface that can cause a corner of the segment to break off when the seal is compressed.



Obr. 12 Výkop nad tunelom razeným EPB štítom
Fig. 12 Excavation above EPB shield driven tunnel



Obr. 13 Výstuž goliera a spojovacie tyče
Fig. 13 Collar reinforcement and tie rods

Na zabezpečenie stability tunela počas realizácie betónového goliera (obr. 11) boli pred razením EPB štítom nad tunelom umiestnené medzi segmentmi dočasné vnútorné oceľové spoje.

V etapách výkopu až do dosiahnutia úrovne klenby tunela razeného EPB štítom musela galéria nad tunelom preniesť dodatočné napätia, keďže zvislá spojovacia konštrukcia ešte nebola zrealizovaná. Táto okolnosť bola zohľadnená vo fáze návrhu. Razenie a betonáž goliera prebiehali v dvoch etapách. Obr. 12 znázorňuje výkop pre prvú polovicu goliera, zároveň je na obrázku dobre pozorovateľná modro sfarbená výplň dutín medzi segmentovým ostením a zeminou. Po výkope boli do segmentov vyvrtané otvory pre osadenie spojovacích tyčí spínajúcich segmenty s betónovým golierom, na čo boli použité tyče DYWIDAG s priemerom 32 mm (obr. 13). Po vybetónovaní prvej polovice goliera sa zrealizoval výkop druhej etapy a následne sa vybetónoval zvyšok goliera. Nakoniec boli zrealizované vrty pre rezanie segmentov diamantovým drôtom.

4.4 Sledovanie prevádzkových parametrov EPB štítu a monitorovanie počas výstavby

Obr. 14 zobrazuje priebeh razenia v čase. Možno pozorovať, že od osadenia prstencov č. 275 (31. 7. 2018) je rýchlosť osádzania prstencov prakticky konštantná (približne 12,7 prstencov za deň). Jediná výnimka bola zaznamenaná na prstenci č. 1957, čo bolo zapríčinené prerušením prác medzi Vianocami a Novým rokom. V tomto grafe sú tiež znázornené dátumy, kedy došlo ku križovaniu so šiestimi významnými infraštruktúrnymi stavbami v trase tunela. Priemerný faktor využitia EPB štítu sa pohyboval okolo 35 %, pričom čas razenia bol 20 až 25 minút a čas montáže prstencov 25 až 30 minút.

Križenie pod metrom linky B bolo najtesnejšie so vzdialenosťou iba 2,50 m medzi korunou tunela razeného EPB štítom a spodnou stranou tunela linky B. Bol vytvorený 3D numerický model na vyhodnotenie vplyvov razenia tunela EPB štítom na tunel metra. Tento model simuloval postupnosť každého kroku stroja a fázy inštalácie prstencov. Porovnali sa výsledky 3D modelu s údajmi

4.3 Design of openings

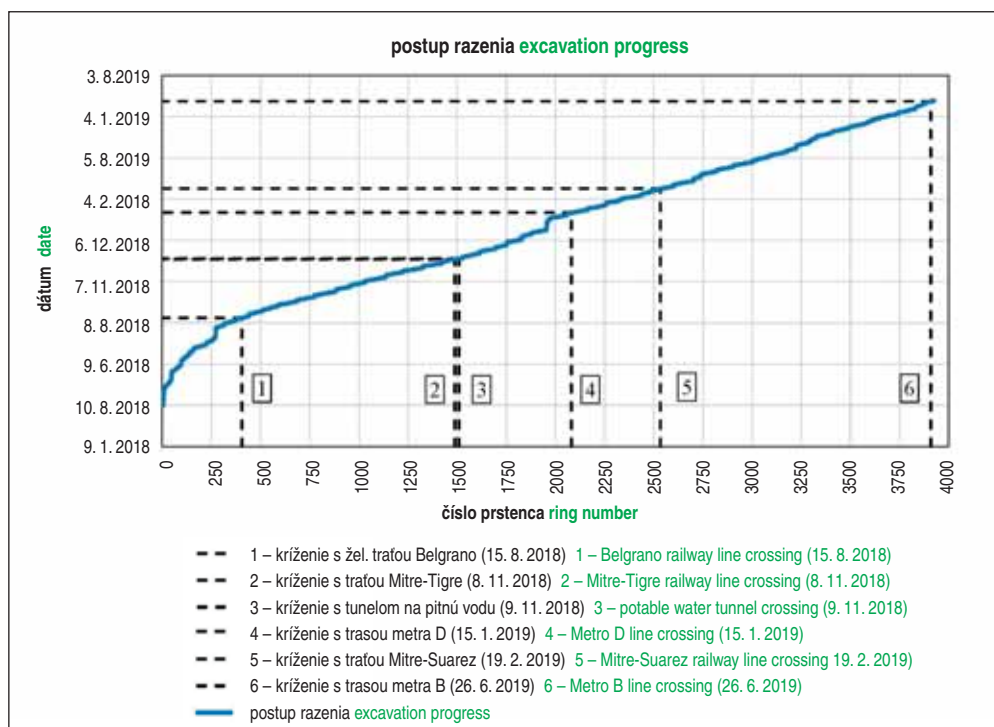
For the three connections of the existing network with the tunnel driven by the EPB shield, the tender documents envisaged the construction of shafts built using diaphragm walls with a lower sealing curtain made by jet grouting before the passage of the EPB shield. EPB shield tunnels were to be driven through these shafts, and then connection operations would be carried out inside. Such a proposal assumed "dirty works" in a densely populated area. The approach chosen differed from the tender design. It proposed that the tunnel driven by the EPB shield be connected to the existing network using connecting galleries, which minimised disturbance and work on the surface. The connecting galleries were carried out only after the EPB shield broke the tunnel through.

A 3D construction model was developed using the SAP2000 computing system [4] for the analysis of the EPB-driven tunnel with an opening and for the design of the concrete collar and its connection with the segments.

The segments were modelled as inserted shells and the connections between adjacent segments were modelled by way of different types of springs. The mechanical properties of these springs were defined with regard to whether it was a radial or circumferential joint.

To ensure the stability of the tunnel during the installation of the concrete collar (see Fig. 11), temporary internal steel connections were placed between the segments before the EPB shield drove above the tunnel.

At the stages of excavation up to reaching the vault level of the tunnel driven by the EPB shield, a gallery above the tunnel had to transfer additional stresses, since the vertical connecting structure had not yet been carried out. This circumstance was taken into account in the design phase. Excavation and concreting of the collar took place at two stages. Fig. 12 shows the excavation for the first half of the collar, at the same time the blue-coloured filling of the cavities between the segmental lining and the ground is clearly visible. After the excavation, holes were drilled into the segments for installation of tie rods connecting the segments with the concrete collar, for which DYWIDAG rods with a diameter of 32mm were used (see Fig. 13). After completion of concreting the first half of the collar, the excavation for the second stage was carried out and then the rest of the collar was concreted. Finally, boreholes were carried out for cutting the segments with a diamond wire.



Obr. 14 Graf priebehu razenia (prstencov) vs. čas
Fig. 14 Excavation course graph (ring) versus time

of the excavation with time. The only exception was recorded on ring No. 1957; it was caused by the interruption of work between Christmas and the New Year. This

4.4 Monitoring of operational parameters of the EPB shield and monitoring during construction

Fig. 14 shows the course of excavation with time. The only exception was recorded on ring No. 1957; it was caused by the interruption of work between Christmas and the New Year. This

z monitorovania tunela razeného EPB štítom. Vo všeobecnosti boli namerané veľmi malé deformácie, podobné tým, ktoré predpovedal 3D numerický model.

5. TUNEL POD NUEVA YORK A ULICOU BALLIVIÁN

5.1 Všeobecný popis

Horná pozdĺžna časť hlavného odľahčovacieho tunela s priemerom 2,4 m a dĺžkou 2 400 m prechádza cez „*Medium Pampeano*“ (pevné, vysoko stmelené silty a íly). Tento úsek má menšie nadožie, od 10 do 12 m. Vzhľadom na pomer nadožia k priemeru tunela ho však možno klasifikovať ako hlboký tunel. Hladina podzemnej vody sa pohybovala medzi 4 a 9 m vzhľadom k osi tunela. Dôležitú úlohu pri návrhu a realizácii hralo zohľadnenie existujúcej kanalizačnej stoky „*Arroyo Vega*“ 1, ktorá vedie paralelne nad týmto tunelom.

Pre budovanie tohto tunela bola navrhnutá technológia mikrotunelovania (pretlačanie) namiesto konvenčnej metódy navrhovanej v súťažných podkladoch. Konvenčný postup navrhnutý v súťažných podkladoch, vyžadoval budovanie dočasných stavebných jám každých 120–150 m, ako aj vybudovanie odvodňovacej štôlne pozdĺž tunela. Okrem toho by tieto stavebné jamy museli byť umiestnené v úzkych uličkách s množstvom existujúcich podporných sietí, ako sú plynové potrubia, kanalizácia atď. Pri použitej technológii mikrotunelovania sa počet stavebných jám redukoval na takmer polovicu pôvodne odhadovaných sta-

graph also shows the dates when the six major infrastructure structures on the tunnel route were crossed. The average factor of the EPB shield utilisation was around 35%, with the excavation time ranging from 20 to 25 minutes and a ring assembly time from 25 to 30 minutes.

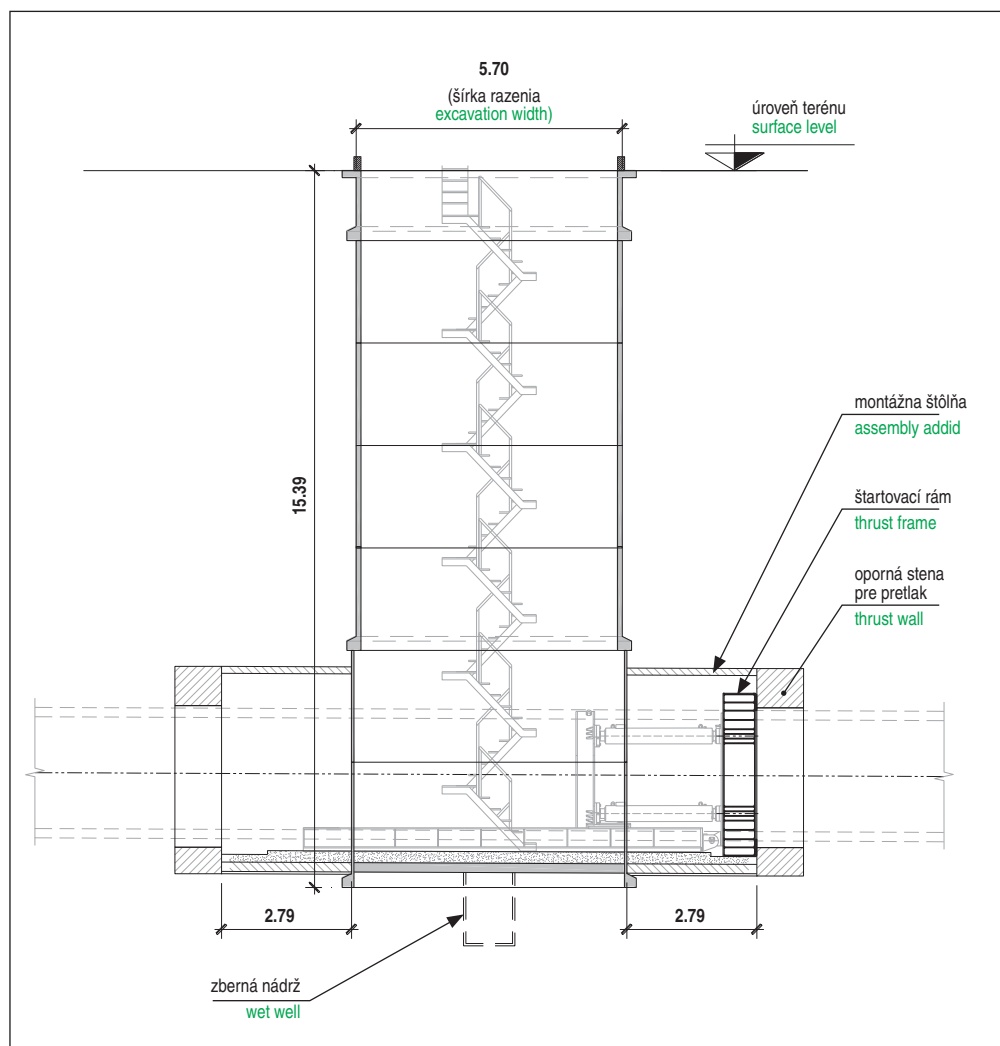
The crossing under the B subway line was the tightest with a distance of only 2.50m between the crown of the EPB shield driven tunnel and the underside of the B line tunnel. A 3D numerical model was developed to evaluate the impact of the EPB shield tunnel excavation on the subway tunnel. This model simulated the sequence of each machine step and ring installation phases. The results of the 3D model were compared with the data from the monitoring of the tunnel driven by the EPB shield. In general, very small deformations were measured, similar to those predicted by the 3D numerical model.

5. TUNNEL UNDER NUEVA YORK AND BALLIVIÁN STREET

5.1 General description

The upper longitudinal section of the main relief tunnel was 2.4m in diameter and 2,400m long, passing through the “*Medium Pampeano*” (stiff, highly cemented silts and clays). This section has a smaller overburden, from 10 to 12m. However, due to the ratio of the overburden thickness to the diameter of the tunnel, it can be classified as a deep tunnel. The water table level ranged from 4 to 9m relative to the axis of the tunnel. An important role in the design and construction was played by the consideration of the existing sewer “*Arroyo Vega*” 1, which runs parallel above this tunnel.

Microtunnelling technique (Pipe Jacking) was designed for the construction of this tunnel instead of the conventional method proposed in the tender documents. The conventional procedure, as proposed in the tender design, required the construction of temporary construction pits every 120–150m, as well as the construction of a drainage gallery along the tunnel. In addition, these construction pits had to be located in narrow alleys with a lot of existing subsurface networks, such as gas pipes, sewers, etc. With the microtunnelling technique used, the number of construction pits was reduced to almost half of the originally estimated pits. In this way, the contractor tried to reduce the scope of work on the surface and increase the safety of the work. Three launching pits and four target pits were designed to complete the six stages using an AVN microtunnelling machine (Herrenknecht machine type), optimising the tunnelling distances.



Obr. 15 Vertikálny rez štartovacou šachtou

Fig. 15 Vertical section through launching shaft

vebných jám. Týmto sa zhotoviteľ snažil znížiť rozsah prác na povrchu a zvýšiť bezpečnosť prác. Boli navrhnuté tri štartovacie jamy a štyri cieľové jamy na dokončenie šiestich etáp s mikrotunelovacím strojom AVN (typ stroja firmy Herrenknecht), čím sa optimalizovali vzdialenosti razenia tunela. Prefabrikované betónové rúry mali vonkajší priemer 2,8 m, dĺžku 3 m a hrúbku 20 cm. Rúry boli navrhnuté s typom spoja „zvon a čap“, kde vodotesnosť bola zabezpečená klinovým elastomérnym tesnením s klzným krúžkom. Výkopové práce sa začali v auguste 2018 a skončili v auguste 2019.

5.2 Návrh obojsmerných raziacich šacht

Raziace šachty na mikrotunelovanie mali špeciálny dizajn. Po prvé kvôli obmedzenému priestoru, ktorý bol k dispozícii kvôli prítomnosti prekážok, a po druhé, pretože bolo potrebné spustiť mikrotunelovacím strojom AVN v oboch smeroch z každej raziacej šachty. Aby bola dodržaná vzdialenosť od povrchu čo najnižšie, bola šachta dimenzovaná tak, aby umožňovala spustenie mikrotunelovacieho stroja AVN a na budúcej úrovni tunela bol vytvorený priestor na montáž strojov z dvoch štôlní dlhých 3 m v smere dovrchnom a úpadnom (obr. 15). Taktiež bola pre štart stroja v opačnom smere navrhnutá prítlačná stena s kruhovým otvorom. Na prenesenie excentrického zataženia od hydraulických lisov do betónu opornej steny bol navrhnutý oceľový rám.

Pomocou 3D numerickej analýzy sa simulovala realizácia raziacej šachty s cieľom overiť únosnosť zeminy za predsunutou stenou a vyhodnotiť vplyv na existujúci kanalizačný zberač počas výstavby. Model konečných prvkov bol vytvorený v PLAXIS 3D [3] pomocou HS-Small konštitutívneho modelu pre všetky zeminy. Návrh výstuže opornej steny bol realizovaný v systéme SAP2000 s použitím prúťového modelu. Tento postup bol zvolený z dôvodu značnej hrúbky konštrukcie a pôsobeniu veľkého sústredného zataženia od lisov, čo viedlo k predpokladu neplatnosti Bernoulli-Navierovej hypotézy.

5.3 Sledovanie prevádzkových parametrov mikrotunelovacieho stroja AVN

Počas prevádzky stroja AVN boli zaznamenávané: tlak v lisoch, rýchlosť rezacej hlavy, krútiaci moment a parametre rýchlosti postupu razenia. Tab. 2 zobrazuje priemerné hodnoty niektorých z týchto parametrov pre jednotlivé úseky.

Tab. 2 Stredné prevádzkové parametre stroja AVN

Úsek		Parameter			
z	do	dĺžka (m)	čas (dni)	rýchlosť postupu (3 m rúry/deň)	otáčky raziacej hlavy (rpm)
PL1	PR1	438	61	2,4	4,2
PL1	PR2	435	35	4,1	4,5
PL2	PR2	468	42	3,7	4,3
PL2	PR3	420	42	3,3	4,4
PL3	PR4	471	41	3,8	4,5
PL3	PR3	114	8	4,8	4,5

Zataženie bolo odhadnuté podľa Hough&Milligan [5]. Ako uvádzajú autori: „V súdržných zeminách budú sily od zataženia čelby relatívne nízke v závislosti od rozpojiteľnosti a ťažiteľnosti zeminy.“ Podobne: „Sily od trenia sú v stabilnom vývrte funkciou hmotnosti rúr (W) a koeficientu trenia na lokálnom rozhraní (W).“

The pre-cast concrete tubes had an outer diameter of 2.8m, a length of 3m and a thickness of 20cm. The pipes were designed with a „bell and pin“ joint type, where watertightness was ensured by a wedge-shaped elastomeric seal with a sliding ring. Excavation operations began in August 2018 and ended in August 2019.

5.2 Design of bi-directional shafts

The design of shafts for microtunnelling was special. Firstly, because of the limited space that was available due to the presence of obstacles and secondly, because it was necessary to launch the AVN microtunnelling machine in both directions from each excavation shaft. In order to keep the distance from the surface as short as possible, the shaft was dimensioned in such a way as to allow the AVN microtunnelling machine to be lowered, and at the future level of the tunnel, a space was created for the assembly of the machines in two tunnels 3m long on the up and down gradient (see Fig. 15). A thrust wall with a circular hole was also designed for launching the machine in the opposite direction. A steel frame was designed for transferring the eccentric load from the hydraulic presses to the concrete of the thrust wall.

With the help of 3D numerical analysis, the construction of the excavation shaft was simulated in order to verify the bearing capacity of the soil behind the forward-shifted wall and to evaluate the impact on the existing collector sewer during construction. A finite element model was created in PLAXIS 3D [3] using the HS-Small constitutive model for all soils. The reinforcement of the retaining wall was design in the SAP2000 system using a bar model. This procedure was chosen with respect to the significant thickness of the structure and the effect of a large concentrated load induced by the presses, which led to the assumption that the Bernoulli-Navier hypothesis was invalid.

5.3 Monitoring of operational parameters of the AVN microtunnelling machine

During the operation of the AVN machine, the following parameters were recorded: pressure in the thrust cylinders, rotation speed of the cutterhead, torque and speed parameters of the excavation advance rate. Table 2 displays the average values of some of these parameters for individual sections.

Table 2 Mean operational parameters of the AVN machine

Section		Parameter			
from	to	length (m)	time (days)	advance rate (3m tube/day)	cutter head rotation speed (rpm)
PL1	PR1	438	61	2.4	4.2
PL1	PR2	435	35	4.1	4.5
PL2	PR2	468	42	3.7	4.3
PL2	PR3	420	42	3.3	4.4
PL3	PR4	471	41	3.8	4.5
PL3	PR3	114	8	4.8	4.5

The load was estimated according to Hough&Milligan [5]. As the authors state: „In cohesive soils, the forces from the loading of the excavation face will be relatively low depending on the breaking characteristic and workability of the soil.“ Similarly: „Frictional forces in a stable borehole are a function of the tube weight (W) and the coefficient of friction at the local interface (W).“ To take local deviations into consideration, this value was increased by 25% (see equation 1):

Pre zohľadnenie lokálnych odchýliek bola táto hodnota zvýšená o 25 % (pozri rovnicu 1):

$$F = 1,25 W \tan(\delta) = 1,25 \cdot (40,8 \text{ kN/m}) \cdot \tan(0,8 \cdot 30^\circ) = 22,4 \text{ kN/m}. \quad (1)$$

6. ZÁVER

V tomto článku boli prezentované najdôležitejšie geotechnické výzvy spojené s realizáciou protipovodňového tunela Arroyo Vega. Bol opísaný návrh spúšťacej šachty EPB štítu, ktorej geometria stenových lamiel viedla k optimálnej vodotesnosti. Najmä navrhnuté riešenie prerazenia steny šachty, využívajúce plastbetónový zárodok, sa v geotechnických podmienkach mesta Buenos Aires ukázalo ako jednoduché a úspešné. Dosiahol sa bezpečný štart EPB štítu bez prítomnosti podzemnej vody a bez opotrebovania rezných nástrojov.

V súvislosti s návrhom tunela razeného EPB štítom sa podrobne rozpracovalo prijaté riešenie vyhotovenia otvorov, ktoré umožňujú prítok vody z existujúcej siete. Toto riešenie bolo síce zložité vzhľadom na použitie segmentov bez spojovacích prvkov, no bolo účinné a vyšlo sa všetkým problémom spojených s výkopom otvorenej stavebnej jamy, čím sa eliminovala prítomnosť zablateného staveniska v husto obývanej oblasti. Použitie mikrotunelovania v úsekoch pôvodne navrhovaných konvenčným spôsobom minimalizovalo vplyv stavebných prác na povrch územia a prispelo tiež k zvýšeniu bezpečnosti práce. Tento článok tiež popisuje riešenie obojsmerných raziacich šacht, ktoré boli najväčšou výzvou v tejto oblasti. Toto riešenie si vyžadovalo presné umiestnenie rúr na konci každého úseku, zrovnané s prítlačnou stenou tak, aby bolo možné osadenie rozperného rámu a spustenie razenia v opačnom smere. Týmto návrhom sa dosiahol najlepšie riešenie z pohľadu minimalizácie vplyvu stavebných prác na povrch územia a zároveň sa vyšlo premiestňovaniu zariadenia staveniska pre každý úsek razenia vo vysoko obývanej oblasti.

Taktiež boli prezentované najrelevantnejšie výsledky monitorovacieho systému implementovaného v jednotlivých úsekoch.

AGUSTÍN JUAN GUASTAVINO,
agustavino@cartellone.com.ar,

José Cartellone Construcciones Civiles SA, Buenos Aires,

BRUNO A. VICENTE,

bvicente@geoconsultba.com.ar,

R. SOLÁ,

rsola@geoconsultba.com.ar,

Geoconsult Buenos Aires, Argentina

Recenzoval Reviewed: Ing. Miloslav Frankovský

$$F = 1,25 W \tan(\delta) = 1,25 \cdot (40,8 \text{ kN/m}) \cdot \tan(0,8 \cdot 30^\circ) = 22,4 \text{ kN/m}. \quad (1)$$

6. CONCLUSION

In this paper, the most important geotechnical challenges associated with the construction of the Arroyo Vega flood prevention tunnel were presented. The design of the EPB shield launching shaft and the geometry of the wall lamellas leading to optimal watertightness was described in it. In particular, the proposed solution for breaking through the shaft wall, using plastic concrete seed, proved to be simple and successful in the geotechnical conditions of the city of Buenos Aires. In particular, the proposed solution for breaking through the shaft wall, using plastic concrete starter tunnel, proved to be simple and successful in the geotechnical conditions of the city of Buenos Aires. A safe start of the EPB shield was achieved without the presence of ground water and without wear of the cutting tools.

In connection with the design of the tunnel driven by the EPB shield, the adopted solution for the creation of openings that allow the inflow of water from the existing network was elaborated in detail. Although this solution was complex due to the use of segments without fastening elements, it was effective and avoided all the problems associated with the excavation of an open construction pit, thus eliminating the presence of a muddy construction site in a densely populated area. The application of microtunnelling in the sections originally proposed to be excavated in a conventional way, minimised the impact of construction operations on the surface of the territory and also contributed to increasing safety at work. This paper also describes the solution to bi-directional excavation shafts, which were the biggest challenge in the area. This solution required the precise positioning of the tubes at the end of each section, flush with the thrust wall so that it was possible to fit the spreader frame and start the excavation in the opposite direction. Thanks to this proposal, the best solution was achieved from the point of view of minimising the impact of construction work on the surface of the territory and at the same time it avoided the necessity for relocation of construction site equipment for each section of excavation in a highly populated area.

In addition, the most relevant results of the monitoring system implemented in individual sections were also presented.

AGUSTÍN JUAN GUASTAVINO,
agustavino@cartellone.com.ar,

José Cartellone Construcciones Civiles SA, Buenos Aires,

BRUNO A. VICENTE,

bvicente@geoconsultba.com.ar,

R. SOLÁ,

rsola@geoconsultba.com.ar,

Geoconsult Buenos Aires, Argentina

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HALCROW, HARZA, IATASA. *Plan Director de Ordenamiento Hidráulico y Control de las Inundaciones de la ciudad de Buenos Aires*. Buenos Aires: Latinoconsult, 2006.
- [2] NÚÑEZ, E. *Proceedings, V International Conference IAEG*. Buenos Aires: Panel report: geotechnical conditions in Buenos Aires City 1986, s. 2623–2630.
- [3] PLAXIS 3D. The Netherlands: Plaxis bv. 2016.
- [4] SAP2000 V20.1.0. United States: Computers and Structures, Inc. 2018.
- [5] HOUGH, C., MILLIGAN, G. *Guide to best practice for the installation of pipe jacks and microtunnels*. Pipe Jacking Association, 1995.

VLASTNOSTI HORNINOVÉHO MASIVU NEZBYTNÉ PRO NÁVRH PODZEMNÍCH KRYTŮ

ROCK MASS PROPERTIES REQUIRED FOR DESIGN OF UNDERGROUND SHELTERS

VERONIKA PAVELCOVÁ, ALEXANDER KRAVCOV, JIŘÍ ŠTOLLER, PETR KUBEČEK

ABSTRAKT

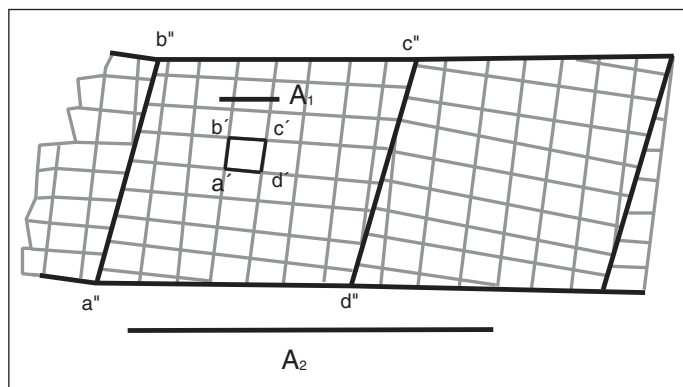
Při zvažování měřítka zkoumání horninového masivu pro řešení konkrétního problému je nutné zohlednit strukturu horninového masivu a rozměr podzemního objektu. Pokud je struktura v rámci posuzovaného měřítka masivu homogenní, lze při řešení využít klasické teorie pružnosti. U kvazihomogenního masivu je třeba zohlednit heterogenitu geomechanických vlastností horninového masivu a pro řešení použít např. teorii Kolosova–Muskhelishviliho. V tomto případě je zohlednění pevnostních charakteristik hornin spojeno se statistickými charakteristikami uvažovanými při laboratorních zkouškách vlastností hornin. Tento postup může být vhodný při výběru horninového masivu, který by mohl být dostatečný pro rozhodování o umístění krytů pro ochranu civilního obyvatelstva před účinky jaderných zbraní.

ABSTRACT

When considering the scale of investigation of a rock massif to solve a specific problem, it is necessary to take into account the structure of the rock massif and the size of the underground structure. If the structure is homogeneous within the scale of the massif under consideration, the classical theory of elasticity can be applied to the solution. In the case of a quasi-homogeneous massif, the heterogeneity of the geomechanical properties of the rock mass must be taken into account and, for example, the Kolosov–Muskhelishvili theory should be used for the solution. In this case, the taking into account the strength characteristics of rocks is connected with the statistical characteristics taken into consideration during laboratory tests of rock properties. This procedure may be suitable for selecting a rock mass that could be sufficient for the process of deciding on the location of civil defence shelters designed to protect the population from the effects of nuclear weapons.

CHARAKTERISTIKA MASIVU

Struktura horninového masivu je dána tvarem, velikostí a prostorovým uspořádáním horninových těles a bloků omezených diskontinuitami, které mohou mít různý charakter i různou genezi. Při posuzování konkrétního problému je důležitý vztah mezi měřítkem zkoumání a měřítkem nehomogenity, který určuje kvazihomogenní celek. V zásadě platí, že měřítko zkoumání je dáno přítomností diskontinuit určitého řádu, které se nacházejí v objemu horninového masivu potřebného k posouzení řešeného problému [1, 2]. Za konvenční hranici kvazihomogenity se považuje situace, kdy nehomogenity nabývají statisticky významnou hodnotu až při 10× větším rozměru zkoumaného objektu (vzorku, plochy ap.).



Obr. 1 Definice řádu horninového masivu v závislosti na měřítku masivu a řádu diskontinuit

Fig. 1 Definition of the order of the rock massif depending on the scale of the massif and the order of discontinuities

CHARACTERISTICS OF THE MASSIF

The structure of the rock massif is determined by the shape, size and spatial arrangement of rock bodies and blocks bounded by discontinuities, which can have a different character and different genesis. The relationship between the scale of investigation and the scale of inhomogeneity that determines the quasi-homogeneous whole is important when assessing a particular problem. In principle, the scale of the investigation is determined by the presence of discontinuities of a certain order, which are found in the volume of the rock massif needed for assessing the problem being solved [1, 2]. A situation where inhomogeneities assume a statistically significant value up to 10 times the size of the structure being investigated (sample, surface, etc.) is considered to be the conventional boundary of quasi-homogeneity.

The classical theory according to Kolosov–Muskhelishvili [3] was used to determine the stress in the rock massif depending on the scale and order of the discontinuities.

Fig. 1 shows a diagram of the arrangement of the rock massif depending on the scale of investigation and the scale of inhomogeneity (the order of discontinuities). In the massif being considered, two categories of structural elements can be distinguished: a' , b' , c' , d' and a'' , b'' , c'' , d'' formed by discontinuities of the first or second order. If the scale of the investigated area in the problem being considered is A_1 , then the properties of the field with elements a' , b' , c' , d' , i.e. the first-order field, must be taken into account for this problem. If the field scale is increased to A_2 , then a second-order field with structural elements a' , b' , c' , d' and a'' , b'' , c'' , d'' must be taken into consideration.

K určení napětí horninového masivu v závislosti na měřítku a řádu diskontinuit byla použita klasická teorie podle Kolosova-Muskhelishviliho [3].

Obr. 1 ukazuje schéma uspořádání horninového masivu v závislosti na měřítku zkoumání a měřítku nehomogenity (řádu diskontinuit). V uvažovaném masivu lze rozlišit dvě kategorie strukturálních prvků: a' , b' , c' , d' a a'' , b'' , c'' , d'' tvořené diskontinuitami prvního, resp. druhého řádu. Pokud je měřítko zkoumané oblasti v uvažovaném problému A_1 , je třeba pro tento problém zohlednit vlastnosti pole s prvky a' , b' , c' , d' , tj. pole prvního řádu. Pokud se měřítko pole zvětší na A_2 , pak je třeba uvažovat pole druhého řádu se strukturálními prvky a'' , b'' , c'' , d'' .

Je třeba uvažovat situaci, která ukazuje nutnost rozdělení mechanických vlastností materiálu na příkladu pole druhého řádu (obr. 1). Pro zjednodušení se bere velikost strukturálního prvku prvního řádu za rovnou $a \times a \times a$, velikost druhého prvku složeného z n prvků prvního řádu uspořádaných v jedné řadě za $na \times na \times na$.

Pro celý prvek druhého řádu (jako celek) je podle klasické teorie pružnosti objemová potenciální energie A objemu daného prvku od vlivu zatížení P definována pomocí n prvků prvního řádu [4]:

$$A = \frac{\sigma \varepsilon}{2} = \frac{1}{2n} \frac{\sum_1^n P_i \left(na - \sum_1^n a_i \right)}{a^3}, \quad (1)$$

kde:

- A objemová potenciální energie,
- σ normálová napětí v prvku druhého řádu,
- ε přetvoření prvku druhého řádu,
- P_i zatížení i -tého prvku prvního řádu,
- n počet prvků prvního řádu,
- a_i délka „hrany“ i -tého strukturálního prvku prvního řádu v jedné řadě,
- a délka „hrany“ strukturálního prvku prvního řádu.

Pak na objemu prvku druhého řádu $V = na^3$ bude práce vnějších sil následující:

$$W_{II} = \frac{1}{2n} \sum_1^n P_i \left(na - \sum_1^n a_i \right). \quad (2)$$

Průměrná energie A_{cp} při působení síly rozložené na prvky prvního řádu je definována jako

$$A_{cp} = \frac{\sum_1^n A_i}{n} = \frac{1}{2n} \frac{\sum_1^n P_i (a - a_i)}{a^3}, \quad (3)$$

kde:

- A_i objemová potenciální energie i -tého prvku prvního řádu.

Práce vnějších sil na i -tý prvek prvního řádu

$$W_i = P_i (a - a_i). \quad (4)$$

Skutečná práce vnějších sil na pružné posuny soustavy druhého řádu složené z prvků prvního řádu bude tedy následující

$$W_{II}' = \frac{1}{2} \sum_1^n [P_i (a - a_i)]. \quad (5)$$

Podle (2) platí, že

$$W_{II}' = A_{cp} V, \quad (6)$$

It is necessary to take into consideration a situation that shows the necessity of dividing the mechanical properties of the material using the example of a second-order field (see Fig. 1). For simplification, we take the size of the structural element of the first order as equal to $a \times a \times a$ and the size of the second element composed of n first order elements arranged in one row as $na \times na \times na$.

For the entire second order element (as a whole), according to the classical theory of elasticity, the volumetric potential energy A of the volume of the given element induced by the influence of the load P is defined using n first order elements[4]:

$$A = \frac{\sigma \varepsilon}{2} = \frac{1}{2n} \frac{\sum_1^n P_i \left(na - \sum_1^n a_i \right)}{a^3}, \quad (1)$$

where:

- A volumetric potential energy,
- σ normal stress in second order element,
- ε second order element strain,
- P_i load on i -th first order element,
- n number of first order elements,
- a_i length of “edge” of i -th first order structural element in one row,
- a length of “edge” of first order element.

Then, for the volume of the second order element $V = na^3$, the work of the external forces will be as follows:

$$W_{II} = \frac{1}{2n} \sum_1^n P_i \left(na - \sum_1^n a_i \right). \quad (2)$$

The average energy A_{cp} under the action of a force broken into first-order elements is defined as

$$A_{cp} = \frac{\sum_1^n A_i}{n} = \frac{1}{2n} \frac{\sum_1^n P_i (a - a_i)}{a^3}, \quad (3)$$

where:

- A_i volumetric potential energy of i -th first order element

Work of external forces falling upon i -th first order element

$$W_i = P_i (a - a_i). \quad (4)$$

The actual work of external forces falling upon the elastic displacements of a second-order system composed of first-order elements will therefore be as follows

$$W_{II}' = \frac{1}{2} \sum_1^n [P_i (a - a_i)]. \quad (5)$$

It applies according to (2) that

$$W_{II}' = A_{cp} V, \quad (6)$$

where:

- V second order element volume,
- A_{cp} average energy under the action of a force broken into first order elements.

The result is:

$$W_{II} \neq W_{II}'. \quad (7)$$

The potential energy of the mass formed by individual structural elements is therefore the sum of average values, not the total potential energy of individual elements.

The difference between the actual work of the second-order

kde:

V objem prvku druhého řádu,

A_{cp} průměrná energie při působení síly rozložené na prvky prvního řádu.

Výsledkem je:

$$W_{II} \neq W_{II}' \quad (7)$$

Potenciální energie masivu jednotlivých konstrukčních prvků je tedy součtem průměrných hodnot, nikoliv celkovou potenciální energií jednotlivých prvků.

Rozdíl mezi skutečnou prací masivu druhého řádu a prací vypočtenou pro masiv jako celek bude tím menší, čím menší je variační koeficient pružných vlastností, tj. když je rozdíl malý

$$\Delta A = A_{cp} - A_i \quad (8)$$

Pokud je variační koeficient deformačních vlastností prvků prvního řádu minimální (roven nule), pak podle (2) a (5)

$$W_{II} = W_{II}' = \frac{n}{2} P(a - a_i), \quad (9)$$

kde:

P zatížení prvku druhého řádu.

Čím více je masiv tvořen heterogenními prvky (strukturně), tím větší význam má zohlednění variability vlastností jednotlivých prvků masivu. Masiv složený z víceméně homogenních prvků lze klasifikovat jako homogenní.

Zkušenosti s umístováním krytů v hlubinných dolech ukazují, že je třeba prověřit stabilitu podmínek pro bezpečnost ukryvaných osob v poměrně velkém počtu chodeb vedených z každé jednotlivé šachty.

Z analýzy faktorů ovlivňujících napětí horninového masivu v okolí důlní chodby vyplývá, že s ohledem na navrhování krytů s danými parametry seizmického zatížení se jako nejefektivnější metoda hodnocení stability chodeb jeví výpočet mezní hloubky v skalním masivu v závislosti na pevnostních vlastnostech hornin.

Mezní hloubku H_{lim} (m), v níž je zachována stabilita hornin na obvodu důlní chodby, lze určit řešením rovnice mezní rovnováhy [8]

$$H_{lim} = \frac{(R_c - \sigma_{static})0,0102}{10^{-4} \rho (K_p + K_0 K_q) (\cos^2 \alpha - K_0 \sin^2 \alpha)}, \quad (9)$$

kde

R_c požadovaná pevnost horniny v tlaku (kPa),

σ_{static} ekvivalentní statické zatížení způsobené seizmickými vlnami (kPa),

ρ hustota hornin (kg/m^3),

K_p koeficient koncentrace napětí od působení vertikálního tlaku horninového masivu,

K_q koeficient koncentrace napětí od působení horizontálního tlaku horninového masivu,

α úhel sklonu chodby od vodorovné ($^\circ$),

K_0 koeficient bočního tlaku v klidu.

Seizmické zatížení

$$\sigma_{static} = [(I_{ak} U_{cz} + \sigma_{swstatic} \cdot 0,0102)(\cos^2 \alpha + K_0 \sin^2 \alpha) + I_{ak} U_{cz} (\sin^2 \alpha + K_0 \cos^2 \alpha)] K_p + K_0 (I_{ak} U_{cz} + I_{ak} U_{cx} + \sigma_{swstatic} \cdot 0,0102) K_q, \quad (11)$$

massif and the work calculated for the massif as a whole will be smaller the smaller the coefficient of variation of the elastic properties, i.e. when the difference is small

$$\Delta A = A_{cp} - A_i \quad (8)$$

If the coefficient of variation of the deformational properties of the first-order elements is minimal (equal to zero), then according to (2) and (5)

$$W_{II} = W_{II}' = \frac{n}{2} P(a - a_i), \quad (9)$$

where:

P second order loading.

The more the massif consists of heterogeneous elements (structurally), the more important it is to take into account the variability of the properties of the individual elements of the massif. A massif composed of more or less homogeneous elements can be classified as homogeneous.

Experience with the placement of shelters in deep mines shows that it is necessary to check the stability of the conditions for the safety of sheltered persons in a relatively large number of corridors leading from each individual shaft.

It follows from the analysis of the factors affecting the stress in the rock massif in the surroundings of the mine corridor, that with regard to the design of shelters with the given seismic load parameters, the calculation of the limiting depth in the rock massif depending on the strength properties of the rocks appears to be the most effective method of evaluating the stability of the corridors.

The limiting depth H_{lim} (m) at which the stability of the rocks on the circumference of the mine corridor is maintained can be determined by solving the limit equilibrium equation [8].

$$H_{lim} = \frac{(R_c - \sigma_{static})0,0102}{10^{-4} \rho (K_p + K_0 K_q) (\cos^2 \alpha - K_0 \sin^2 \alpha)}, \quad (9)$$

where

R_c required compressive strength of rock (kPa),

σ_{static} equivalent static loading imposed by seismic waves (kPa),

ρ rock density (kg/m^3),

K_p stress concentration factor due to action of rock mass vertical pressure,

K_q stress concentration factor due to action of rock mass horizontal pressure,

α angle of corridor inclination from horizontal ($^\circ$),

K_0 coefficient of lateral pressure at rest.

Seismic loading

$$\sigma_{static} = [(I_{ak} U_{cz} + \sigma_{swstatic} \cdot 0,0102)(\cos^2 \alpha + K_0 \sin^2 \alpha) + I_{ak} U_{cz} (\sin^2 \alpha + K_0 \cos^2 \alpha)] K_p + K_0 (I_{ak} U_{cz} + I_{ak} U_{cx} + \sigma_{swstatic} \cdot 0,0102) K_q, \quad (11)$$

where:

I_{ak} acoustic impedance of rock in the massif ($\text{kgm}^2\text{s}^{-1}$),

U_{cz}, U_{cx} vertical and horizontal components of particle velocity (m/s),

$\sigma_{swstatic}$ equivalent static load induced by pressure wave – shock wave pressure (kPa).

The effectiveness of the calculation method is achieved by solving the problem under the conditions of the extent of changes in the strength and elasticity properties of rocks for different mines.

Tab. 1 Závislost mezi pevností horniny v tlaku a akustickou impedancí horniny

Požadovaná pevnost horniny v tlaku R_c (MPa)	5	10	20	39	78	118	157
Akustická impedance hornin I_{ak} ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}\cdot 10^6$)	2	3,6	5,7	9,8	15,9	17,5	19,2

Table 1 Dependence between compressive strength of rock and acoustic impedance of rock

Required compressive strength of rock R_c (MPa)	5	10	20	39	78	118	157
Acoustic impedance of rocks I_{ak} ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}\cdot 10^6$)	2	3.6	5.7	9.8	15.9	17.5	19.2

kde:

I_{ak} akustická impedance horniny v masivu ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$),
 U_{cz}, U_{cx} vertikální a horizontální složky rychlosti částic (m/s),
 $\sigma_{swstatic}$ ekvivalentní statické zatížení tlakovou vlnou – tlak rázové vlny (kPa).

Efektivita metody výpočtu je dosažena řešením problému za podmínek rozsahu změny pevnostních a pružnostních vlastností hornin pro různé doly. Komplexní výpočet změny hodnot H_{lim} je závislý na pevnosti horniny a je proveden s ohledem na vztah mezi mechanickými a akustickými vlastnostmi a specifickými vlastnostmi geologické struktury daného místa.

VÝSLEDKY

Po shrnutí výsledků z experimentálních studií akustických a mechanických vlastností hornin ve vzorcích [5] a implementaci získaných dat do podmínek důlních děl byla zjištěna závislost mezi pevností horniny v tlaku a akustickou impedancí horniny v masivu, kterou lze využít při komplexních výpočtech mezní rovnováhy (tab. 1).

Pro tento výpočet lze s dostatečnou přesností uvažovat hustotu hornin jako střední hodnotu této veličiny v podmínkách studovaného dolu.

Koeficient bočního tlaku v klidu $K_0 = f(\nu)$ většinou nezávisí na pevnosti a dalších vlastnostech hornin, i když některé kategorie hornin vykazují pravidelný pokles Poissonova čísla ν s rostoucí pevností horniny. Horniny, které mají tendenci k uvolňování napětí, se zkoumají zvlášť z hlediska vlivu bočních tlaků. V souvislosti s tím jsou provedeny samostatné výpočty pro řadu koeficientů ν a K_0 , včetně jejich variačního rozpětí.

U důlních chodeb se sklonem do 20° se úhel sklonu α ve výpočtech považuje za 0, protože má na konečné výsledky výpočtu zanedbatelný vliv.

Charakter působení seismických vln v horninovém masivu závisí na geologické stavbě oblasti a především na tloušťce h_0 svrchní (pokryvné) vrstvy ze zemin. Napětí způsobená seismickým zatížením při tloušťce svrchní vrstvy pokrývá $h_0 \leq 15$ m zůstávají neměnná s rostoucí hloubkou, při hodnotách $h_0 > 15$ m seismická napětí klesají s rostoucí hloubkou v důsledku útlumu tlaku ve vertikálním směru.

Pro $h_0 \leq 15$ m se vertikální a horizontální složka rychlosti částic (U_{cz}, U_{cx}) pro uvedenou třídu úkrytů považuje za stabilní hodnotu nezávisle na hloubce důlního díla H a tyto složky jsou si navzájem rovny. Pro případ $h_0 > 15$ m se hodnota U_{cz} mění v závislosti na hloubce H . Z analytického rozboru vyplývá, že zatížení způsobené seismickou vlnou $\sigma_{swstatic}$ je rovněž proměnnou veličinou závislou na hloubce H . S ohledem na definovanou specifika účinků seismických vln je třeba provést výpočet v následujícím pořadí. Nejprve se určí hodnota H_{lim} bez ohledu na změnu zatížení v důsledku tlakové vlny $\sigma_{swstatic}$. V případě $h_0 \leq 15$ m se hodnota U_{cz} rovná U_{cx} . Poté díky H_{lim} lze získat hodnoty $\sigma_{swstatic}$ a U_{cz} v hloubce $H = H_{lim}$. Vertikální a horizontální tlak rázové vlny lze získat ze vzorce

The complex calculation of the change in H_{lim} values is dependent on the strength of the rock and is carried out with regard to the relationship between the mechanical and acoustic properties and the specific properties of the geological structure of the given place.

RESULTS

After summarizing the results of experimental studies of the acoustic and mechanical properties of rocks in the specimens [5] and implementing the obtained data into the conditions of mine shafts, the dependence between the compressive strength of the rock and the acoustic impedance of the rock in the massif was found, which can be used in complex limit equilibrium calculations (see Table 1).

For this calculation, the rock density can be considered with sufficient accuracy as the mean value of this quantity in the conditions of the mine being studied.

The coefficient of lateral pressure at rest $K_0 = f(\nu)$ mostly does not depend on the strength and other properties of rocks, although some rock categories exhibit regular decreasing in Poisson's ratio with increasing rock strength. Rocks tending to releasing stress are examined separately from the point of view of the effect of lateral pressures. In connection with this, separate calculations are made for a number of coefficients ν and K_0 , including their interquartile range.

For mine corridors sloping up to 20° , the slope angle α is considered to be 0 in the calculations, as it has a negligible effect on the final calculation results.

The nature of the action of seismic waves in a rock massif depends on the geological structure of the area and, above all, on the thickness h_0 of the upper (overlying) soil layer. Stresses caused by seismic loads at a thickness of the upper layer of covers $h_0 \leq 15$ m remain unchanged with increasing depth; at values $h_0 > 15$ m seismic stresses decrease with increasing depth due to pressure attenuation in the vertical direction.

For $h_0 \leq 15$ m, the vertical and horizontal components (U_{cz}, U_{cx}) of the particle velocity for the specified class of shelters are considered to be stable values regardless of the depth H of the mine shaft, and these components are equal to each other. In the case $h_0 > 15$ m, the value changes depending on the depth H . It follows from the analysis, that the load induced by the seismic wave is also a variable quantity dependent on the depth H . Taking into account the defined specifics of the effects of seismic waves, the calculation must be performed in the following order. First, the value H_{lim} is determined regardless of the load change caused by the pressure wave $\sigma_{swstatic}$. In the case of $h_0 \leq 15$ m the value U_{cz} is equal to U_{cx} . Then, thanks to H_{lim} , it is possible to obtain values $\sigma_{swstatic}$ and U_{cz} at depth $H = H_{lim}$. The vertical and horizontal pressures induced by the shock wave can be obtained from the formula

$$\sigma_{cz} = I_{ak} U_{cz} \text{ [kPa]} \quad (12)$$

and

$$\sigma_{cx} = I_{ak} U_{cx} \text{ [kPa]}, \quad (13)$$

where:

I_{ak} acoustic impedance of rock in the massif ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$),
 U_{cz}, U_{cx} vertical and horizontal components of particle velocity (m/s).

$$\sigma_{c'z} = I_{ak} U_{cz} \text{ (kPa)} \quad (12)$$

a

$$\sigma_{c'x} = I_{ak} U_{cx} \text{ (kPa)}, \quad (13)$$

kde:

 I_{ak} akustická impedance horniny v masivu ($\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$), U_{cz} , U_{cx} vertikální a horizontální složky rychlosti částic (m/s).

Zkoumání časových a lineárních charakteristik vln ukazuje, že v podmínkách chodby (komory) mají napětí způsobená seismickými vlnami kvazistatický charakter. V některých případech délka vlny ($\lambda \geq 200$ m) přesahuje rozměry průřezu chodby. Teoreticky i prakticky bylo prokázáno, že $\frac{\lambda}{B} \geq 4$ (B – rozpětí chodby/komory) je dynamický součinitel napjatosti roven statickému, nebo jej převyšuje maximálně o 10 %. Kromě toho kvazistatický charakter seizmického napětí nemění pevnostní charakteristiky hornin na rozdíl od statického napětí. V tomto případě se koeficient dynamického zpevnění hornin blíží hodnotě 1 (koeficient dynamického zpevnění udává rozdíly meze kluzu a meze pevnosti naměřených statickou a dynamickou zkouškou při dané rychlosti zatěžování).

Mimořádná složitost mechanického modelu vývoje zatěžování horninového masivu s ohledem na jeho různé zóny a řády diskontinuit, stejně jako praktická nemožnost přímého posouzení vlastností hornin v těchto masivech, vedla k metodám umožňujícím odhadnout proces zatěžování horninového masivu podle stavu napjatosti hornin tvořících horninový masiv.

Současně s vývojem a zdokonalováním metod a přístrojů pro měření v různých místech horninového masivu bylo provedeno velké množství měření napjatosti v nejrůznějších horninách a v různých geologických podmínkách, v hloubkách od povrchu až do 1000 m v dolech, lomech a v základech vodních staveb [6, 7]. Byl zkoumán stav napjatosti v tzv. neporušených horninových masivech a v zónách odtěžování v blízkosti přirozených nebo umělých výchozů. Dnes je k dispozici řada metod pro hodnocení napjatosti hornin v masivech. Dosažené výsledky v této oblasti byly podrobně shrnuty v [8, 9].

Při určování napjatosti v horninovém masivu se vždy uvažují gravitační napětí, tj. tíhové síly nadložních vrstev. Ve skutečnosti mohou stav napjatosti ovlivnit další faktory (např. zbytková napětí, horotvorná činnost v minulosti apod.). Tato napětí lze odhadnout podle projevů masivu při průzkumu či stavbě (a také zhruba i podle geologické stavby území). Různé metody pro zjištění stavu napjatosti s důrazem na zbytková napětí jsou uvedeny např. v [10]. Je nutné zdůraznit, že stanovení napětí v horninovém masivu přímým měřením (metody deformační, odlehčovací apod.) není vždy možné a metody využívající matematické modely (inverzní výpočet) jsou velice citlivé na stanovení vstupních parametrů. Z tohoto důvodu se při určování vlastností horninového masivu pro návrh podzemních krytů často uvažuje jen gravitační stav napětí.

ZÁVĚR

Pro umístění krytů pro ochranu civilního obyvatelstva lze využít i důlní díla. Pro vyhodnocení vhodnosti horninového prostředí v uvažovaném umístění krytu se však vyskytuje více problémů. Jednak je to vlastní zohlednění struktury horninového masivu a rozměru krytu (podzemního objektu), vlastností hornin, způsob provádění důlního díla a predikce stability pro uvažovaná statická a seizmická zatížení. Tyto vlivy je možné zohlednit mnoha

Examination of the time and linear characteristics of the waves shows that in the conditions of the corridor (chamber) the stresses induced by the seismic waves have a quasi-static character. In some cases, the wave length ($\lambda \geq 200\text{m}$) exceeds the cross-sectional dimensions of the corridor. It has been proved theoretically and practically that with $\frac{\lambda}{B} \geq 4$ (B – corridor/chamber maximum width) the dynamic stress factor is equal to the static one, or exceeds it by a maximum of 10%. In addition, the quasi-static nature of seismic stress does not change the strength characteristics of rocks, as opposed to static stress. In this case, the coefficient of dynamic hardening of rocks approaches the value 1 (the coefficient of dynamic hardening indicates the differences between the yield strength and the strength limit measured by static and dynamic tests at a given loading rate).

The extraordinary complexity of the mechanical model of the development of the loading acting on a rock massif with regard to its various zones and orders of discontinuities, as well as the practical impossibility of directly assessing the properties of rocks in these massifs, led to methods allowing to estimate the process of loading acting on a rock massif according to the state of stress of the rocks forming the rock massif.

Simultaneously with the development and improvement of methods and instruments for measurements in different places of the rock massif, a large number of stress measurements were carried out in various rocks and in various geological conditions, at depths ranging from the surface up to 1000m in mines, quarries and in the foundations of hydraulic structures [6, 7]. The state of stress was investigated in so-called intact rock massifs and in zones near natural or artificial outcrops affected by excavation. Today, a number of methods are available for evaluating the stress in rocks forming the massifs. The results achieved in this area were summarised in detail in [8, 9].

When determining the stress in a rock massif, the gravitational stresses, i.e. the gravitational forces induced by the overlying layers, are always taken into account. In fact, other factors can affect the state of stress (e.g. residual stresses, orogenic activity in the past, etc.). These stresses can be estimated according to the manifestations of the massif during exploration or construction (and also roughly according to the geological structure of the area). Various methods used for determining the state of stress with an emphasis on residual stresses are presented, for example, in [10]. It is necessary to emphasise that determining the stress in the rock massif using direct measurements (deformational methods, unloading methods, etc.) is not always possible and methods using mathematical models (inverse calculation) are very sensitive to the determination of input parameters. For this reason, only the gravitational state of stress is taken into consideration when determining the properties of the rock mass for the design of underground shelters.

CONCLUSION

Mine workings can also be used for placing civil defence shelters. In order to evaluate the suitability of the rock environment in the location of the cover under consideration, however, we are faced with several problems. On the one hand, there are the consideration of the structure of the rock massif and the size of the shelter (underground structure), the properties of the rocks, the method of carrying out the mining work and the prediction of stability for the static and seismic loads under consideration

metodami, nicméně běžně používané hypotézy o hydrostatickém stavu napjatosti a gravitačních silách nelze považovat za dostatečné a uspokojivé, protože nemusí být pro danou lokalitu experimentálně potvrzeny. Numerické modelování je z hlediska časové náročnosti i vazby na speciální software v případě rychlého určení prvků kritické infrastruktury nepraktické. Jako vhodný se jeví postup zohledňující pevnost horninového masivu na základě popisu vlastností diskontinuálního masivu a vlastností hornin. Článek popsal vhodný postup výpočtu mezní hloubky, v níž je zachována stabilita hornin na obvodu důlní chodby v závislosti na akustické impedanci hornin. Tento postup se jeví jako účinná metoda hodnocení stability důlních chodeb pro kryty sloužící pro ochranu civilního obyvatelstva.

PODĚKOVÁNÍ

Tento příspěvek vznikl v rámci řešení grantu SGS ČVUT č. SGS21/147/OHK1/3T/11 „Zajištění environmentální bezpečnosti při navrhování a exploataci podzemních objektů KI“

Ing. VERONIKA PAVELCOVÁ,
veronika.pavelcova@fsv.cvut.cz,

Ing. ALEXANDER KRAVCOV, Ph.D.,
kravtale@fsv.cvut.cz,

Ing. PETR KUBEČEK, petr.kubecek@fsv.cvut.cz,
FSv ČVUT v Praze,

Ing. JIŘÍ ŠTOLLER, Ph.D., jiri.stoller@unob.cz,
Univerzita obrany v Brně

Recenzoval **Reviewed:** doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

there. These effects can be taken into account by many methods, however, the commonly used hypotheses about the hydrostatic state of stress and gravitational forces cannot be considered sufficient and satisfactory, as they may not be experimentally confirmed for a given location. Numerical modelling is impractical in terms of time consumption and the need for special software in the case of quick determination of critical infrastructure elements. A procedure that takes into account the strength of the rock massif based on the description of the properties of the discontinuous massif and the properties of the rocks appears to be suitable. The paper described a suitable procedure for calculating the limit depth at which rock stability is maintained on the circumference of the mine corridor, depending on the acoustic impedance of the rocks. This procedure appears to be an effective method of evaluating the stability of mine corridors for shelters used to protect the civilian population.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was created as part of the SGS CTU grant No. SGS21/147/OHK1/3T/11 „Ensuring environmental safety during the design and exploitation of KI underground structures“

Ing. VERONIKA PAVELCOVÁ,
veronika.pavelcova@fsv.cvut.cz,

Ing. ALEXANDER KRAVCOV, Ph.D.,
kravtale@fsv.cvut.cz,

Ing. PETR KUBEČEK, petr.kubecek@fsv.cvut.cz,
FSv ČVUT v Praze,

Ing. JIŘÍ ŠTOLLER, Ph.D., jiri.stoller@unob.cz,
Univerzita obrany v Brně

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HILAR, M., PRUŠKA, J. Statistical analysis of input parameters Impact on the modelling of Underground Structures. *Acta Polytechnica*. 2008, 48(5), 3–8. ISSN 1210-2709.
- [2] KRAVTSOV, A., SVOBODA, P., POSPÍCHAL, V., ZDEBSKY, J. Experimental studies on process of transition of explosion to deflagration due to methane gas explosion in underground structures. In *ICMT 2015 – International Conference on Military Technologies 2015*. Rio de Janeiro: IEEE Institute of Electrical and Electronics Engineers Inc., 2015. pp. 125–133. ISBN 9788072319763.
- [3] MUSKHELISHVILI, N. I. (1963), Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity: Fundamental Equations, Plane Theory of Elasticity, Torsion and Bending. P. Noordhoff, Groningen, pp. 104–120, 289–294 and 405–433.
- [4] BULYTCHEV, N. C., FOTIEVA, N. N., STRELCOV, E. V. *Projektovanie i rasčet krepí kapitalnych vyrabotok*. NEDRA, 1986, 288 str.
- [5] MELNIKOV, N. N., MESYATS, S. P. at al. Investigation of Disturbed Rock Zones in Open-Pit Mine Walls by Seismic Tomography. *Key Engineering Materials*, 2017, Volume 755.
- [6] ASGARI NEZHAD, Y., MORADZADEH, A. Characterization of source quality based on petrophysical logs and seismic data – a case study from Western Australia. *Arabian journal of geosciences*, 06/2021, Vol. 14, No. 13.
- [7] HORSFALL, O. I., CLIFF-EKUBO, W. C. Acoustic Impedance Attribute for Lithology Discrimination in HEK-Field of Niger Delta Basin of Nigeria. *Journal of Scientific and Engineering Research*, 2018, 5(9).
- [8] KRAVTSOV, A., SVOBODA, P. Experimental studies of the blast pressure due to an explosion in the tunnel. In *Proceedings from the Fourth International Symposium on Tunnel Safety and Security*. Stockholm: Royal Institute of Technology, 2014. pp. 281–288. ISSN 0284-5172. ISBN 978-91-86319-44-1.
- [9] HARAMI, K.Y., BRADY, B.T. A methodology to determine in situ rock mass failure. *Internal report of Bureau of Mines*, Denver, CO, USA, 1995.
- [10] KRAVCOV, A., FRANEK, O., MOROZOV, N., KUCEWICZ, M., TOMASZEWSKI, M., SVOBODA, P., BARANOWSKI, P. Laser ultrasonic measurement of mechanical decay in limestone caused by freeze-thaw cycles. *Acta Polytechnica*, 2019, ISSN 1210-2709.

FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TRASY D METRA V PRAZE V ÚSEKU STANIC PANKRÁC – OLBRACHTOVA

PICTURE REPORT FROM CONSTRUCTION OF METRO LINE D IN PRAGUE IN THE SECTION BETWEEN PANKRÁC – OLBRACHTOVA STATIONS



foto Vladimír Dinda photo Vladimír Dinda

Obr. 1 Dvoukolejný traťový tunel Pankrác – Olbrachtova, pohled na čelbu směrem ke stanici Olbrachtova

Fig. 1 Pankrác – Olbrachtova double-track running tunnel, excavation face viewed in the direction of Olbrachtova station



foto Vladimír Dinda photo Vladimír Dinda

Obr. 2 Dvoukolejný traťový tunel Pankrác – Olbrachtova, pohled proti směru ražby tunelu k šachtě na staveništi VO-OL

Fig. 2 Pankrác – Olbrachtova double-track running tunnel, viewed against the direction of tunnel excavation towards the shaft on construction site VO-OL



foto Andrej Podlužanský photo Andrej Podlužanský

Obr. 3 Spouštění vrtacího vozu Epiroc E2C do šachty na staveništi PAD1

Fig. 3 Lowering the Epiroc E2C drilling rig down the shaft on PAD1 construction site



foto Andrej Podlužanský photo Andrej Podlužanský

Obr. 4 Čelba přístupové štoly do stanice Pankrác

Fig. 4 Excavation face of access gallery to Pankrác station



foto Václav Anděl photo Václav Anděl

Obr. 5 Pohled na čelbu zastiženou během ražby patní štoly stanice Pankrác D

Fig. 5 A view of the excavation face encountered during excavation of the toe gallery for Pankrác D station



foto Václav Anděl photo Václav Anděl

Obr. 6 Měření konvergencí na patní štole stanice Pankrác D

Fig. 6 Measurement of convergences on the toe gallery for Pankrác D station

FOTOREPORTÁŽ Z DOKONČOVANÉ STAVBY „PRODLOUŽENÍ TRAMVAJOVÉ TRATI KE KAMPUSU MU V BRNĚ – BOHUNICÍCH“ – ZÁŘÍ 2022

PICTURE REPORT FROM CONSTRUCTION “EXTENSION OF TRAM TRACK TO CAMPUS IN BRNO – BOHUNICE” BEING FINISHED – SEPTEMBER 2022

ZHOTOVITEL SPOLEČNOST „TRAMVAJOVÁ TRÁŤ KAMPUS – FIRESTA + METROSTAV“ (FOTO ONDŘEJ HORT, ARCHIV SPOLEČNOSTI SPRÁVCE STAVBY PRO TT KAMPUS – INFRAM A.S., DOPRAVOPROJEKT BRNO A.S., INVIN S.R.O. A BRNĚNSKÉ KOMUNIKACE A.S.)
 CONTRACTOR THE COMPANY OF „CAMPUS TRAM TRACK – FIRESTA + METROSTAV“ (PHOTO ONDŘEJ HORT, ARCHIVES OF COMPANY OF CONSTRUCTION ADMINISTRATOR FOR TT CAMPUS – INFRAM A.S., DOPRAVOPROJEKT BRNO A.S., INVIN S.R.O. AND BRNĚNSKÉ KOMUNIKACE A.S.)



Obr. 1 Pohled na vjezdový (jižní) portál a přilehlé opěrné zdi, probíhají dokončovací práce a obnova místní komunikace
 Fig. 1 View of the entrance (southern) portal and adjacent retaining walls, finishing work and restoration of local road are underway



Obr. 2 Pohled z tunelu na místo rozpletu původní a nové trati před vjezdovým portálem
 Fig. 2 View from the tunnel to the bifurcation of the original and new tracks in front of the entrance portal



Obr. 3 Část tunelu vedená v podzemních stěnách s dokončenou pevnou jízdni dráhou
 Fig. 3 Part of the tunnel running between diaphragm walls with a completed slab track



Obr. 4 Pohled na dokončovanou stanici Západní brána
 Fig. 4 View of the Západní Brána station being finished



Obr. 5 Pohled z části tunelu pod ulicí Jihlavská, vlevo dvojice průjezdných kolejí před konečnou zastávkou Nemocnice Bohunice, vpravo dvojice odstavných kolejí
 Fig. 5 View from the part of the tunnel under Jihlavská Street, for the left pair of through tracks in front of the final stop Nemocnice Bohunice, for the right pair of stabling tracks



Obr. 6 Pohled na výjezdový (severní) portál se soškou svaté Barbory
 Fig. 6 View of the exit (northern) portal with St. Barbara statuette



PARTNEŘI / PARTNERS

Platinoví partneři / Platinum Partners



Zlatí partneři / Gold Partners



Stříbrní partneři / Silver Partners



Partner informačního systému /
Information System Partner



Partner posterové sekce /
Partner of the Poster Section



Partner elektronického sborníku příspěvků /
Electronic Book of Abstracts Partner



Partner internetového koutku /
Internet Corner Partner



Partner šňůrek ke jmenovkám /
Lanyards Partner



Registrace účastníků
byla spuštěna

The Registration Form
is open



UNDERGROUND
CONSTRUCTION

MAY 29-31, 2023

PRAGUE

Děkujeme všem autorům
za zaslané abstrakty
a těšíme se na Vaše příspěvky

Thanks all authors for their
abstracts and looking forward
to your full papers

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2023

15. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE
15TH INTERNATIONAL CONFERENCE

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2023 UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2023

29.–31. KVĚTNA 2023 / MAY 29–31, 2023
CLARION CONGRESS HOTEL PRAGUE

www.pspraha.cz | ps2023@guarant.cz



ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ
ASOCIACE
ITA-AITES
CZECH TUNNELLING
ASSOCIATION
ITA-AITES





STAVÍME NA ODBORNOSTI

Jsme stavební firma s českým a mezinárodním know-how. Realizujeme technologicky náročné projekty v oblasti pozemního i dopravního stavitelství. Na český a slovenský trh přinášíme nejmodernější technologické postupy v oblastech výstavby, inženýringu i nových smluvních modelů. Zaměřujeme se zejména na ty segmenty trhu, ve kterých můžeme využít svou odbornost. Díky tomu přinášíme stabilní pracovní místa a generujeme dlouhodobě udržitelný zisk. Dbáme na bezpečnost práce, ale i profesní rozvoj a spokojený osobní život našich zaměstnanců.

Partner konference
Podzemní stavby Praha 2023



Conference Partner Underground Construction Prague 2023
Partner konference Podzemní stavby 2023



There's plenty to build Je na čem stavět

Our success is based on the expertise, dedication and skills of hundreds of people from different professions. On their credibility, reliability and loyalty. On their courage to innovate and the ability to use new technologies. We have plenty to build on.

Náš úspěch stojí na odbornosti, nasazení a dovednostech stovek lidí různých profesí. Na jejich solidnosti, spolehlivosti a loajalitě. Na odvaze inovovat a schopnosti využívat nové technologie. Máme na čem stavět.

www.metrostav.cz

metr@stav



Výstavba silničního tunelu Kramer, Německo
Construction of Kramer road tunnel, Germany

Partner konference

Podzemní stavby Praha 2023

Underground Construction Prague 2023

Conference Partner

SUBTERRA 

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi
Never stuck on the ground

Partner of Conference
Underground Construction
Prague 2023

BeMo Tunnelling

Based on our tradition, expertise, courage and will for innovation we deliver successful tunnel projects worldwide since 1964

www.bemo.net



See the future of mining from a new perspective

United. Inspired.

Underground work means everything to us. We're in this for the thrill of solving the real problem. For the adventure and energy found in new perspectives. The new **Boomer M20** is the world's first face drill rig with protected hydraulics, electronics and sensors. A true development rig that doesn't stop for anything. This is the answer if you want changes underground.

www.epiroc.com/boomerm20

Partner of Conference
Underground Construction
Prague 2023





Partner konference Podzemní stavby Praha 2023



METROPROJEKT Praha a.s.
Argentinská 1621/36,
170 00 Praha 7

metroprojekt@metroprojekt.cz
www.metroprojekt.cz

Tel.: +420 296 154 105

Trasa D pražského metra,
stavební jáma na staveništi
VO-OL v mezistaničním úseku
Pankrác - Olbrachtova

Partner konference Podzemní stavby Praha 2023



www.ohla-zs.cz



Progress
Enablers



70
1952-2022



Work on progress. Jsme motorem stavebnictví budoucnosti.

Společnost STRABAG a.s., člen skupiny STRABAG SE, patří k předním stavebním společnostem na českém trhu. Svou činností pokrýváme všechny obory stavebnictví od pozemního stavitelství, přes dopravní a mostní stavitelství až po speciální zakládání a podzemní stavby. Máme pobočky na celém území České republiky. Sázíme na nejnovější technologie a digitalizaci, která je pro nás synonymem transparentnosti.

Věříme, že klíčovým faktorem úspěchu je vysoká profesionalita našich pracovníků, jejich nadšení pro společný cíl a schopnost spolupráce. S odhodláním a přesvědčením pracujeme na budování udržitelnější budoucnosti.

Partner konference Podzemní stavby Praha 2023

www.strabag.cz

STRABAG a.s.

Kačírkova 982/4,
158 00 Praha 5 – Jinonice

STRABAG
WORK ON PROGRESS

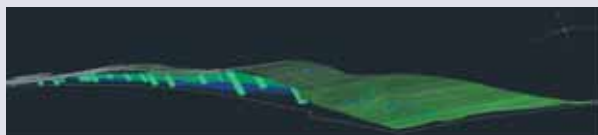


GeoTec GS[®]

GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10

+420 271 750 709, obchod@geotec-gs.cz, www.geotec-gs.cz

- Geotechnika
- Inženýrskogeologické a hydrogeologické průzkumy
- Stavebnětechnické průzkumy
- GT monitoring liniových, inženýrských, pozemních a podzemních staveb
- Modelování 3D v BIM
- Polní zkoušky a měření
- Dozory na stavbách

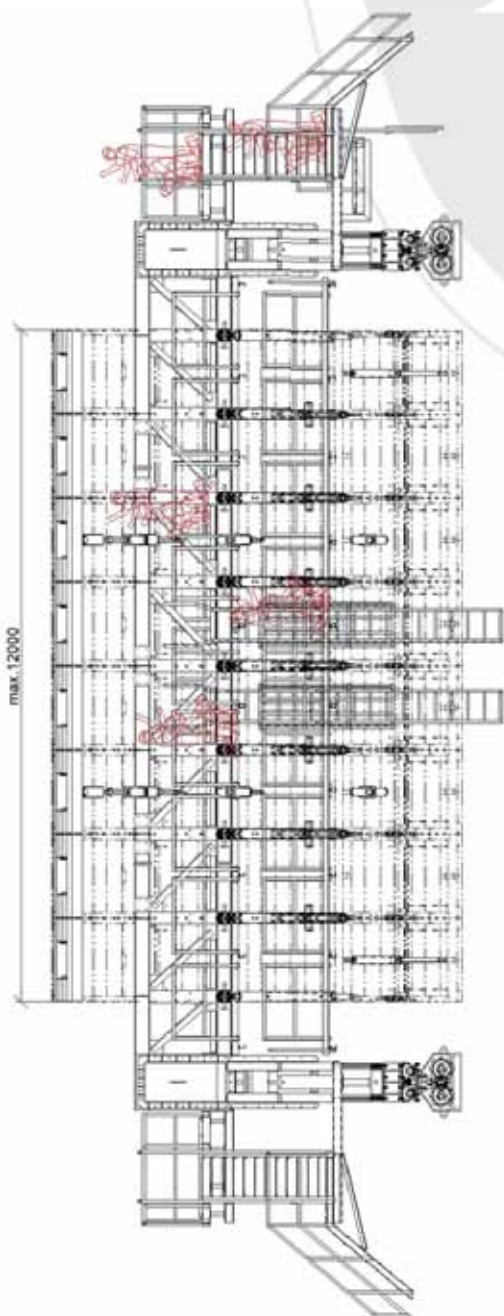


NOVÉ BEDNĚNÍ Z ČESKÉ REPUBLIKY PRO VÝSTAVBY TUNELŮ

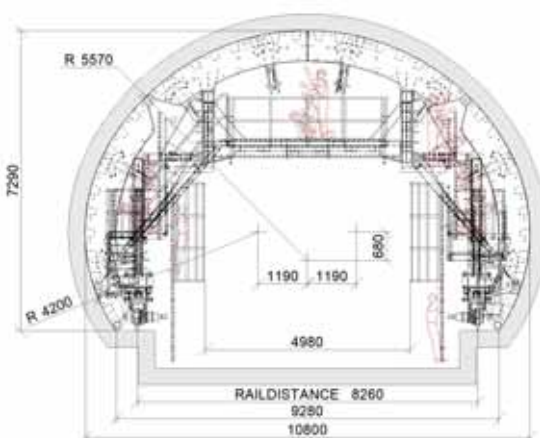
Mnozí si pod názvem OSTROJ vybaví především důlní stroje pro dobývání uhlí v podzemí. Málo dotčených však ví, že my v opavském OSTROJi jsme se rozhodli zaměřit i na stroje pro podzemní stavitelství. OSTROJ má velké zkušenosti z mnoha dolů, a to nejen uhelných. Léta zkušeností ve výrobě důlních strojů dávají předpoklad pro zvládnutí jakéhokoliv tématu. Specializovaný tým konstruktérů OSTROJe vyřešil nemálo extrémních požadavků zákazníků, jako například dobývání strmých slojí s plně mechanizovaným dobývacím komplexem v Turecku.

Vzhledem k tomu, jak se mění pohled Evropy na dobývání uhlí, museli jsme v OSTROJi začít řešit i výrobu pro jiná odvětví, a to například pro stavitelství. OSTROJ vyrobil 34 metrů dlouhou záskokovou klapku pro rozsáhlou modernizaci Vodního díla Gabčíkovo. V historii strojírenské divize opavského OSTROJe šlo o rekordní zakázku. Modernizaci největších plavebních komor na Slovensku realizuje stavební společnost Metrostav, pro kterou byla klapka vyrobena.

Protože OSTROJ má nejvíce zkušeností s výrobou strojů pro práci v podzemí, zaměřili jsme se na zkonstruování pojízdného ocelového bednění pro zhotovování sekundárního ostění tunelů. Spojili jsme se s odborníky z praxe a připravili návrh bednění tak, abychom jej mohli vždy upravit podle požadavků zákazníka. Naším hlavním cílem je vyrábět a nabízet bednění na míru v co nejvyšší kvalitě použitých materiálů tak i s využitím moderních výrobních technologií. Cílem OSTROJ je dodávat kompletní vybavení pro betonáž tunelů s dlouhou životností. OSTROJ se tak hodlá zařadit mezi přední výrobce tohoto zařízení v Evropě.

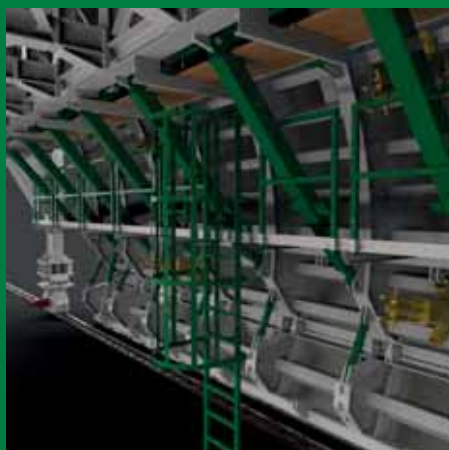


Hmotnost zařízení	dle projektu
Délka (dle výkresu)	dle projektu
Šířka (dle výkresu)	dle projektu
Výška (dle výkresu)	dle projektu
Max. úklon	5 %
Délka bednění	max. 12m
Pracovní napětí	400 V
Frekvence	50 Hz
Pracovní tlak hydraulického systému	160 bar
Válec zvedací	220/110/800 mm
Válec diagonální	160/100/1100 mm
Válec boční (sklopný)	125/70/700 mm
Válec posuvný	80/60/160 mm
Ovládání	Manuální / Rádiové a manuální
Počet vibračních motorů	dle projektu
Rozvod betonu	DN 125



OSTROJ a.s.
divize Důlní a průmyslové technologie
T: +420 553 872 234
M: +420 737 231 021
Těšínská 1586/66 746 01 Opava





Pojízdné ocelové bednění pro sekundární ostění tunelů **OSTROJ ZB 10/12**



Naše společnost nabízí výrobu pojízdného ocelového bednění OSTROJ ZB 10/12 pro realizaci sekundárního ostění tunelů

Ocelové bednění vyrobíme vždy pro konkrétní projekt výstavby tunelu ve smyslu požadovaného příčného profilu a délky bloku. Použité bednění po ukončení výstavby tunelu bude možné znovu použít i v jiných tunelech po konstrukčních úpravách obálky (změna tvaru geometrie bednění, změna šířky a výšky nosné konstrukce). K ocelovému bednění OSTROJ ZB 10/12 vyrobíme všechna ostatní potřebná bednění na základě požadavku projektu (bednění výklenků, propojovacích chodeb mezi tubusy tunelu, propojovacích chodeb únikového východu a spodní protiklenby)

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MOZAIKA ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

■ Zvýšení kapacity severního připojení na brennerský bázový tunel

Německé dráhy (DB) zvýší kapacitu severního připojení ze směru na brennerský bázový tunel.

Na konci ledna 2022 DB zadala společnosti Obermeyer Infrastruktur zakázku na projektovou přípravu nové železniční trati mezi městy Innleiten a Kirnstein. Nová trať zvýší dopravní kapacitu úseku ze směru od Mnichova k hranici s Rakouskem u Kufsteinu. V konsorciu se společností Obermeyer bude pracovat Amberg Engineering.

Mezistátní dohodu o výstavbě této trati uzavřeli ministři dopravy Rakouska a Německa v roce 2012.

Úsek nové trati bude přibližně 25 km dlouhý a povede východně od Rosenheimu. Jeho součástí budou dva tunely – Ringelfeld s délkou 5,5 km bude kratší než 13 km dlouhý tunel Steinkirchen, který bude po dokončení nejdelším německým tunelem.

■ První úsek londýnského kabelového tunelu je vyražen

V jižní části Londýna od jihovýchodu na jihozápad se od července 2021 pracuje na stavbě tunelu pro kabely vysokého napětí. Celková plánovaná délka tunelu je 32,5 km a razí se v hloubce 50 m. Tunel s vnitřním průměrem 3 m bude mít segmentové ostění. Stavba je rozdělena na pět úseků, z nichž první délky 6,7 km je již vyražen. Zasloužil se o to EPBS dodaný firmou Herrenknecht, který se nyní přesune na ražbu dalšího úseku.

Na dalších úsecích již razí další tři tunelovací stroje, dva EPBS od firmy Herrenknecht a otevřený štít od firmy Lovat.

■ Ražba nového automobilového tunelu Silvertown pod Temží

Na východě Londýna byla zahájena montáž štítu Herrenknecht o průměru 11,91 m, který by měl razit nový automobilový tunel pod Temží. Tunel bude dvoutroubový a zásadním způsobem přispěje ke zrychlení a zkapacitnění autobusové dopravy mezi městskými čtvrtěmi na pravém a levém břehu řeky.

Montáž štítu probíhá ve startovací šachtě, ve které svíslou dopravu obstarává mobilní šestsettunový jeřáb. Aby dopravil všechny části štítu do šachty, musí vykonat dvacet spouštěcích operací. Montáž by měla být dokončena koncem třetího čtvrtletí roku 2022.

Drobnou zajímavostí je jméno Jill, které bylo dáno štítu. Toto křestní jméno nosila první žena, která se stala v Londýně řidičkou autobusu. Za volant autobusu usedla v roce 1974.

Poslední automobilový tunel podcházející Temži byl postaven před třiceti lety.

■ Dánský Plán 2035 pro rozvoj infrastruktury zahrnuje osm velkých podzemních projektů

V červnu roku 2021 schválily dánská vláda a většina politických stran v parlamentu infrastrukturní rozvojový Plán 2035 ve finančním objemu 22 bilionů eur, z čehož na rozvoj dopravní infrastruktury bude věnováno 14,2 bilionů eur. V tom je obsaženo ne méně než osm tunelových projektů v rámci úprav stávajících sítí i v rámci budování nových úseků silnic i železnic.

Úkolem plánu je vyřešit současnou vyčerpanou kapacitu dopravní infrastruktury, která způsobuje i vysoké environmentální znečištění.

Zmíněných osm tunelových projektů:

- tunel Marselis – 2 km dlouhý tunel, který bude součástí nové komunikace zajišťující přímé propojení dálnice E45 a největším dánským kontejnerovým přístavem Aarhus;
- třetí křížení Limfjordu pomocí 600 m dlouhého naplavovaného tunelu budovaného v rámci 20 km dlouhé nové čtyřproudové dálnice;
- rozšíření tunelu u přístavu Nordhavn – vybuduje se nový 1,4 km dlouhý tunel, který bude sloužit i pro novou urbanizaci v přílehlé části Kodaně;
- dalšími tunelovými projekty jsou: Kattegat, Velje fjord, Malý Belt, spojení Fyn – Als a kodaňské tunely související s východní okružní komunikací a s rozšířením metra.

■ Nejhlubší německá stanice na S-Bahnu bude mnichovská stanice Marienhof

V mnichovské aglomeraci žije 6 milionů obyvatel a jejich počet dále roste, protože region se rozvíjí a zvětšují se v něm pracovní příležitosti. Tím roste počet pracovníků, kteří do Mnichova denně dojíždějí a využívají mnichovskou veřejnou dopravu, což zvyšuje nápor na hlavní páteř dopravy, kterou je mnichovský S-Bahn.

Týká se to především 11,3 km dlouhé linky č. 1, která byla uvedena do provozu v roce 1973 a která v tunelu jede v délce 4,3 km pod centrem Mnichova. Linka byla navržena pro 250 000 cestujících denně, ale v současnosti ji využívá 850 000 cestujících za den. Proto se prakticky rovnoběžně s linkou č. 1 buduje nová 10 km dlouhá linka, z čehož je 7 km v tunelu. Na ní se metodou cut and cover staví 41 m hluboká stanice Mariehof. Situovaná je blízko náměstí Marienplatz jednu stanicí od hlavního mnichovského nádraží.

Traťové tunely nové linky leží pod hustou městskou zástavbou v centru Mnichova a podcházejí stávající tunely dříve vybudovaných linek metra. Součástí stavby jsou také propojovací tunely na existující linky č. 3 a 6.

Podmínky stavby jsou opravdu obtížné, ať se jedná o složité geotechnické poměry, nebo stísněné podmínky v centru města.

Přístup do stanice a vlastní stanice leží pod hladinou podzemní vody. Proto staveniště velikosti fotbalového hřiště je po obvodu v délce 320 m zajištěno podzemními stěnami zasahujícími do hloubky 54 m (měřeno od úrovně hladiny podzemní vody). Jejich 110 lamel má tloušťku 1,5 m a šířku 2,5 m.

Pro odvodnění hornin ve stavební jámě bylo do hloubky cca 60 m instalováno 130 čerpacích studní. Přibližně v polovině roku 2022 byla dokončena první etapa odvodňování, do které patřilo také odvodnění dvou vodonosných horizontů. Za podzemní stěnou se osadilo 15 čerpacích studní, které i zde mají snížit hladinu podzemní vody, a tím snížit statické namáhání podzemní stěny během provádění stavebních konstrukcí.

První staniční železobetonová deska v tzv. úrovni 0 byla již vybetonována a pod ní se provedl výkop na úroveň -1 (květen

2022). Zde se připravuje betonáž druhé desky, pod ní proběhne výkop a znovu betonáž.

Desky ale musí být podepřeny. V půdorysu stavební jámy se proto instalovalo 50 pilířů, které ponosou železobetonové desky v době provádění stavebních konstrukcí. Pilíře byly dodávány na stavenišť v dílech, které se zde spojují a zasouvají do hloubky 61 až 68 m (měřeno opět od hladiny podzemní vody).

Východně a západně od stavební jámy jsou plánovány kompenzační injektáže k zabránění poklesů základů přilehlých budov.

Železobetonové desky mají tloušťku 1,20 m a provádějí se v různých úrovních. Po dokončení podzemních stěn byla provedena betonáž celé první desky v úrovni 0, samozřejmě s vynecháním otvorů potřebných pro provádění prací v nižších úrovních a pro vedení potřebných dočasných sítí.

Nástupištní tunely, které překračují obvod zajištěné stavební jámy východně i západně, budou na úrovni -5 m raženy konvenčně pod přetlakem vzduchu 1,0 bar.

■ První prorážka na bárovém tunelu Semmering

Dva stavební úseky první trouby na výše zmíněném tunelu – Göstritz a Fröschnitzgraben – byly poprvé propojeny v červnu 2022. Konvenčně ražený tunel Göstritz byl proražen do tunelu Fröschnitzgraben, který byl ražen pomocí TBM. Tento stroj bude nyní demontován. Prorážka druhé trouby se také blíží.

Z celkové délky 27,5 km dvoutrubového tunelu Semmering bylo do srpna 2022 vyraženo 24 km.

Vnitřní dokončující práce byly zahájeny v roce 2020, sekundární betonové ostění bylo zatím vybetonováno v 7 km tunelu.

■ Další důležité milníky byly dosaženy na stavbě tunelu pod mořskou úžinou Fehmarn

V polovině května 2022 byly dokončeny na dánské straně přípravné práce, především stavební jáma, pro budování tunelového portálu. Obdobné práce na německé straně budou zahájeny v roce 2023.

Práce na hloubení stavebních jam umístěných na dánské straně (suchých doků) pro betonáž 89 tunelových elementů délky 217 m a hmotnosti 73 500 tun byly zahájeny v roce 2021. Betonáž bude probíhat v šesti 33 m vysokých halách, které vytvoří pro kvalitu betonových elementů stabilní podmínky. Je to nutné i proto, že životnost tunelu je plánována na 120 let.

První element by měl být betonován v roce 2024. Půlka výkopových prací pro 18 km dlouhý tunel byla již dokončena koncem května 2022.

Po zprovoznění tunelu v něm budou vlaky jezdit rychlostí až 200 km/hod a auta rychlostí maximálně 110 km/hod. Vlaky budou používat dva jednosměrné tunely a auta celkem čtyři jízdní pruhy.

■ Hrubá stavba koralmského tunelu byla dokončena

Na korutanské straně byla hrubá stavba koralmského tunelu dokončena koncem května roku 2022. Od toho okamžiku bylo možno v celém 33 km dlouhém tunelu provádět práce na vnitřním vybavení. Po dokončení tunelového dna se započalo s instalací prefabrikovaných desek pevné jízdní dráhy. Jedna deska o délce 5 m a šířce 2,1 m váží více než 5 tun. Do nich budou upevňovány sekce kolejnic délky 120 m, současně budou prováděna protivibrační a protihluková opatření. Následovat bude instalace trakčního vedení a zabezpečovacích systémů.

■ Zahájení ražby jižního přístupového tunelu na stavbě druhé trouby gotthardského automobilového tunelu

Na obou koncích druhé trouby gotthardského tunelu musí být nejprve vyraženy přístupové tunely. Oba směřují k poruchovým zónám, které nelze razit pomocí TBM a musí se vyrazit konvenční metodou.

Slavnostní zahájení ražby přístupového tunelu u jižního konce druhé trouby se konalo 9. června 2022 u obce Airolo. Ražbu provede jednoduchý štít o průměru 7,4 m, pro který bylo připraveno 80 m klasicky vyraženého startovacího tunelu. Ten byl ražen v nesoudržitelných horninách za pomoci mikropilotového deštníku a tryskové injektáže, jejíž rozsah byl větší, než se očekávalo.

Štít razící přístupový tunel bude směřovat k severu až k poruchové zóně Guspis, která je od portálu Airolo vzdálená asi 5 km. Zóna bude následně proražena a zajištěna, aby štít o průměru 12,6 m, který bude razit hlavní tunel, prošel touto poruchovou zónou bez problémů.

V budoucnu, až se druhá trouba uvede do provozu, bude přístupový tunel sloužit pro ventilaci a odvod drenážních vod.

■ Rozšíření hydroelektřárenské soustavy Kühltai v Rakousku

Jedním z klíčových elementů rozšíření hydroelektřárenské soustavy Kühltai je 25 km dlouhý tunelový vodní příváděč. Ten bude do nové vodní nádrže Kühltai přivádět vodu ze stubaiského a ötzálského údolí. Příváděč bude ražen pomocí TBM, jehož řezná hlava je osazena 28 valivými dláty a v závislosti na geotechnických podmínkách se bude otáčet až desetkrát za minutu. Ihned za řeznou hlavou se osadí dnové prefabrikáty. Pro odtěžení rubaniny z čelby je instalován dopravníkový pás.

Výkon stroje, který byl uveden do provozu kolem poloviny roku 2022, se předpokládá až 40 m/den. Doba ražby tunelového příváděče zabere tři až čtyři roky.

Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ,
mila_novotny@volny.cz

VÝSTAVBA TUNELŮ NA RYCHLOSTNÍ SILNICI M85, V. ETAPA, BÉCSI DOMB, MAĎARSKO CONSTRUCTION OF TUNNELS ON FAST HIGHWAY M85, VTH PHASE, BÉCSI DOMB, HUNGARY

In the northwestern part of Hungary, two tubes of double-lane motorway tunnels, each ca 800m long, are being built at the fifth stage near the town of Sopron. The contractor for the construction of these tunnels is the consortium formed by the companies of Subterra – Raab Kft, Dömper Kft and Pannon Doprastav Kft.

V severozápadní části Maďarska, směrem k rakouským hranicím a hlavnímu městu Rakouska Vídně se u města Šoproň staví v rámci páté etapy dva tubusy dvoupruhových dálničních tunelů, každý o délce cca 800 m.

Dodavatelem těchto tunelů je sdružení firem Subterra – Raab



Obr. 1 Vůz na montáž ocelové armatury
Fig. 1 Movable scaffold for assembly of steel reinforcement

Kft, Dömpner Kft a Pannon Dopravstav Kft.

Stavba tunelu ve vídeňském kopci u města Šoproň se dostala do další důležité fáze. Na konci června letošního roku byly dokončeny ražby v jižním tunelu, práce na ražbách severního tunelu dále probíhají. Na severním tunelu se nyní realizují ražby z obou stran konvenčním způsobem metodou NRTM, zbývá dokončit ražby v délce 250 m. Předpokládá se dokončení těchto ražeb na obou pracovištích do konce ledna 2023.

V průběhu razicích prací byly upřesněny i podklady pro zhotovení sekundárního ostění tunelů. Na základě těchto podkladů byla zpracována a následně objednatelem a dotčenými orgány schválena realizační projektová dokumentace, právě pro výstavbu tohoto sekundárního ostění.

Byla tak i zahájena betonáž sekundárního železobetonového ostění (obr. 1 a 2), již dokončena betonáž protiklenby v severním tunelu v části od východního portálu (k první propojce mezi tunelovými troubami), tak aby mohla být definitivní konstrukce této části používána k odvozu rubaniny z tunelu.

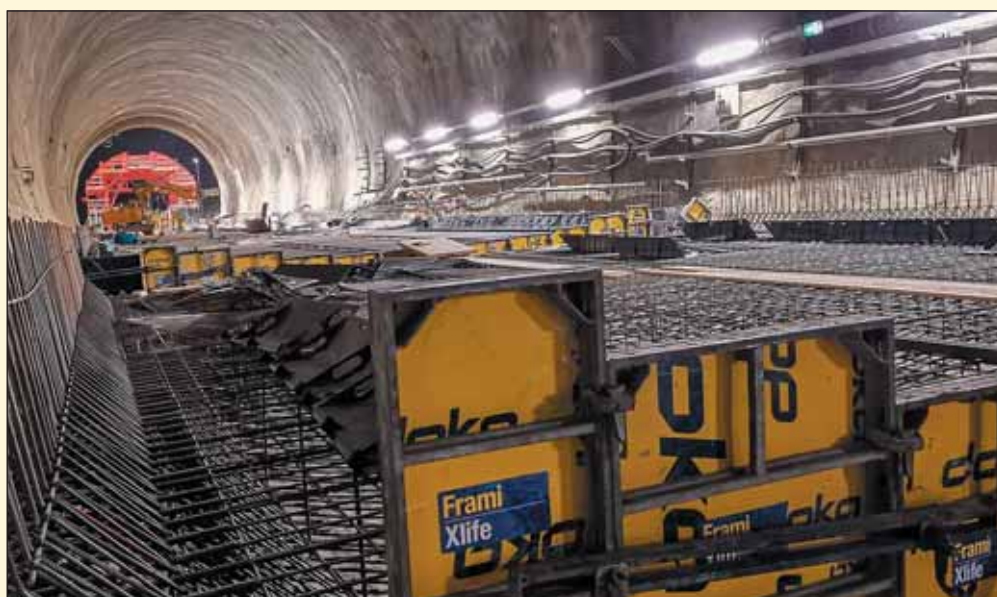
I na jižním tunelu probíhá betonáž protiklenby tloušťky 35 cm, v polovině října 2022 probíhala betonáž protiklenby č. 11 a 12. V tomto měsíci byla zahájena montáž hydroizolace, poté co byla provedena profilace této tunelové trouby. U východního portálu zároveň probíhá montáž bednicího vozu (dodavatel z Turecka) a plošiny pro realizaci výztuže. V definitivním nasazení budou na stavbě probíhat betonáže se dvěma bednicími

vozy a vlastními kapacitami firem ze sdružení. Byla tímto definitivně odmítnuta varianta realizace sekundárního ostění poddodavatelem sdružení.

Celkem váží bednicí vozy 140 tun, délka bednicího vozu je 12,5 m, pro vlastní betonáž disponují 28 otvorů ve třech úrovních a 78 ks vibrátorů. Celá sestava bude ještě doplněna samozřejmě šestimetrovou plošinou pro montáž izolace a jak je již zmíněno výše i 12,5m plošinou pro montáž výztuže a plošinou pro ošetřování betonů po odsunutí bednicího vozu.

Předpokládá se betonáž tří bloků sekundárního ostění za týden, se zahájením betonáží koncem října případně začátkem listopadu.

Pro přesné usazení chrániček a dalšího vybavení tunelů před za-



Obr. 2 Armatura protiklenby
Fig. 2 Invert reinforcement

hájením betonáží se s úspěchem používá metoda BIM, kterou se sdružení rozhodlo využít jak z hlediska inovace stavebních postupů, tak i z pohledu provozování tunelů budoucím správcem stavby.

Za řízení celého tunelu bude zodpovídat systém SCADA, u kterého právě probíhá programování v těsné součinnosti s budoucím provozovatelem – předpokládáme, že první testy proběhnou začátkem příštího roku ovšem zatím jen na serverech v „laboratorních“ podmínkách.

Ing. JAN FRANTL,
jfrantl@subterra.cz,
Ing. GERGELY BÖLCSKEI,
Gergely.Bolcskei@subterraraab.hu

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

WTC 2022 V KODANI
WTC 2022 IN COPENHAGEN

The World Tunnel Congress (WTC) took place in Copenhagen, Denmark from 2 to 8 September 2022. The first part of the congress was the so-called Training Session; these courses included the topics of sustainability, innovative use of underground space, floated-in tunnels and mechanised tunnelling. The second part of the congress was opened with plenary lectures, the so-called keynote lectures and a lecture in honour of Sir Alan Muir-Wood (founding president of ITA). This year's Muir-Wood lecture was delivered by Mr. Tom Melbye from Normet on the topic "Wet-mix Sprayed Concrete: A modern support method in Tunnelling and mining". The congress program also included several technical sections: the BIM, contractual relationships practice, conventional tunnelling, design, groundwater inflow control, mechanised tunnelling, cut-and-cover tunnels, operation and maintenance, operational safety of underground structures and floated-in tunnels. The last part of the congress was the possibility of taking an excursion to, for example, the construction of the M4 subway line in Copenhagen, or to the construction site of the Fehrmanbelt floated-in tunnel. As part of the General

Assembly of the International Tunnelling Association (ITA), the new Executive Council of the Association (Ex-Co) and the new ITA President Prof. Arnold Dix from Australia were elected. ITA Young Members also had their general meeting where new management members were elected. Alex Nowak La Flor from Brazil was elected chairman of the group of young tunnellers within the ITA.

Světová tunelářská konference (WTC) se uskutečnila tento rok v Kodani v Dánsku mezi 2. a 8. zářím. Konference byla rozdělena do několika částí. První částí byla tzv. Training session, která se zaměřuje na rozvíjení znalostí účastníků formou kurzů. Sekce kurzů obsahovaly následující témata: udržitelnost, inovativní využití podzemního prostoru, naplavované tunely a mechanizované tunelování.

Druhá část konference s hlavními bloky přednášek trvala tři dny. Tato část byla otevřena plenárními přednáškami, tzv. keynote lectures a přednáškou na počest sira Alana Muir-Wooda (základajícího prezidenta ITA). Letošní Muir-Wood lecture měl tu čest přednést pan Tom Melbye z firmy Normet na téma „Wet-mix Sprayed Concrete: A modern support method in Tunnelling and mining“. V přednášce byl shrnut dosavadní vývoj technologie stříkaného betonu. Autor v přednášce jmenoval základní faktory pro úspěšnou aplikaci stříkaného betonu: trvanlivost stříkaného betonu, výkonné vybavení pro jeho aplikaci, vyškolený personál a návrh betonu na základě moderních specifikací. Ve své přednášce zmínil, že při použití ostění ze stříkaného betonu je jeho nízkoemisní provedení ve výsledku levnější než tradiční („A low carbon solution is a cheaper solution than traditional“). Tvrzení doplnil otázkou, proč to levnější řešení tedy nevyužívat? Budoucnost stříkaného betonu pak vidí v nahrazení cementu geopolymery a v redukci používání ocelové výztuže.

Na programu konference bylo několik technických sekcí: BIM, praxe smluvních vztahů, konvenční tunelování, projektování, kontrola přítoků podzemní vody, mechanizované tunelování, hloubené tunely, provoz a údržba, provozní bezpečnost podzemních staveb a naplavované tunely. V rámci technických sekcí pak vystoupili dva zástupci z ČR. Jiří Horčíčka z Metrostav Norge přednesl prezentaci na téma „Metro in Stockholm – Rock splitting method“. Dále pak Zdeněk Žižka z METROPROJEKTU Praha a.s. prezentoval dvě přednášky s názvy: „Route selection for a railway tunnel in the centre of Prague“ a „Recommendations for efficient face support in slurry shield Tunnelling“.

Poslední částí konference byla možnost absolvování exkurze např. na výstavbu metra M4 v Kodani, které již bylo skoro hotové, nebo na staveniště Fehrmanbeltského naplavovaného tunelu.

V rámci valného shromáždění Mezinárodní tunelářské asociace (ITA) byla zvolena nová výkonná rada asociace (Ex-Co) a její nový prezident. Novým prezidentem se stal prof. Arnold Dix z Austrálie. Prof. Dix komentoval svou agendu v čele ITA následovně: „ITA urychluje svou reakci na výzvy klimatické



foto Ing. Hrdina photo Ing. Hrdina

Obr. 1 Upoutávka na konferenci PS Praha 2023 na WTC 2022

Fig. 1 Blurb about PS Prague 2023 conference published at WTC 2022 Conference

nouze a udržitelnosti prostřednictvím svých publikací, komunikace, výuky, vývoje produktů a programů spolupráce. Vytváříme první nástroj pro indexování udržitelnosti na světě speciálně určený pro podzemní stavby, dokonce plánujeme vytvořit i nový typ kontraktů pro zhotovení podzemních staveb zohledňující tyto aspekty. Nesnažíme se pouze obhajovat vyšší vhodnost podzemních řešení čelit mnoha nejnáléhavějším společenským, ekonomickým a ekologickým výzvám lidstva – vytváříme právní a administrativní nástroje, abychom to mohli uskutečnit ještě udržitelnějším způsobem.“ Cílem k dosažení trvalé udržitelnosti podzemních staveb s ohledem na klima je podle mého názoru zejména jejich zjednodušení a s tím související zlevnění s redukcí použití energeticky náročných materiálů. Tyto aspekty by měly být moderním návrhem podzemní stavby do budoucna co nejvíce akcentovány. Zvláště v době, kdy je třeba hledat na všech frontách úspory a stavební materiál je drahý, se jedná o „win-win“ řešení.

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 3/2022 TUNNEL AFTERNOON 3/2022

The third Tunnel Afternoon in 2022 took place on Wednesday, September 14, 2022 in the Metrostav Group Education Centre. The theme was Reconstruction of railway tunnels. During the seminar, several lectures were given – introduction to the topic – Reconstruction of railway tunnels in the Czech Republic – basic information of the operator, then the reconstructions already carried out were presented – Podhradský tunel, further on tunnels in the Adamov – Blansko section, railway tunnels – foreign practice, tunnel Arosa, Switzerland. Then attention was paid to the upcoming reconstruction of the tunnels on the Tanvald – Kořenov line and the Dolnolučanský tunel. Almost all presentations can be found at www.ita-aites.cz.

Třetí Tunelářské odpoledne roku 2022 se uskutečnilo ve středu 14. září 2022 v Centru vzdělávání Skupiny Metrostav. Tématem byly **Rekonstrukce železničních tunelů**.

Úvodní přednášku připravila a on-line přednesla Ing. Hana Ponczová (Správa železnic, s.o.) na téma **Rekonstrukce železničních tunelů v ČR – základní informace provozovatele**. Shrnula tunely, které jsou v síti Správy železnic – podle stavebního stavu, typu ostění a stáří. Věnovala se podrobněji popisu Harrachovského, Domašovského, Jívovského, Pavlovického a Sedlejovického tunelu – jejich proběhlé rekonstrukci. V další části popsala železniční tunely, které právě procházejí rekonstrukcí – Blanenské tunely, Děčínský tunel. Zhodnotila řešení rekonstrukcí, účinnost jednotlivých postupů při rekonstrukcích.

Následovala přednáška Ing. Alice Žittové (AMBERG Engineering Brno, a.s.) **Rekonstrukce Podhradského tunelu**. Uvedla základní informace, projektové, přípravné a průzkumné práce, hlavní cíle a rozsah rekonstrukce.

Další blok přednášek byl nazvaný **Rekonstrukce tunelů v úseku Adamov – Blansko**. Ing. Petr Kácal (Správa železnic, s.o.) zaměřil pozornost na rekonstrukci tohoto úseku z hlediska investora, Ing. Jiří Umlauf (AMBERG Engineering Brno, a.s.) z hlediska projektanta (přednášku připravil spolu s kolegou Ing. Lumírem Klišem), Ing. Tomáš Just (OHLA ŽS, a.s.) z pohledu zhotovitele a Ing. Jakub Nosek, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o.)

ITA Young members měli rovněž své valné shromáždění, kde byli zvoleni noví členové vedení. Předsedou skupiny mladých tunelářů v rámci ITA byl zvolen Alex Nowak La Flor z Brazílie. Young Members měli v rámci konference vyčleněnou vlastní technickou sekci, která byla doplněna společenským večerem.

Návštěva Kodaně byla zajímavá nejen z profesního tunelářského hlediska, ale i z hlediska možnosti vidět dopravní systém moderního města. Multimodální systém veřejné dopravy v Kodani zejména se zapojením cyklistiky je podle mého názoru v praxi velmi efektivní. Závěrem bych chtěl poděkovat společnosti METROPROJEKT Praha a.s., která mi umožnila účast na konferenci.

*Dr.-Ing. ZDENĚK ŽIŽKA,
METROPROJEKT Praha a.s.*

představil zajímavé informace z pohledu stavebního dozoru prováděných rekonstrukcí pěti železničních tunelů. Nejnáročnější je rekonstrukce jednokolejného tunelu Blanenský č. 8/2, který byl postaven v letech 1988–1992 prstencovou metodou. Problémem byly mj. průsaky do tunelu a zaledňování (jako ostatně u většiny zmíněných rekonstrukcí).

Po přestávce vystoupili opět zástupci společnosti AMBERG Engineering Brno, a.s. s další zajímavou přednáškou – **Rekonstrukce železničních tunelů – zahraniční praxe, tunel Arosa, Švýcarsko**. Ing. Vlastimil Horák popsal hlavní důvody sanace železničních tunelů ve Švýcarsku, klasické metody rekonstrukcí, zvětšování profilu za provozu, možnosti prefabrikace. Dále byla pozornost již věnována tunelu Arosa, průběh rekonstrukce tohoto tunelu představila Ing. Veronika Kočičková.

Ing. Martin Svoboda (SAGASTA s.r.o.) prezentoval **Připravovanou rekonstrukci tunelů na trati Tanvald – Kořenov**. Plánované opravy budou zahrnovat celkem čtyři tunely – Žďárský, Densenský, Dolnopolubenský a Polubenský. U všech byli posluchači seznámeni se zjištěným stavem a navrženými opatřeními.

Poslední přednášku přichystal (spolu se svým kolegou Ing. Liborem Maříkem) také Ing. Martin Svoboda (SAGASTA s.r.o.) na téma **Připravovaná kompletní rekonstrukce Dolnolučanského tunelu**. Opět popsal základní informace a požadavky na technické řešení, výsledky stavebně-technického průzkumu, přehled navržených variant, vypořádání se s požadavkem na zajištění elektrifikace a další.

Poděkování patří všem přednášejícím i prof. Ing. Matouši Hilariovi, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o. a FSv ČVUT), který přednášky zorganizoval (spolu s Ing. Liborem Maříkem a Ing. Jakubem Noskem, Ph.D.) a celé Tunelářské odpoledne moderoval. Na místě se zúčastnilo okolo 30 lidí. Tunelářské odpoledne bylo možné již tradičně sledovat on-line, celkem se připojil téměř dvojnásobek dalších posluchačů. Téměř všechny prezentace lze nalézt na www.ita-aites.cz.

*Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
CZTA ITA-AITES, z. s.*

KONFERENCE GEOTECHNIKA 2022 GEOTECHNICAL CONFERENCE 2022

On 15–16 September 2022, the traditional conference Geotechnics 2022 was held in Beskydy Mountains again after two years. This year's 18th conference was organised by the Department of Geotechnics of the Faculty of Civil Engineering VŠB-TU Ostrava and Minova Bohemia s.r.o.

Ve dnech 15.–16. 9. 2022 se konala v Beskydech opět po dvou letech tradiční konference Geotechnika 2022. Letošní 18. ročník konference nebyl organizován pouze Katedrou geotechniky Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava, jako tomu bylo dříve, ale spoluorganizátorem byla i firma Minova Bohemia s.r.o. Důvodem této změny bylo letošní propojení konference s tematikou semináře zaměřeného na zpeňování, těsnění a kotvení horninového masivu

a stavebních konstrukcí, který oba partneři dlouhodobě organizovali společně v únorovém termínu a který v posledních třech letech nemohl být z důvodu protiepidemiologických opatření realizován.

Konference se účastnilo cca 100 účastníků z řad zástupců českých a slovenských firem, vysokých škol i dalších akademických pracovišť. V úvodu konference zástupci stavebních fakult v Ostravě a Praze prezentovali zaměření svých pedagogických i vědeckovýzkumných aktivit. Následoval blok přednášek věnovaný problematice geotechnického a inženýrskogeologického průzkumu, ve kterém vyvolal diskusi zejména příspěvek doc. Rozsypala, věnovaný kontextu průzkumů s Eurokódem 7. Jako již tradičně byl zajímavý příspěvek prof. Hully ze Slovenské technické univerzity, zaměřený na problematiku zakládání vysokých budov v Bratislavě. Pro české geotechniky netradiční pohled na problémy geotechnika na stavbách letišť v Senegalu přednesl zástupce firmy SAFETY PRO s.r.o. Tato firma připravila rovněž příspěvek zaměřený na chemickou úpravu podloží pro výstavbu haly s využitím směsného pojiva Geosol. Vybrané inovativní geotechnické konstrukce a systémy používané v Evropě představil příspěvek firmy Maccaferri Central Europe. V odpolední části programu zazněly pod vedením zástupců firmy Minova Bohemia s.r.o. příspěvky zaměřené na realizaci a výsledky pokusných horninových injektáží stanice metra Pankrác D (METROPROJEKT Praha a.s.), na použití syntetických pryskyřic při stabilizaci podloží dopravních staveb (Minova Bohemia s.r.o.), zajištění výkopové jámy MVE Papouščí skála (Minova Bohemia s.r.o). Malou hydraulickou vrtací soupravu pro instalaci zavrtávacích kotev představil ve svém příspěvku Ing. Pasternák z firmy INGSTAV GV s.r.o. Účastníky zaujal i příspěvek přednesený Ing. Lacinou zaměřený na využití kombinace tyčových a pramencových kotev



Obr. 1 Konference Geotechnika 2022
Fig. 1 Geotechnical Conference 2022

pro zajištění skalních svahů na stavbě velkého městského okruhu v Brně. Propojení praxe a akademického výzkumu dokumentoval příspěvek autorského kolektivu z VŠB-TU Ostrava zabývající se návrhem metod detekce dopadu do záchytných plotů s využitím metody strojového učení. Jediným příspěvkem s hornickou problematikou byl příspěvek přednesený Ing. Čadou (Minova Bohemia s.r.o. a Diamo s.p.) věnovaný aktuální problematice spojené s bezpečnou a efektivní těžbou karbonského plynu při přípravě technické likvidace Dolu Paskov.

V rámci pátečního jednání konference zazněly příspěvky zaměřené na svahové nestability na podkrušnohorské železnici (Správa železnic), na trati Horní Lideč – Valašská Polanka (Správa železnic), na úseku dálnice D1 v úseku Hubová – Ivachnová na Slovensku (AMBERG ENGINEERING Brno, a.s.).

Závěrečná část konference byla věnována problémům spojeným s výstavbou a rekonstrukcemi tunelů. Zástupci firmy AMBERG ENGINEERING Brno a.s. prezentovali příspěvek věnovaný vybraným problémům spojeným s rekonstrukcí Novohradského tunelu na trase Brno – Česká Třebová (podcházení vodovodu, zajištění nestabilního portálového svahu a návrh klenby sekundárního ostění z prostého betonu), firma Subterra a.s. připravila příspěvek zaměřený na rekonstrukci čtyř Blanenských železničních tunelů, firma SATRA spol. s r.o. pak prezentovala posouzení vlivu zástavby nad tunelem Mrázovka. Problémy spojené s výstavbou tunelu Kramer v obtížných geologických podmínkách silně zvodnělého sesuvného pásma prezentovali zástupci firmy Subterra a.s. Projekčním řešením Němčického tunelu, včetně problematiky aerodynamických efektů a odolnosti vůči účinkům požáru, se zabýval příspěvek přednesený zástupkyní firmy METROPROJEKT Praha a.s. Příspěvek autorského kolektivu ČVUT se věnoval využití informací získávaných v rámci všech fází

životního cyklu tunelu od projektu až po jeho provozování s cílem snazší identifikace příčin možných vad a omezení rizika jejich vzniku.

Chováním křehkých hornin a stanovením zón porušení v okolí tunelů indukovaných jejich ražbou se zabýval jak příspěvek Mgr. Sysala z Ústavu geoniky AV ČR Ostrava, tak i poster zpracovaný kolektivem autorů z Katedry geotechniky a podzemního stavitelství Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava. Kolektiv výše uvedené katedry připravil rovněž posterové prezentace zaměřené na experimentální stanovení modulu smykové deformace mezi zeminou a pláštěm mikropiloty, na využití optovláknových systémů v geo-

technickém monitoringu, na optimalizaci vrтанého tepelného výměníku, na termomechanické zatížení energetické piloty a poruchy zemního tělesa železniční trati.

Těšíme se, že se za dva roky opět setkáme v krásném prostředí Beskyd a budeme mít opět možnost vyměnit si své zkušenosti a poznatky z řešení mnohdy velmi komplikovaných geotechnických problémů.

*doc. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz,
Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava*

XVI. HYDROGEOLOGICKÝ A IV. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ KONGRES XVITH HYDROGEOLOGICAL AND IVTH ENGINEERING GEOLOGICAL CONGRESS

The sixteenth hydrogeological and fourth engineering geological congress took place in Ústí nad Labem from September 6 to 9, 2022. The meeting took place in the modern premises of the Jan Evangelista Purkyně University campus. The event was organised by the Czech Association of Hydrogeologists and the Czech Association of Engineering Geologists. The event was attended by more than 340 professionals from the Czech Republic and Slovakia. There were almost 100 oral presentations in 14 sections and around 20 posters were presented. During the congress, technical topics were discussed, attention was also paid to legislative issues, professional ethics and further direction of geological and hydrogeological associations. Excursions were also part of the professional program. The goal of the engineering geological excursion was the Stadice landslide. The hydrogeological excursion to the Brná swimming pool with geothermal water and important water resources of Velké Žernoseky and Vlastislav. The next meeting of hydrogeologists and engineering geologists is scheduled for 2026.

Ve dnech 6. až 9. září 2022 proběhl v Ústí nad Labem šestnáctý hydrogeologický a čtvrtý inženýrskogeologický kongres. Setkání se konalo v moderních prostorách kampusu Univerzity Jana Evangelisty Purkyně. Akci pořádaly Česká asociace hydrogeologů a Česká asociace inženýrských geologů pod záštitou ředitele České geologické služby Zdeňka Venery a ředitele Výzkumného ústavu vodohospodářského T. G. Masaryka, v.v.i. Tomáše Urbana.

Poslední kongresy proběhly v roce 2017 a letos bylo na všech účastnících patrné, jak moc jsou rádi, že se mohou opět potkat a odborně i čistě lidsky diskutovat.

Akce se zúčastnilo více než 340 odborníků z České republiky a Slovenska. Zaznělo bezmála 100 ústních příspěvků ve 14 sekcích. Dále bylo prezentováno okolo 20 posterů.

Sekce nerámovala čistě technická témata, pozornost byla věnována i otázkám legislativním, profesní etiky a dalšího směřování geologických a hydrogeologických asociací.

Předána byla též profesní ocenění za celoživotní přínos – v inženýrské geologii byly Cenou akademika Quida Záruby oceněny Anna Abramčuková a Jitka Dvořáková, v hydrogeologii si odnesli Cenu profesora Oty Hynie Zbyněk Hrkal, Vojtěch Kněžek, František Pastuszek, Josef Slavík a Daniel Smutek.

Součástí odborného programu byly i exkurze. Inženýrskogeologická měla za cíl sesuv Stadice. (Po 54 letech tak došlo naplnění cíle světového Geologického kongresu konaného v srpnu 1968 v Československu, kde byla právě tato exkurze naplánována, leč invaze vojsk Varšavské smlouvy to zhatila.) Účastníci hydrogeologické exkurze navštívili koupaliště Brná s geotermální vodou a významné vodárenské zdroje Velké Žernoseky a Vlastislav.

Na závěr setkání hydrogeologů a inženýrských geologů přijali jeho účastníci společnou Deklaraci, v níž upozorňují na neuspokojivý stav oborů aplikované geologie a apelují na potřebu zvýšit kvalitu geologických prací, na nutnost zlepšit a rozšířit výchovu mladé generace v aplikované geologii na vysokých školách. Dále vyzývají k užší spolupráci s ostatními profesními organizacemi a Ministerstvem životního prostředí. Konečným cílem by mělo být vytvoření profesní komory geologů, obdoby České komory autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě.

Kompletní informace o obou kongresech, vč. příspěvků, prezentací a textu Deklarace jsou k dispozici na webu <https://hgig.cz>.

Další setkání hydrogeologů a inženýrských geologů je naplánováno na rok 2026.

*TOMÁŠ EBERMANN,
GEOtest, a.s., člen redakční rady*

KONFERENCE O BEZVÝKOPOVÝCH TECHNOLOGIÍCH TRENCHLESS TECHNOLOGY CONFERENCE

On September 13 and 14, 2022, the 27th Trenchless Technology Conference was held in Loučná nad Desnou under the auspices of the mayor. The conference was attended by more than 20

companies and 130 participants from the Czech Republic, Slovakia and Poland. More than 12 companies presented their services at the exhibition, which was part of the conference.

Ve dnech 13. a 14. září 2022 se v Loučné nad Desnou konala pod záštitou starostky 27. Konference o bezvýkopových technologiích. Konference se zúčastnilo více než 20 firem a 130 účastníků z České republiky, Slovenska a Polska. Na výstavě, která byla součástí konference, své služby prezentovalo více než 12 firem.

První den konference bylo prezentováno celkem 10 příspěvků, mezi kterými byly i příspěvky na téma mikrotunelování ať již v Ostravě, anebo v Českých Budějovicích. Přednášející z řad

správce sítí (BVK) prezentovali velmi zajímavé zkušenosti spojené s provozováním jejich infrastruktury v Brně.

Závěrem prvního dne se konala valná hromada Společnosti pro bezvýkopové technologie, druhý den byl vyhrazen pro velmi zajímavou odbornou exkurzi na přečerpávací elektrárnu Dlouhé stráně, jejíž horní nádrž a celý podzemní ražený komplex patří k „perlám“ českého stavebnictví.

Ing. FRANTL JAN, jfrantl@subterra.cz

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLIC CURRENT NEWS IN UNDERGROUND CONSTRUCTION IN THE CZECH REPUBLIC AND SLOVAK REPUBLIC

ČESKÁ REPUBLIKA

METRO D – NOVÁ LINKA PRAŽSKÉHO METRA

Stavba prvního provozního úseku pražského metra I.D Pankrác – Olbrachtova se stavební délkou 1296 m a dvěma raženými stanicemi má od svého zahájení v dubnu 2022 rázně pokročeno. Úspěšný vývoj realizace projektu totiž můžeme pozorovat a dokladovat hned v několika jeho segmentech.

V legislativní části vydalo příslušné Ministerstvo dopravy finální rozhodnutí se zamítnutím odvolání Pankrácké společnosti na vydání chybějícího stavebního povolení ve věci zřízení zařízení staveniště pro výstavbu stanice Olbrachtova, tím tak mohlo toto stavební povolení nabýt v srpnu právní moci a stanice Olbrachtova tak i plnou volnost pro plné rozvinutí příslušné stavební činnosti.

Na povrchu je dnes na mnoha stavebních plochách zřetelně viditelná čilá stavební aktivita, kde například úspěšně probíhají

THE CZECH REPUBLIC

METRO D – NEW LINE OF PRAGUE METRO

The construction of the first operational section of the Prague metro ID Pankrác – Olbrachtova with a construction length of 1,296m and two mined stations has made significant progress since its start in April 2022. We can observe and document the successful development of the project in several of its segments.

In the legislative part, the competent Ministry of Transport issued a final decision rejecting the Pankrácká Společnost z.s. appeal for the issuance of the missing building permit in the matter of the establishment of construction site facilities for the construction of the Olbrachtova station, thus this construction permit could acquire legal force in August and the Olbrachtova station thus obtain full freedom for full development of the relevant construction activity.

On the surface, active construction work is clearly visible on many construction sites today, where, for example, the necessary relocation of a number of engineering networks or the excavation of shafts or construction pits are successfully underway, where piles and strutted sheeting of the future northern concourse as well as the relevant hoisting shaft have already been completed at the Olbrachtova station.

A special operation was the preventive stabilisation of the bridge structure in Ulice 5. Května Street using steel structures, due to the excavations taking place underground here (see Fig. 1).

The main activity taking place on the surface in the site arrangement areas is, however, activities for supporting excavations taking place underground. We are happy that, as of today, the scope and volume of the currently finished excavation continue to be successfully expanded (see Fig. 2).



Obr. 1 Příprava pro preventivní zajištění mostní konstrukce z důvodu probíhajících ražeb
Fig. 1 Preparation for preventative stabilisation of the bridge structure due to ongoing excavation

potřebné přeložky řady inženýrských sítí nebo hloubení šachet či stavebních jam, kde u stanice Olbrachtova byly již takto kompletně provedeny piloty a záporové pažení budoucího vestibulu sever a také příslušné těžní jámy.

Speciální operací pak bylo provedení preventivního zajištění mostní konstrukce v Ulici 5. května pomocí ocelových konstrukcí, a to z důvodu v podzemí zde probíhajících ražeb (obr. 1).

Hlavní činností probíhající na povrchu v plochách zařízení staveniště je ovšem podpora pro zajištění ražeb probíhajících v podzemí. Máme radost, že rozsah a objem současně prováděných ražeb se k dnešnímu datu i nadále úspěšně rozšiřuje (obr. 2).

Ze staveniště PAD1b bylo k říjnu tohoto roku vyraženo cca 130 m plného profilu přístupové štoly do stanice Pankrác včetně provádění účelově volených průzkumných vrtů (obr. 3).

Z těžní šachty staveniště VOOL umístěné přibližně v polovině mezistaničního úseku bylo vyraženo směrem ke stanici Pankrác cca 125 m a směrem ke stanici Olbrachtova cca 90 m budoucího dvoukolejného tunelu (obr. 4).

Dobrým předpokladem pro naplnění realizačního cíle a uvedení do provozu celého úseku metra z Pankráce do Písnice je probíhající výběrové řízení na zhotovitele stavby a dodavatele geomonitoringu stavební části úseku Olbrachtova (mimo) – Nové Dvory vč. traťových tunelů z Písnice projektu Metro D. Podle zadání zadavatele stavby by měly být nabídky zhotovitelů podány do konce roku 2022.

Již současně prováděné práce na úseku Pankrác – Olbrachtova realizačním sdružením firem Subterra – Hochtief – Strabag pod dohledem technického dozoru společnosti Inženýring dopravních staveb a.s. zadavatele stavby Dopravního podniku hl. m. Prahy se tedy úspěšně rozvíjejí a doufejme, že tomu tak bude i nadále. Takže již tradičně a na závěr příspěvku projektu Metro D, zdař bůh!

*Ing. BORIS ŠEBESTA, borissebesta61@gmail.com,
Ing. MICHAL ŠERÁK, serak@idspraha.cz*



*Obr. 2 Těžní šachta sloužící k podpoře zde prováděných ražeb
Fig. 2 Hoisting shaft used for supporting the excavation being carried out in this place*

From the construction site PAD1b, ca 130m of the full profile of the access tunnel to the Pankrác station was excavated by October of this year, including drilling of exploratory boreholes selected on purpose (see Fig. 3).

From the mining shaft of the VOOL construction site located approximately in the middle of the inter-station section, about 125m of the future double-track tunnel have been excavated in the direction of the Pankrác station and about 90m in the direction of the Olbrachtova station (see Fig. 4)

A good prerequisite for the fulfilment of the construction goal and the commissioning of the entire metro section from Pankrác to Písnice is the ongoing tender process for selection of the construction contractor and supplier of geomonitoring for the civil engineering part of the Olbrachtova (with the exception) – Nové Dvory section, including the running tunnels from Písnice of the Metro D project. According to the specifications of the contracting authority, the contractors'



*Obr. 3 Provádění ražeb přístupové štoly do stanice Pankrác
Fig. 3 Excavation of access gallery to Pankrác station*



Obr. 4 Provádění ražeb části profilu budoucího dvoukolejného tunelu
Fig. 4 Excavation of a part of a future double-track tunnel

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNELY NA DIAĽNIČNEJ SIETI

Tunel Bikoš

Práce na stavbe úseku rýchlostnej cesty R4 Prešov, severný obchvat, I. etapa pokračujú v súlade so zmluvným harmonogramom. Súčasťou úseku je dvoj Rúrový tunel Bikoš dĺžky 1155 m.

Stavebné práce v tuneli Bikoš sú v októbri 2022 prakticky ukončené betonážou krytu vozovky a nátermi stien tunela. Montáže technologického vybavenia v tunelových rúrach začnú začiatkom novembra, v priebehu novembra bude na montáž technologického vybavenia odovzdaný aj objekt technologickej centrály.

Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností Váhostav-SK, a.s. a TuCon, a.s. Predpokladané ukončenie rýchlostnej cesty a jej uvedenie do prevádzky sa očakáva v júli 2023.

Tunel Čebrať

Práce na výstavbe tunela Čebrať boli po niekoľkomesačnom prerušení obnovené v mesiaci september. V južnej tunelovej rúre je v polovici októbra zo strany východného portálu vyrazených 3602 m, zo strany západného portálu je vyrazených 12 m pod mikropilotovým dáždnikom (obr. 5), na prerazenie v kalote teda zostáva posledných 20 m. Z oboch čelieb sa razí vo vystrojovacej triede 7 s mikropilotovým dáždnikom. Stupeň a protiklenba sú dotiahnuté ku kalote na čo najbližšiu vzdialenosť. V južnej rúre boli tiež obnovené práce na sekundárnom ostení, betonáži horných klenieb (obr. 6).

V severnej tunelovej rúre je vyrazených 3527 m, zatiaľ sa razí zo strany východného portálu, ostáva ešte 91 m na prerazenie. Razenie zo západného portálu sa rozbehne až po prerazení južnej tunelovej rúry. Opätovný rozbeh betonáže sekundárneho ostenia v severnej tunelovej rúre sa pripravuje.

Tunel Čebrať s dĺžkou 3,6 km je súčasťou úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová. Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností OHLA ŽS, a.s., a Váhostav-SK, a.s.

bids should be submitted by the end of 2022.

The work already being carried out on the Pankrác – Olbrachtova section by the construction consortium of the companies Subterra – Hochtief – Strabag under the technical supervision conducted by the technical supervision of Inženýring dopravných stavieb a.s. of the Prague Public Transit Company Inc., the contracting authority, are therefore developing successfully and we hope that this will continue to be the case. So, traditionally and at the end of the Metro D project, God speed!

*Ing. BORIS ŠEBESTA,
borissebesta61@gmail.com,
Ing. MICHAL ŠERÁK,
serak@idspraha.cz*

SLOVAK REPUBLIC

TUNNELS ON MOTORWAY NETWORK

Bikoš tunnel

Work on the construction of the R4 fast highway section Prešov, northern bypass, stage I continues in accordance with the contractual schedule. The 1155m long Bikoš double-tube tunnel is part of the section.

Civil engineering operations in the Bikoš tunnel were practically completed in October 2022 with the concreting of the road cover and painting of the tunnel walls. Installation of the tunnel equipment in the tunnel tubes will start at the beginning of November; during November the object of the technical centre will also be handed over for the installation of the technical equipment.

The construction contractor is the consortium formed by the companies of Váhostav-SK, a.s. and TuCon, a.s. The estimated completion of the fast highway and its commissioning is expected in July 2023.

Čebrať tunnel

Work on the construction of the Čebrať tunnel was resumed in September after a several-month interruption. In the southern tunnel tube, 3602m were driven from the eastern portal side in mid-October, 12m were driven from the western portal side under the canopy tube pre-support (see Fig. 5), so the last 20m remain to be driven in the top heading. Both excavation faces are driven in support class 7 with a canopy tube pre-support. The bench and invert are kept at the closest possible distance from the top heading. In the southern tube, work has also been renewed on the secondary lining and concreting of the upper vaults (see Fig. 6).

In the northern tunnel tube, 3,527m of excavation have been completed; so far the excavation proceeds from the eastern portal side and 91m remain to the southern tunnel tube breakthrough. The restart of concreting of the secondary lining in the northern tunnel tube is being prepared.

The Čebrať tunnel with a length of 3.6km is part of the the



Obr. 5 Západný portál tunela Čebrať, vrtanie 2. mikropilotového dáždnika v južnej tunelovej rúre
Fig. 5 Western portal of Čebrať tunnel, including 2nd canopy tube presupport in the southern tunnel tube



Obr. 6 Debniaci voz pre sekundárne ostenie v južnej tunelovej rúre tunela Čebrať
Fig. 6 Tunnel form traveller for secondary lining in the southern tube of the Čebrať tunnel

Tunel Višňové

Tunel Višňové s dĺžkou 7450 m je súčasťou úseku diaľnice D1 Lietavská Lúčka – Dubná Skala a jeho zhotoviteľom je združenie „SKANSKA-VIŠŇOVÉ“. V priebehu októbra 2022 sa na tuneli ukončujú práce na realizácii primárneho a sekundárneho ostenia v tunelových rúrach (obr. 7) a aj pričných prepojeniach.

Celkovo bolo na tuneli Višňové nasadených 5 debniacich vozíkov (3 menšie bez medzistropu a 2 väčšie s medzistropom). Z tohto počtu momentálne pracujú už len dva väčšie vozíky s medzistropom na východnom portáli tunela. Jeden debniaci voz bol demontovaný.

Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway. The construction contractor is consortium formed by the companies of OHLA ŽS, a.s., and Váhostav-SK, a.s.

Višňové tunnel

The Višňové tunnel with the total length of 7450m is part of the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section of the D1 motorway and the „SKANSKA-VIŠŇOVÉ“ consortium is the contractor for the construction. During October 2022, work on the installation of the primary and secondary linings in the tunnel tubes (see Fig. 7) and the cross passages will be completed in the tunnel.

A total of 5 form travellers were deployed in the Višňové tunnel (3 smaller ones without an intermediate deck and 2 larger ones with an intermediate deck). Of this number, only two larger traveller forms with a deck are currently working at the eastern portal of the tunnel. One formwork has been dismantled.

On the installation of the secondary lining in the emergency bays, work is being completed on the last 4 of the total number of 20 bays. In the emergency bays NZ-3J and NZ-3S, the secondary lining is being carried out using a slipform system in three steps – 2x side wall and the bay upper vault itself.

The grouting of the top of the upper vault continues on the finished blocks of the secondary lining. The grouting of the top of the vault is finished at 85% of the total length of the tunnel tubes. On the secondary lining, work further continues on concreting the nib for the pavement cover plates, repair and finishing work, work on the repairs of the secondary lining surface and on the rehabilitation of the upper vault blocks. Work is being prepared for the placing of slotted drain pipes.

Work is in full swing on concreting the sub-grade in both tunnel tubes. About 53,000m³ of muck were removed from the tunnel and about 15,000m³ of tunnel mass fill concrete were placed. These operations require precise planning of the logistics of the work in the tunnel so that the construction schedule of the other tunnel objects is not disturbed. In the northern tunnel tube, repair work also continues on the external side drainage.

At the western portal of the tunnel, a utility tunnel has been carried out, including its backfilling (see Fig. 8), the entrance staircase to the utility tunnel is under construction, and the construction of cable shafts KZŠ1 and KZŠ2 is being prepared. The thermal insulation of

Na realizácii sekundárneho ostenia núdzových zálivov sa ukončujú práce na posledných 4 z celkového počtu 20. V núdzových zálivoch NZ-3J a NZ-3S sa sekundárne ostenie realizuje posuvným systémovým debnením v troch krokoch – 2x bočná stena a samotná klenba zálivu.

Na hotových blokoch sekundárneho ostenia pokračuje injektáž vrchlíka hornej klenby. Hotová injektáž vrchlíka je na 85 % celkovej dĺžky tunelových rúr. Na sekundárnom ostení ďalej prebiehajú práce na betónovaní ozubu pre zákrytové dosky chodníkov, opravné a dokončovacie práce, práce na vyspravení povrchu sekundárneho ostenia a na sanáciách blokov horných klenieb. Pripravujú sa práce na pokládku štrbinových žlabov.

Naplnlo bežia práce na betonáži podkladnej vrstvy pláne vozovky v oboch tunelových rúrach. Z tunela sa podarilo vyvieť cca 53 000 m³ rúbaniny a bolo zrealizovaných cca 15 000 m³ výplňového betónu. Tieto práce si vyžadujú precízne plánovanie logistiky prác v tuneli tak, aby nebol narušený harmonogram výstavby ostatných tunelových objektov. V severnej tunelovej rúre pokračujú opravné práce aj na bočnej rubovej drenáži.

Na západnom portáli tunela sa zrealizoval kolektor vrátane jeho presypania (obr. 8), realizuje sa vstupné schodisko do kolektora a pripravuje sa realizácia káblových šácht KZŠ1 a KZŠ2. Prevádzkovo-technologický objekt (PTO) na západnom portáli je tepelne zaizolovaný vrátane fasády a práce pokračujú vo vnútri objektu na povrchových úpravách stien a na realizácii elektroinštalácie objektu. Na portálových stenách sa realizuje definitívny obklad. Na východnom portáli je pred severnou tunelovou rúrou vybudovaný kolektor a práce pokračujú na stavbe prevádzkovo-technologického objektu (PTO).

Ing. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, DOPRAVOPROJEKT, a.s.,
Ing. IVAN MICHALE, Váhostav-Sk, a.s.,
Ing. RÓBERT ZWILLING, Skanska SK a.s.



Obr. 7 Realizácia sekundárneho ostenia v tuneli Višňové
Fig. 7 Installation of secondary lining in the Višňové tunnel



Obr. 8 Dokončovacie práce na zásype kolektora na západnom portáli tunela Višňové
Fig. 8 Finishing work on the backfill of the utility tunnel at the western portal of the Višňové tunnel

the operations and equipment control building at the western portal has been finished, including the facade, and work continues inside the building on the surface finishes of the walls and the electrical installations in the building. Definitive cladding is being carried out on the portal walls. A utility duct has been built at the eastern portal in front of the northern tunnel tube, and work continues on the construction of the operations and equipment control building.

Ing. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, DOPRAVOPROJEKT, a.s.,
Ing. IVAN MICHALE, Váhostav-Sk, a.s.,
Ing. RÓBERT ZWILLING, Skanska SK a.s.

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

KORESPONDENČNÍ LÍSTEK ZE STAVBY KARAWANKENBAHN CORRESPONDENCE CARD FROM THE KARAWANKENBAHN CONSTRUCTION

From time to time, a collector manages to acquire a small but all the more interesting curiosity related to the object of his interest. Such a thing is also the correspondence card sent in December 1903 from Rosenbachthal – a village at the northern entrance to the (then under construction) Karawanken tunnel in Carinthia – to Vienna. Despite a very brief message (which could also be on the format of the simplest postal stationery) written with an ordinary pencil, far from ideal conditions prevailing on the construction sites of the (state owned) railways in Austria-Hungary are illustrated in an interesting and perhaps even actionable way on this correspondence card, and please, still at the beginning of the 20th century – see Figures 1 and 2.

Sběrateli se čas od času podaří získat drobnou, ale o to zajímavější kuriozitu související s předmětem jeho zájmu. Takovou věcí je i korespondenční lístek zasláný v prosinci roku 1903 z Rosenbachthalu – vesnice při severním vstupu do (tehdy rozestavěného) tunelu Karawanken v Korutanech – do Vídně.

[Železnice Vilach – Rosenbach (a dále tunelem Karawanken k Jesenici ve Slovinsku) je součástí Karawankenbahn, jednokolejné elektrifikované hlavní železnice v Rakouských Korutanech. Dráha byla původně postavená především pro spojení Salzburgu s hlavním rakouským přístavem v Terstu. Stavba byla zahájena 1901, provoz pak 30. 9. 1906. Jedním z podstatných objektů této železnice je 7 976,50 m dlouhý tunel Karawanken, o kterém se v seriálu o tunelových pohlednicích psalo v časopisu Tunel již v č. 1/2016 a 3/2018 – viz].

Přes velmi stručné sdělení (jaké by také na formátu nejprostší poštovní celiny mohlo být) napsané obyčejnou tužkou, se na tomto korespondenčním lístku zajímavým a snad až akčním způsobem ilustrují zdaleka ne ideální poměry panující na stavbách (stát-

ních!) železnic v Rakousko-Uhersku, a to prosím ještě počátkem XX. století – obr. 1 a 2.

Jako adresát je zde uvedený:

*Blahorodec pan Felix Litný
ve Vídni
Pravnik – Universita*

Na druhé straně lístku autor sděluje:

Rosenbachthal 11/12 03

Peter Kokesch to psal kolega

*Milý Svagře!
Srdčně Vás pozdravuji, sděluji Vám
že jsem byl před krátkým časem jednoho
dne přepaden od několika Italianami
kteří mne bez příčiny těžko poranili,
z kterých příčinou Vás prosím mi nějaký
laciný Revolver zaopatřit a mně ho s tím
Ubersingram [pozn.: nadměrným úsokem,
nadúsokem?] zaslati, možná že
ve Vratsamtu [pozn.: zastavárně]
ke koupi dostanete kterýž obnos Vám hned
zašlu. Čekám na brzkou odpověď.*

*Moje adres P. Kokesch
Locomotivführer [pozn.: strojvedec]
Bauunternehmung [pozn.: stavební firma]
Gross Bachstein Rosenbachthalin*



Obr. 1 Avers korespondenčního lístku (poštovní celiny s natištěnou známkou hodnoty 5 hal.) s adresou a razítkem podacího poštovního úřadu v Rosenbachthalu ze dne 12. 12. 1903) [sbírka autora].

Fig. 1 Obverse of a correspondence card (postal stationery with a printed stamp of the value of 5 hal.) with the address and stamp of the postal office in Rosenbachthal dated 12/12/1903) [author's collection].



Obr. 2 Revers téhož korespondenčního lístku, se sdělením napsaným tužkou. Fig. 2 The reverse of the same correspondence card, with a message written in pencil.

O dalších osudech strojvůdce Petra Kokeše není nic známo. Tedy ani to, zda mu švagr právník Felix Žitný skutečně opatřil požadovaný laciný revolver k obraně před zlotřilými Italy (snad baraby?). Zřejmě je, že s mateřským jazykem byl poněkud na štíru, a lépe na tom nebyl ani jeho kolega, který se ujal funkce písaře. Psaní patrně vůbec nebylo jeho silnou stránkou. To však k vykonávání strojnické profese nebylo zřejmě zapotřebí... A pro dnešního čtenáře kratičkého sdělení na korespondenčním lístku zůstá-

vají ještě, vedle podivu nad nebezpečími, která hrozila pradědům z Českých zemí na stavbách železnic a tunelů v R-U, dvě drobné záhady. Tou první je to, jak se tato marginální poštovní zásilka mohla vůbec zachovat přes délku 1 a ¼ století? Tou druhou je pak to, co se proboha může skrývat pod výrazem „Überzinfram“?

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ A SLOVENSKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2023 UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2023



www.pspraha.cz

Již přibližně jen půl roku zbývá do konání dalšího ročníku naší konference „Podzemní stavby Praha 2023“. Z přihlášených abstraktů je patrné, že i tento ročník bude z technického hlediska velmi zajímavý. Opětovně se podařilo zajistit účast mnoha zahraničních odborníků, kteří budou prezentovat velmi zajímavá témata týkající se návrhu, provádění a provozování podzemních staveb nebo smluvních podmínek. S ohledem na aktuální vývoj ve stavebnictví bude věnována velká pozornost problematice BIM. Součástí konference budou tradičně i společenský večer v klášteře Břevnov a technické exkurze na zajímavé podzemní stavby v České republice (metro D, Rudolfova štola apod.). Bližší informace obdržíte ve 2. oznámení, které bude distribuováno elektronickou formou ještě v průběhu tohoto roku.

Těšíme se na zajímavé přednášky a příjemná setkání.

*doc. Ing. ALEXANDR BUTOVIČ, Ph.D.,
předseda přípravného výboru,
prof. Ing. MATOUŠ HILAR, Ph.D.,
předseda vědecké rady*

Only about half a year remains until the next year of our conference “Underground Constructions Prague 2023” begins. It is clear from the submitted abstracts that this year will also be very interesting from a technical point of view. Once again, we managed to secure the participation of many foreign professionals who will present very interesting themes related to the design, construction and operation of underground construction projects or contractual conditions. With regard to current developments in the construction industry, a lot of attention will be paid to the issue of the BIM. Traditionally, the conference will also include a gala dinner in the Břevnov monastery and technical excursions to interesting underground structures in the Czech Republic (metro D, Rudolf’s gallery, etc.). You will receive more detailed information in the announcement No. 2, which will be distributed electronically later this year.

We look forward to interesting lectures and pleasant meetings.

*doc. Ing. ALEXANDR BUTOVIČ, Ph.D.,
Head of Steering Committee,
prof. Ing. MATOUŠ HILAR, Ph.D.,
Head of Scientific Council*



www.ucprague.com

TUNEL

ČASOPIS ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES

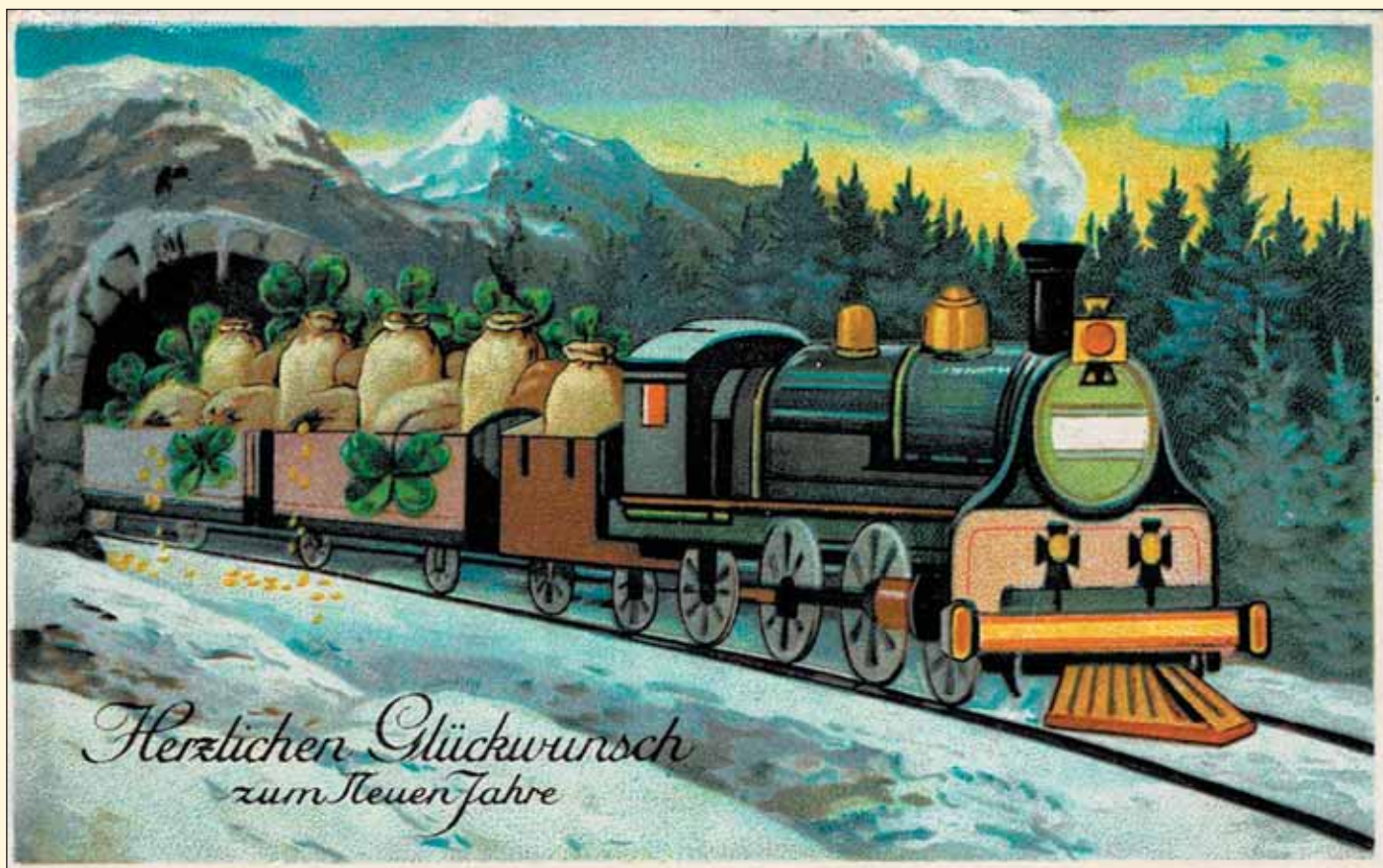


Časopis vydávají společně Česká tunelářská asociace ITA-AITES
a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES.
Je zaměřen na podzemní stavby z hlediska jejich výzkumu, vývoje,
projektování a realizace.

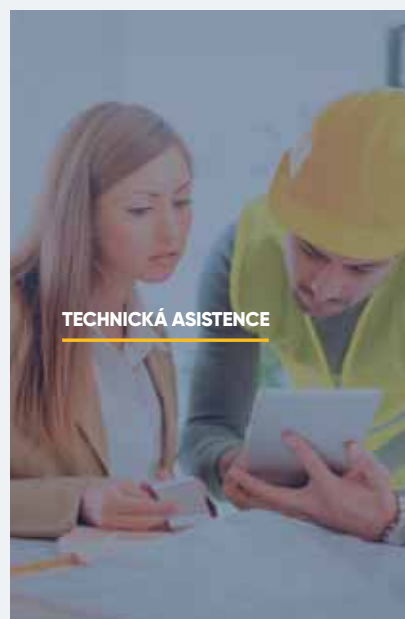
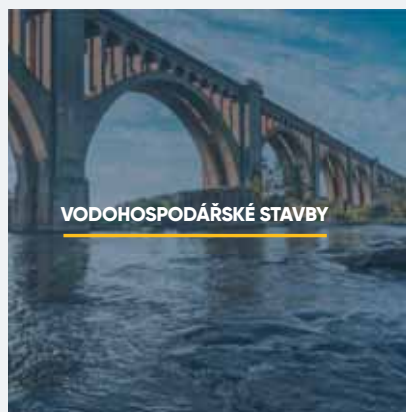
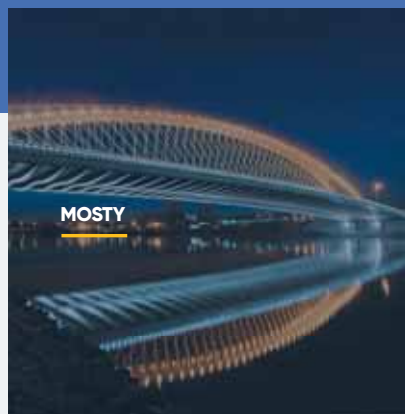
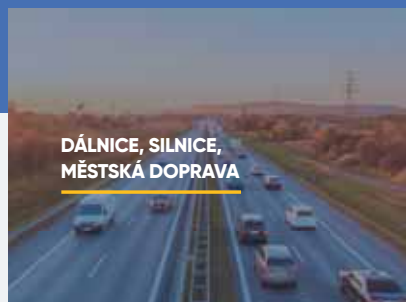
Vychází čtvrtletně v českém/slovenském a anglickém jazyce
v rozsahu minimálně 64 celobarevných stran nákladem 1200 výtisků.

Více informací na: www.ita-aites.cz

Redakce časopisu Tunel přeje všem svým čtenářům jen to nejlepší do roku 2023.
The editorial staff of TUNEL journal wishes all its readers the very best in 2023.



Pohlednice s přáním k novému roku 1931, Německo.
New Year's greeting card 1931, Germany.

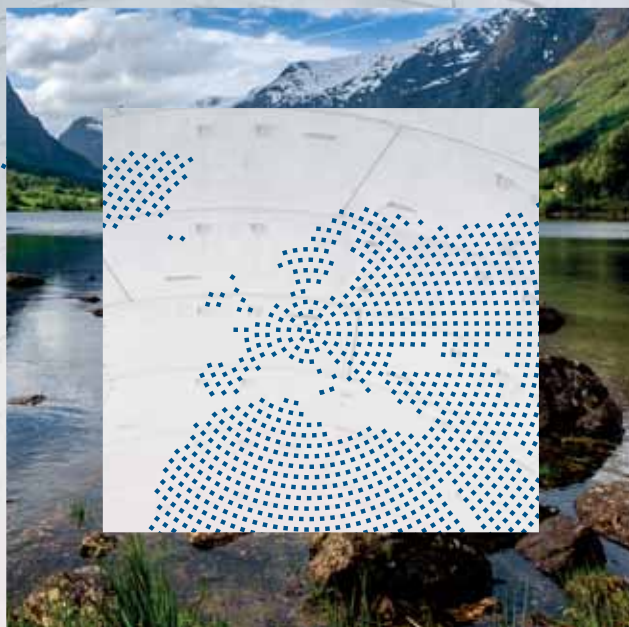




GROUP

GEOCONSULT

inžiniersko - projektová spoločnosť



**WE UNITE
NATURE AND
TECHNOLOGY**

www.geoconsult.com

www.geoconsult.sk