

Tu nel

č. 3
2022

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





Bakalářské studijní programy

1. Architektura a stavitelství
4letý
2. Stavební inženýrství
4letý, po 2. ročníku společného studia si studenti volí následující specializace:

- Dopravní stavby
- Geotechnika a podzemní stavitelství
- Konstrukce staveb
- Městské inženýrství
- Pozemní a průmyslové stavitelství
- Prostředí staveb
- Stavební hmoty a diagnostika staveb

Doktorské studijní programy

- 4leté
1. Stavební inženýrství
2. Geotechnika a podzemní stavitelství



Navazující magisterské studijní programy

- 2leté
1. Architektura a stavitelství
2. Stavební inženýrství – BIM inženýring
- 1,5leté
3. Stavební inženýrství – Dopravní stavby
4. Stavební inženýrství – Geotechnika a podzemní stavitelství
5. Stavební inženýrství – Konstrukce staveb
6. Stavební inženýrství – Městské inženýrství
7. Stavební inženýrství – Pozemní a průmyslové stavitelství
8. Stavební inženýrství – Prostředí staveb
9. Stavební inženýrství – Stavební hmoty a diagnostika staveb



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. Petr Hybský, člen redakční rady	1
Úvodník:	
Ing. Martin Srb, Ph.D., partner a jednatel společnosti 3G Consulting Engineers s.r.o.	2
prof. Ing. Martina Peřínková, Ph.D., děkanka Fakulty stavební VŠB – TU Ostrava	3
Portálové úseky dvou bazových železničních tunelů – porovnání geologických podmínek	
Mgr. Jiří Zmítka, RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D., 3G Consulting Engineers s.r.o.	4
Projekt tunelu raženého pomocí Nové rakouské tunelovací metody pro stavbu dálnice v indickém Himálaji	
Dr. Andreas Goricki, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH	15
Vliv průřezu tunelu na rychlosti postupu ražeb a náklady	
Dr. Dipl.-Ing. Peter Johann Sellner, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Austria, Dipl.-Ing. Günter Strappler, ÖBB Infrastruktur AG, Austria, Klaus Erkurt, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Germany	20
Vyhodnocení zón indukovaných ražbou díla v pevných horninách s využitím matematického modelování	
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D., Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D., Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava	29
Analytický výpočet poklesu nezpevněného zásypu v likvidovaných důlních jámách	
doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., VŠB-TU Ostrava	35
Ražba metra ve Stockholmu, tunel Järfälla – sekce Landingsbanan	
Ing. Jiří Horčíčka, Metrostav Norge AS	40
Zmrazování horninového masivu jako pomocné opatření pro ražbu tunelu pod hlavními nádražím v Bernu	
Simon Klösger M.Sc., EUR ING Michael Müller, THYSSEN SCHACHTBAU GmbH	53
Ze světa podzemních staveb	60
Zprávy z tunelářských konferencí	61
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice	63
Z historie podzemních staveb	70
Výročí	76
Zpravodajství České a Slovenské tunelářské asociace ITA-AITES	77

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.
Bc. MSc. Michal Froněk CEng., MICE, DIC – Správa železnic s.o.
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 redaktoři: 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, 150 00 Praha 4
Tisk: SERIFA, s.r.o., Jionická 804/80, 158 00 Praha 5
Foto na obálce: Ražba šachty prováděná metodou Raise Boring, tunel Järfälla, Stockholm (foto: Ing. Jiří Horčíčka)

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. Petr Hybský, Member of the Editorial Board	1
Ing. Martin Srb, Ph.D., Partner and Executive Head of 3G Consulting Engineers s.r.o.	2
prof. Ing. Martina Peřínková, Ph.D., the Dean of the Faculty of Civil Engineering of the VŠB – Technical University of Ostrava	3
Portal Sections of Two Base Railway Tunnels – Comparison of Geological Conditions	
Mgr. Jiří Zmítka, RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D., 3G Consulting Engineers s.r.o.	4
NATM Tunnel Design for Highway Project in Indian Himalaya	
Dr. Andreas Goricki, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH	15
The Influence of Tunnel Cross Section on the Advance Rate and Costs	
Dr. Dipl.-Ing. Peter Johann Sellner, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Austria, Dipl.-Ing. Günter Strappler, ÖBB Infrastruktur AG, Austria, Klaus Erkurt, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Germany	20
Evaluation of Excavation Induced Zones in Solid Rocks Using Mathematical Modeling	
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D., Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D., Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava	29
Analytical Calculation of the Subsidence of Loose Backfill of Liquefied Mine Shafts	
doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., VŠB-TU Ostrava	35
Driving Metro Tunnels in Stockholm, Järfälla Tunnel – Landingsbanan Section	
Ing. Jiří Horčíčka, Metrostav Norge AS	40
Artificial Ground Freezing as a Consolidation Measure for Tunnelling under Bern Main Station	
Simon Klösger M.Sc., EUR ING Michael Müller, THYSSEN SCHACHTBAU GmbH	53
The World of Underground Constructions	60
News from Tunnelling Conferences	61
Current News from the Czech and Slovak Underground Constructions	63
From the History of Underground Constructions	70
Anniversaries	76
Czech and Slovak Tunneling Association ITA-AITES Report	77

Ing. Michal Šerák – Inženýring dopravních staveb a.s.
doc. Ing. Richard Štupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR, v.v.i.
Ing. Pavel Šourek – SATRA, spol. s r.o.
Ing. Václav Veselý – Terresta 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, 150 00 Praha 4
Printed: SERIFA, s.r.o., Jionická 804/80, 158 00 Praha 5
Cover photo: Sinking the Shaft using the Raise Boring method, Järfälla Tunnel, Stockholm (photo: Ing. Jiří Horčíčka)

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

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

ČZTA:

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.
V. P. Čkalova 22/784
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 ÚLOŽIŠT
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.
Tomášikova 10/E
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.
Madáchova 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.
Pribylinská 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,

dovolte mi zahájit úvodník třetího čísla ročníku 2022 připomínkou pro české podzemní stavitelství významné události. Dne 21. 4. byla slavnostním aktem poklepání na žulový obklad zahájena realizace čtvrté linky pražského metra. Právě stavba tohoto významného dopravního systému naší metropole, která byla v roce 2000 vyhlášena stavbou 20. století, v minulosti určovala trendy tuzemského tunelářství – za všechny připomeňme zdokonalení prstencové metody, nasazení mechanizovaného štítu s ostěním z lisovaného betonu či vysouvané tunely pod Vltavou. Je tudíž potěšitelné, že se po následující léta bude síť pražského metra rozrůstat o další a další kilometry.

Méně potěšitelná je ta skutečnost, že alespoň pro nejbližší budoucnost zůstane metro – rozsahem a významem – ve své realizaci coby podzemní stavba osamoceno. Tento stav se promítá i do obsahu aktuálního čísla časopisu Tunel, který je v převážné míře tvořen tématy projektů zahraničních.

Na co se tedy v čísle, které je věnováno firmě 3G Consulting Engineers a Fakultě stavební Vysoké školy báňské – Technické Univerzity Ostrava, můžete těšit?

První z předkládaných článků přinese srovnání západního portálového úseku tunelu Koralm s jižním portálovým úsekem plánovaného Krušnohorského tunelu. Porovnatelné jsou v tomto případě jak geotechnické podmínky, tak i technická řešení stavby. Dále se budete moci seznámit s realizací NRTM v Himálajích při výstavbě dálničních tunelů v Indii. Dechberoucí fotografie přibližují téměř kolmé portálové stěny, které vyžadují umístění mostních opěr do příportálových částí tunelů.

Autoři Sellner, Strappler a Erkurt poměrně detailně porovnávají vliv velikosti průřezu tunelu na rychlost postupu ražeb, přičemž v úvodu konstatují poměrně zajímavý fakt, že i přes technologický pokrok strojní mechanizace se rychlosti tunelování za posledních 30 let téměř nezměnily.

S odkazem na aktuálnost problematiky plánované výstavby hlubinného úložiště radioaktivního odpadu se první ze dvojice teoretických článků zaměřuje na využití matematického modelování pro vyhodnocení zón indukovaných ražbou podzemního díla. Druhý teoreticky zaměřený článek popisuje analytický výpočet poklesu neuzpevněného zásypu v likvidovaných důlních jámách. Metodu „Rocksplitting“ použitou při ražbách metra ve Stockholmu vám přiblíží text Jiřího Horčíčky. Procesem umělého zmrazování zeminy při ražbách přístupového tunelu pod nádražím v Bernu vás provede článek autorů Simona Klösgese a Michaela Müllera.

Závěrem bych vám, vážení kolegové, rád popřál poutavé a obohacující čtení a mnoho úspěchů v profesním i osobním životě.



Ing. PETR HYBSKÝ,
člen redakční rady

Dear readers of TUNEL journal, ladies and gentlemen,

Allow me to start the editorial of the third journal issue of the year 2022 with a reminder of an event important for Czech underground construction industry. On April 21, the work on the fourth line of the Prague metro got started with a ceremonial act of tapping on granite cladding. It was the construction of this important transit system of our metropolis, which in 2000 was declared the construction of the 20th century, and in the past determined the trends of domestic tunnelling industry; for all of them, let us recall the improvement of the ring method, the employment of a mechanised shield with pressed concrete tunnel lining or floating tunnel tubes across the Vltava. It is therefore gratifying that the Prague metro network will expand by more and more kilometres over the coming years.

Less gratifying is the fact that, at least for the near future, the construction of the metro will remain alone – in terms of the scope and significance – as an underground construction project. This situation is also reflected in the content of the current issue of the TUNEL journal, which is mainly made up of the themes of foreign projects.

So what can you look forward to in the journal issue which is dedicated to the companies of 3G Consulting Engineers and the Faculty of Civil Engineering of the VŠB – Technical University of Ostrava?

The first of the presented papers will bring a comparison of the western portal section of the Koralm tunnel with the southern portal section of the planned Krušnohorský tunnel. In this case, both geotechnical conditions and technical construction solutions are comparable. You will also be able to learn about the use of the NATM in the Himalayas during the construction of motorway tunnels in India. Breathtaking photos will give you an idea of nearly vertical portal walls that require bridge abutments to be placed inside the portal sections of the tunnels.

The authors Sellner, Strappler and Erkurt compare the influence of the size of the tunnel cross-section on the rate of excavation advance in a relatively detailed way, while at the beginning of their paper they note the rather interesting fact that despite the technological progress of mechanical equipment, tunnelling advance rates have hardly changed in the last 30 years.

With reference to the current problems of the planned construction of a deep repository for radioactive waste, the first of a pair of theoretical papers focuses on the use of mathematical modelling for the assessment of zones induced by the excavation of an underground working. The second theoretically focused paper describes the analytical calculation of the subsidence of loose backfill in liquidated mining shafts. Jiří Horčíčka's text will introduce you to the „Rocksplitting“ method used in the excavation for metro in Stockholm. A paper by authors Simon Klösges and Michael Müller will guide you through the process of artificial freezing of soil during the excavation of the access tunnel under the railway station in Bern.

To conclude, dear colleagues, I would like to wish you an engaging and enriching reading and much success in your professional and personal life.

Ing. PETR HYBSKÝ,
Member of Editorial Board



VÁŽENÉ KOLEGYNĚ, VÁŽENÍ KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

před 10 lety naše společnost změnila rakouského partnera a přejmenovala se na 3G Consulting Engineers s.r.o. I nadále zůstáváme malou, mezinárodně působící konzultační a projekční firmou, která poskytuje svým klientům kvalitní služby v oboru podzemních staveb. Zároveň se snažíme přispět ke zvýšení úrovně našeho oboru v České republice. Kromě výzkumných projektů se dlouhodobě aktivně podílíme na činnosti České tunelářské asociace CzTA, jsme členy pracovních skupin Mezinárodní tunelářské asociace ITA, naši kolegové vzdělávají mladou generaci tunelářských a geotechnických odborníků na FSV ČVUT a PřF UK v Praze.

Od léta 2021 do jara 2022 se v České republice nerazil žádný tunel. Je to situace, kterou pravděpodobně nepamatuje nikdo z českých tunelářů. Pro zhotovitelé firmy je to kritická situace, zahraniční projekty nedokáží domácí trh plně nahradit a kapacity lidské i technické se zmenšují.

Na druhé straně se výrazně investuje do přípravy infrastrukturních staveb s velkým podílem tunelů a kapacity projekční jsou v podstatě vyčerpány, stejně jako kapacity firem provádějících geotechnické průzkumy.

Provádění podzemních staveb je všude na světě výrazně ovlivňováno místními zvyky, zkušenostmi, tradicemi, historií a smluvními vztahy. Smluvní vztahy používané v ČR příliš nemotivují účastníky výstavby k efektivitě, k hledání jiných technických řešení a způsobů výstavby. Jedná se o tzv. „červený Fidic“, „měřený kontrakt“ „DBB“ (design-bid-build), kde je v zájmu zhotovitele zcela vyčerpat, nebo přecherpat vysoutěžený projekt a jeho oceněné položky. Často bez ohledu na to, jestli je to potřebné či nutné. Pokud nedojde k možnosti optimalizace, ze které by měly ekonomický prospěch obě strany (zadavatel – zhotovitel), pak tento přístup bude pokračovat.

U několika připravovaných staveb je snaha o využití jiných smluvních modelů („žlutý a smaragdový Fidic“ „DB“ design-build), které dávají zhotoviteli větší možnosti ovlivnění technického řešení, s převzetím větších rizik a zároveň umožněním většího zisku v případě dobře navrženého a realizovaného řešení. Jedná se o tunel Homole na D35 připravovaný ŘSD ČR a tunel Praha – Beroun na III. železničním koridoru připravovaný SŽ. Oba projekty jsou extrémně obtížné a je otázka, jestli jsou vhodnými „pilotními“ projekty pro nové smluvní modely. V každém případě je ale snaha veřejných zadavatelů o nové přístupy chválihodná.

Žijeme v době výrazně ovlivněné dvěma zásadními událostmi (covid a válka na Ukrajině), které jsou příčinou dramatického nárůstu cen stavebních materiálů a nepochybně dlouhodobě ovlivní schopnost státu financovat náročné infrastrukturní projekty. V našem oboru podzemních staveb by to ale mohla být i výzva k přehodnocení dosavadních přístupů a k umožnění optimalizace v přípravě i během provádění, a tím ke snížení investiční a provozní náročnosti podzemních staveb. Technická a kompetenční základna pro tento posun existuje, je ovšem třeba vytvořit také odpovídající smluvní podmínky a motivaci všech stran. Ať už vytvořením vlastních, nebo převzetím existujících smluvních podmínek z jiných zemí.

Doufám, že se připravované projekty rozběhnou a že jejich realizace bude odrážet posun v přístupu, který povede k efektivnějším řešením a financovatelným projektům.

Čtenářům přeji inspirativní čtení. Naše příspěvky uvedené v tomto čísle ukazují práci rakouských kolegů v Indii, porovnání ražeb jedno- a dvoukolejných železničních tunelů v Rakousku a podobnosti portálových úseků tunelů Koralm a Krušnohorského.



DEAR COLLEAGUES, TUNEL JOURNAL READERS, LADIES AND GENTLEMEN,

Ten years ago, our company changed its Austrian partner and changed its name to 3G Consulting Engineers s.r.o. Even further on, we remain a small, internationally operating consulting and design company that provides its clients with quality services in the field of underground construction. At the same time, we are trying to contribute to raising the level of our field of work in the Czech Republic. In addition to research projects, we actively participate for a long time in the activities of the Czech Tunnelling Association CzTA, we are members of working groups of the ITA, the International Tunnelling Association, our colleagues educate the young generation of tunnelling and geotechnical experts at the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University and the Faculty of Natural Science of the Charles University in Prague.

No tunnel was driven in the Czech Republic from the summer of 2021 to the spring of 2022. It is a situation that probably no Czech tunneller remembers. It is a critical situation for construction companies. Foreign projects cannot fully replace the domestic market, therefore human and technical capacities are shrinking.

On the other hand, significant investments are being made in the preparation of infrastructure construction projects containing a large share of tunnels, whilst designing capacities are essentially exhausted, as well as the capacities of companies carrying out geotechnical investigation.

The implementation of underground construction projects anywhere in the world is significantly influenced by local customs, experiences, traditions, history and contractual relationships. The contractual relationships prevailing in the Czech Republic do not really motivate construction participants to effectiveness, to searching for different technical solutions and methods of construction. This is the case of the so-called „Red FIDIC“, „measured contract“ „DBB“ (design-bid-build), where it is in the interest of the contractor to completely exhaust or over-exhaust the project won in the tender and the acknowledged quantities of its items. This is often regardless of the fact whether it is needed or necessary. If the possibility of optimisation from which both parties (client – contractor) would benefit economically does not exist, this approach will continue.

In the cases of several construction projects under preparation, there is an effort to use other contract models („Yellow and Emerald FIDIC“ „DB“ design-build) which give the contractor more opportunities to influence the technical solution, with the assumption of greater risks and, at the same time, allowing for greater profit in the case of a well-designed and implemented solution. The Homole tunnel on the D35 motorway being prepared by the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic and the Prague – Beroun tunnel on the Railway Corridor III being prepared by the Railway Administration are examples. Both projects are extremely difficult and the question is whether they are suitable „pilot“ projects for new contracting models. In any case, the efforts of public contracting authorities for new approaches are commendable.

We live in a time significantly affected by two major events (COVID-19 and the war in Ukraine), which are the cause of a dramatic increase in the price of building materials and will undoubtedly affect the state's ability to fund demanding infrastructure projects in the long term. In our field of underground construction, it could also be a challenge to reassess existing approaches and to allow for optimisation in the process of preparation and during construction, thereby reducing the investment and operational demands of underground construction. The technical and competences base for this shifting exists, but it is also necessary to create corresponding contractual conditions and motivation of all parties. No matter whether it is by creating our own contractual conditions or by taking over existing contractual terms and conditions from other countries.

I hope that the upcoming projects will take off and that their implementation will reflect a shift in approach leading to more effective solutions and fundable projects.

I wish the readers an inspiring reading. Our contributions presented in this journal issue show the work of Austrian colleagues in India, a comparison of the excavation of single- and double-track railway tunnels in Austria, and the similarities between the portal sections of the Koralm tunnel and the Krušnohorský tunnel.

ING. MARTIN SRB, PH.D.

**partner a jednatel společnosti
3G Consulting Engineers s.r.o.**

**Partner and Executive Head
of 3G Consulting Engineers s.r.o.**

MILÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

Fakulta stavební Vysoké školy báňské – Technické univerzity v Ostravě si v letošním roce připomíná 25 let od svého založení. Za toto období prošla fakulta velkým rozvojem, z původně základní školy vznikla moderní univerzitní součást se specializovanými laboratořemi, ateliérovými učebnami, experimentálním stavebním centrem i pobočkou univerzitní knihovny. V loňském roce byla dokončena rekonstrukce centrální části fakulty na multifunkční prostor pro neformální setkávání pedagogů a studentů, odpočinek a pořádání oslav, výstav a dalších aktivit.

Na rozvoji fakulty se podílela a podílí řada významných osobností z různých oblastí stavebnictví a architektury. Vzhledem k zaměření časopisu bych za všechny připomněla pouze profesora Aldorfa, který byl jedním ze zakládajících osobností fakulty a byl rovněž velmi uznávanou osobností v oblasti geotechniky a tunelového stavitelství, dlouholetým aktivním členem České tunelářské asociace a redakční rady časopisu TUNEL.

V současné době zajišťuje fakulta vzdělávání ve dvou bakalářských studijních programech Stavební inženýrství a Architektura a stavitelství, desíti programech navazujícího magisterského studia a dvou programech doktorského studia a s výjimkou vodních staveb tak pokrývá všechny oblasti vzdělávání ve stavebnictví. Fakulta stavební je jedinou fakultou v rámci České i Slovenské republiky, na které lze studovat samostatný navazující magisterský studijní program Stavební inženýrství – Geotechnika a podzemní stavitelství a doktorský studijní program Geotechnika a podzemní stavitelství. Fakulta reaguje v oblasti nabídky studijních programů i na aktuální trendy a potřeby v oblasti stavitelství a v loňském roce začala výuka v navazujícím magisterském studijním programu Stavební inženýrství – BIM-inženýring. Fakulta je zapojena do několika mezinárodních vzdělávacích projektů se Žilinskou univerzitou, v loňském roce zahájila řešení mezinárodního projektu TUNEDU zaměřeného na podporu společných vzdělávacích aktivit v přípravě mladých odborníků v oblasti silničních tunelů v příhraničním regionu. Absolventi našich studijních programů se velmi dobře uplatňují v praxi při řešení náročných tuzemských i zahraničních architektonických i stavebních projektů, včetně tunelových, a jejich úspěchy nás velmi těší.

Nedílnou součástí činnosti fakulty je vědeckovýzkumná činnost, pracovníci kateder jsou zapojeni do výzkumných programů Evropské unie a do celé řady výzkumných projektů podporovaných Technologickou agenturou ČR, Grantovou agenturou České republiky, Ministerstvem průmyslu a dalšími resortními agenturami a jsou rovněž zapojeni do smluvního výzkumu pro průmyslové firmy, stavební společnosti i orgány státní správy. K řešení projektů jsou využívány nejen laboratoře a další specializovaná pracoviště fakulty, ale i superpočítače v Národním superpočítačovém centru v areálu univerzity. V oblasti geotechnického a podzemního stavitelství jsou aktuální projekty zaměřeny především do oblasti přípravy hlubinného úložiště radioaktivních odpadů, dále do oblasti stability hlavních důlních děl v souvislosti s ukončováním těžby a zvyšováním hladiny podzemní vody v karvinské dílčí pánvi, do oblasti komplexní posuzování stability vstupu a pozornost je rovněž věnována v rámci programu HORIZON 2020 geotermální zemním výměníkům a energetickým geotechnickým strukturám. Fakulta v návaznosti na své výzkumné aktivity navýšila v posledním období výsledky vědy a výzkumu jak v oblasti impaktovaných vědeckých publikací, tak i aplikačních výstupů dosažených v rámci smluvního výzkumu pro průmyslové a stavební firmy.

I přes širokou nabídku studijních programů, v některých případech jedinečných v rámci České republiky, kvalitní vybavení, intenzivnější propojování s praxí a propagaci studia, vytváření stále lepších podmínek pro studium i volný čas studentů a zajímavé vědecko-výzkumné aktivity se fakulta v posledním období potýká stejně jako ostatní stavební fakulty v České republice s úbytkem tuzemských studentů, kteří preferují často netechnické obory studia. Na druhé straně vzrůstá na naší fakultě počet zájemců o studium ze zahraničí, což je sice pro fakultu přínosné, ale nepřispívá to k řešení nedostatku mladých inženýrů v České republice. V této oblasti je i na naší fakultě otevřené pole pro rozšiřování a zlepšování vzájemné spolupráce fakulty s firemní praxí a hledání společných forem podpory studia technických programů včetně programů zaměřených na podzemní stavitelství.

**DEAR TUNEL JOURNAL READERS,**

This year, the Faculty of Civil Engineering of the VŠB – Technical University of Ostrava is commemorating 25 years since its foundation. During this period, the faculty underwent great development, from what was originally a primary school to a part of a modern university with specialised laboratories, studio classrooms, an experimental construction centre and a branch of the university library. Last year, the restructuring of the central part of the faculty into a multifunctional space for informal meetings of teachers and students, resting and the organising celebrations, exhibitions and other activities was completed.

A number of important personalities from various fields of the construction industry and architecture participated in the development of the faculty. With respect to the focus of the journal, I would like to mention only Professor Aldorf, who was one of the founding personalities of the faculty and was also a highly recognised figure in the field of geotechnics and tunnel construction industry, a long-time active member of the Czech Tunnelling Association and the editorial board of the TUNEL journal.

Currently, the faculty provides education in two bachelor's degree programs in Civil Engineering and Architecture and Building, ten follow-on master's degree programs and two doctoral degree study programs, thus covering all areas of education in the field of construction industry with the exception of hydraulic engineering. The Faculty of Civil Engineering is the only faculty within the Czech and Slovak Republics where you can study a separate follow-up master's degree program in Civil Engineering – Geotechnics and Underground Construction and a doctoral study program in Geotechnics and Underground Construction. The faculty also responds to current trends and needs in the field of construction engineering in terms of offering study programs, and last year began teaching in the follow-up Master's degree program Construction Engineering – BIM-Engineering. The faculty, together with the University of Žilina, is involved in several international educational projects; last year it began to solve the TUNEDU international project aimed at supporting joint educational activities in the preparation of young experts in the field of road tunnels in the border region. Graduates of our study programs acquire themselves very well in practice when solving demanding domestic and foreign architectural and construction projects, including tunnelling projects, and we are very pleased with their successes.

Scientific research is an integral part of faculty's activities; the staff of the departments are involved in research programs of the European Union and in a whole range of research projects supported by the Technology Agency of the Czech Republic, the Grant Agency of the Czech Republic, the Ministry of Industry and other departmental agencies and are also involved in contractual research for industrial companies, construction companies and state administration bodies. Not only laboratories and other specialised workplaces of the faculty are used to solve projects, but also supercomputers in the National Supercomputer Centre on the university campus. In the field of geotechnical and underground construction engineering, current projects are mainly focused on the preparation of a deep radioactive waste repository, on the stability of the main mine shafts connected with the termination of mining activities and the rising of the water table in the Karvina sub-basin, on the area of comprehensive assessment of the stability of slopes, and attention is also dedicated within the framework of the HORIZON 2020 program to geothermal ground exchangers and energy geotechnical structures. Following on from its research activities, the Faculty has recently increased the results of the science and research both in the field of impactful scientific publications and application outputs achieved within the framework of contractual research for industrial and construction companies.

Despite a wide range of study programs, in some cases unique within the Czech Republic, high-quality equipment, more intensive connection with practice and promotion of studies, creating ever better conditions for studying and students' free time, and interesting scientific and research activities.

The faculty has recently faced the same problem like other civil engineering faculties in the Czech Republic regarding a decrease in the numbers of domestic students, who often prefer non-technical fields of study. On the other hand, the number of people from abroad interested in studying at our faculty is increasing, which is beneficial for the faculty, but does not contribute to solving the lack of young engineers in the Czech Republic.

In this area, even at our faculty, there is an open field for expanding and improving mutual cooperation between the faculty and the corporate practice and for finding joint forms of support for the study of technical programs, including programs focused on the underground construction.

PROF. ING. MARTINA PEŘINKOVÁ, PH.D.
děkanka Fakulty stavební VŠB – TU Ostrava
The Dean of the Faculty of Civil Engineering
of the VŠB – Technical University of Ostrava

PORTÁLOVÉ ÚSEKY DVOU BÁZOVÝCH ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ – POROVNÁNÍ GEOLOGICKÝCH PODMÍNEK

PORTAL SECTIONS OF TWO BASE RAILWAY TUNNELS – COMPARISON OF GEOLOGICAL CONDITIONS

JIŘÍ ZMÍTKO, TOMÁŠ SVOBODA

ABSTRAKT

Příprava projektu Krušnohorského tunelu přináší řadu otázek spojených s jednotlivými fázemi přípravy, podmínkami výstavby, technickým řešením a konečným řešením díla. V mnoha pozemních stavebních oborech je obvyklé a výhodné užití standardních řešení, a v podstatě i kopírování jiného návrhu bez zásadních změn. Toto je výhoda zejména ekonomická a je zcela logická. Jedinou podmínkou je pak realizace projektu v přibližně obdobném geologickém prostředí, případně je možná úprava bez zásadních změn nákladů a dopadu na konečné dílo. V případě podzemních staveb tomu tak není. Projekty jsou na počátku situovány do mnohdy prakticky neznámého prostředí, trasování ne vždy umožňuje změnu vedení, požadavky na dílo se zásadně liší. Není tedy obvyklé nalézt v oboru podzemních staveb projekty, které lze aspoň v některých aspektech označit jako podobné. Pokusem o srovnání je tento příspěvek, porovnávající jižní (portálový) úsek Krušnohorského tunelu se západním úsekem tunelu Koralm, respektive jeho částí KAT 3.

ABSTRACT

The preparation of the Krušnohorský Tunnel project brings a number of questions related to the individual phases of preparation, construction conditions, technical solutions and the final solution of the structure. In many fields of surface construction, it is usual and advantageous to use standard solutions, and basically to copy other design without fundamental changes. This is especially an economic advantage and is completely logical. The only condition is the realization of the project in an approximately similar geological environment, or with a possible modification without major changes in costs and impact on the final structure. This is not the case with underground structures. At the beginning, projects are often situated in a practically unknown environment, not always a change of route location is allowed, the requirements for the structure are fundamentally different. It is therefore not usual to find projects in the field of underground constructions that can be characterized as similar in at least some aspects. This article is an attempt comparing the southern (portal) section of the Krušnohorský tunnel with the western section of the Koralm tunnel, or its KAT 3 section.

1. ÚVOD

Krušnohorský (bázový) tunel byl již částečně představen [1].

Jeho předpokládané parametry jsou: délka přes 26 km, dva paralelní tubusy, propojky po 500 m, smíšený provoz, osobní vlaky s rychlostí do 200 km/h, nákladní vlaky s rychlostí do 120 km/h. Morfologicky jde o hranici uhelné pánve a strmých svahů Krušných hor. Geologie jižní portálové části obsahuje výplň tercierní pánve, křídové sedimenty, poruchové pásmo krušnohorského zlomu, přechod do krystalinika. Tunel prochází hranici ČR a SRN.

Tunel Koralm [2] a jeho předpokládané parametry jsou délka 32,9 km, dva paralelní tubusy, propojky po 500 m, návrhová rychlost 200 km/h. Morfologicky je úsek na hranici lavantalské pánve a západního úbočí hřebene Koralm. Geologické podmínky západního portálového úseku (KAT 3): výplň tercierní lavantalské pánve, lavantalské poruchové pásmo, přechod do krystalinika. Tunel prochází hranici Korutan a Štýrska. Morfologicky je úsek na hranici lavantalské pánve a západního úbočí hřebene Koralm.

Pomíne-li se shoda v technických parametrech, která je dána normami, je pak až překvapivá shoda v obecné geologické stavbě. Geologická stavba je však právě jedním z hlavních faktorů ovlivňujících nejen konečný návrh, ale i přípravné fáze a způsob průzkumu.

Z technického hlediska je v obou případech nutné nalézt řešení pro zdárný průchod geologicky a geotechnicky nepříznivými úseky.

Zkušenosti, jak pozitivní, tak negativní z již prakticky dokončeného tunelu Koralm lze tak ve velké míře uplatnit i v případě Krušnohorského tunelu.

1. INTRODUCTION

The Krušnohorský (base) tunnel has already been partially presented [1].

Its expected parameters are: length over 26km, two parallel tubes, crosspassages 500m apart, mixed traffic, passenger trains with a speed of up to 200km/h, freight trains with a speed of up to 120km/h. Morphologically, it is the border of the coal basin and the steep slopes of the Krušné hory. The geology of the southern portal includes the filling of the Tertiary basin, Cretaceous sediments, the fault zone of the Krušnohorský fault, and the transition to crystalline. The tunnel crosses the border of the Czech Republic and Germany.

The Koralm tunnel [2] and its expected parameters are length of 32.9km, two parallel tubes, crosspassages 500m apart, a design speed of 200km/h. Morphologically, the section is on the border of the Lavanttal basin and the western slope of the Koralm ridge. Geological conditions of the western portal section (KAT 3): filling of the Tertiary Lavanttal basin, Lavanttal fault zone, transition to crystalline. The tunnel crosses the border of Carinthia and Styria. Morphologically, the section is on the border of the Lavanttal basin and the western slope of the Koralm ridge.

If we neglect the agreement in technical parameters, which is given by the standards, then there is a surprising agreement in the general geological structure. However, the geological structure is one of the main factors influencing not only the final design, but also the preparatory phases and the method of exploration.

From a technical point of view, in both cases, the same solution for the successful passage of sections that are geologically and geotechnically very unfavorable.

Společné problémy obou staveb jsou následující:

- nepříznivé geotechnické vlastnosti prostředí zejména neogénu a v tektonickém pásmu;
- existence výrazného poruchového pásma;
- požadavek na co nejdetailnější průzkum;
- volba, případně alternativy metod ražby;
- návrh celkové koncepce řešení portálových úseků.

2. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

V současné fázi projektu je geologie Koralmského tunelu již plně zdokumentována. Geologie Krušnohorského tunelu se doposud opírá zejména o rešerše archivních prací a průzkumy v širším okolí. Přesto je k dispozici dostatek informací, umožňujících porovnání portálových úseků obou tunelů a současně mohou být zkušenosti z tunelu Koralm inspirací pro návrh průzkumných prací Krušnohorského tunelu.

2.1 Koralm – KAT 3 – neogenní lavantalská pánev

V tomto úseku bylo, v rámci průzkumu mezi roky 1999 až 2007 během několika vrtných kampaní, odvrtno 39 vrtů s délkou do 300 m, z nichž 35 bylo vystrojeno jako hydrogeologické. Vrty byly realizovány s průměrem jádra 101 mm, v místech zkoušek (dilatometry atd.) byl průměr 73 mm s následným převrtáním [3].

Další jádrové vrty byly realizovány z průzkumných tunelů.

Vlastní ražbě traťových tunelů předcházela realizace průzkumných podzemních děl, zahájená v listopadu 2003 šachtou Paierdorf s hloubkou 120 m a průměrem 10 m. Na tuto šachtu navázaly průzkumné tunely Mitterpichling délky cca 2,51 km (směr západ) a tunel Paierdorf délky cca 5,16 km (směr východ). Průzkumné tunely byly realizovány konvenčně a v profilu budoucího tunelu představují kalotu s průřezem 48 m² [2].

Západní část úseku KAT 3 je tvořena neogenními sedimenty intramontánní lavantalské pánve. Úsek je vymezen raženým portálem a západním okrajem hlavní lavantalské poruchové zóny, jeho délka činí cca 4 630 m. Nadloží v místě přechodu do krystalinika dosahuje mocnosti cca 300 m.

Sedimentární výplň je tvořena miocenními mělkovodními sedimenty brakických až mořských vod („Mühldorfské vrstvy“) a aluviálními, vějířovitými sedimenty („sladkovodní vrstvy“). Jedná se o středně- až hrubozrnné nezpevněné sedimenty, a také jemno- až hrubozrnné, převážně slabě zpevněné horniny. Místy byly zastíženy slabé uhlonosné horizonty s málo mocnými slojemi uhlí. Uhlí bylo v blízkosti Sankt Andrá těženo do roku 1968.

Vrstvy jsou uloženy s mírným až středním sklonem do pánevní struktury s osou ve směru SZ–JV, osa pánve kříží trasu tunelu. Souvrství je mimo jiné porušeno několika strmými poruchami spojenými s poklesem přilehlých horninových bloků. Tektonika tak způsobuje ostré litologické změny.

Celková mocnost výplně lavantalské pánve je v oblasti tunelu cca 1 300 m.

V trase úseku KAT 3 byly nejčastěji zastoupeny slabě zpevněné prachovce a jílovce, slabě zpevněné pískovce, písky a štěrky. V menší míře pak byly zastíženy převážně přechodné typy mezi těmito materiály. Zastíženy byly i polohy tufů, související s ojedinelými vulkanickými proniky v okolí, a uhelné sloje. Poruchové zóny jsou tvořeny výplní jak charakteru hornin, tak charakteru zemin [3].

Podzemní voda byla výrazněji vázána zejména na propustnější typy sedimentů. V průběhu výstavby průzkumného tunelu Mitterpichling docházelo k poklesům hladin jak v důsledku přirozených přítoků do tunelu, tak i cíleného odvodňování prováděného z tohoto tunelu odvodňovacími vrty (obr. 1).

Experiences, both positive and negative, from the already practically completed Koralm tunnel can thus be applied to a large extent in the case of the Krušnohorský tunnel as well.

The common problems of both projects are the following:

- unfavorable geotechnical properties of the ground, especially in the Neogene and in the tectonic zone;
- the existence of a significant fault zone;
- a request for the most detailed exploration possible;
- choice of, or alternatives to, excavation methods;
- proposal of the overall concept of the solution of the portal sections.

2. GEOLOGICAL CONDITIONS

In the current phase of the project, the geology of the Koralm Tunnel is already fully documented. So far, the geology of the Krušnohorský tunnel is mainly based on archival research and surveys of the wider area. Nevertheless, there is enough information available to allow a comparison of the portal sections of both tunnels, and at the same time, the experience from the Koralm tunnel can be an inspiration for the design of exploration works of the Krušnohorský tunnel.

2.1 Koralm – KAT 3 – Neogene Lavanttal basin

In this section, 39 wells with a length of up to 300m were drilled as part of the exploration between 1999 and 2007 during several drilling campaigns, of which 35 were equipped as hydrogeological ones. The boreholes were realized with a core diameter of 101mm, in test locations (dilatometers, etc.) the diameter was 73mm with subsequent over-drilling [3].

Additional core drilling was carried out from exploratory tunnels.

The excavation of the track tunnels itself was preceded by the implementation of exploratory underground works, which began in November 2003 with the Paierdorf shaft with a depth of 120m and a diameter of 10m. This shaft was followed by the Mitterpichling exploratory tunnels of approx. 2.51km (west direction) and the Paierdorf tunnel of approx. 5.16km (direction east). The exploratory tunnels were excavated conventionally and in the profile of the future tunnel they form a top heading with a cross-section of 48m² [2].

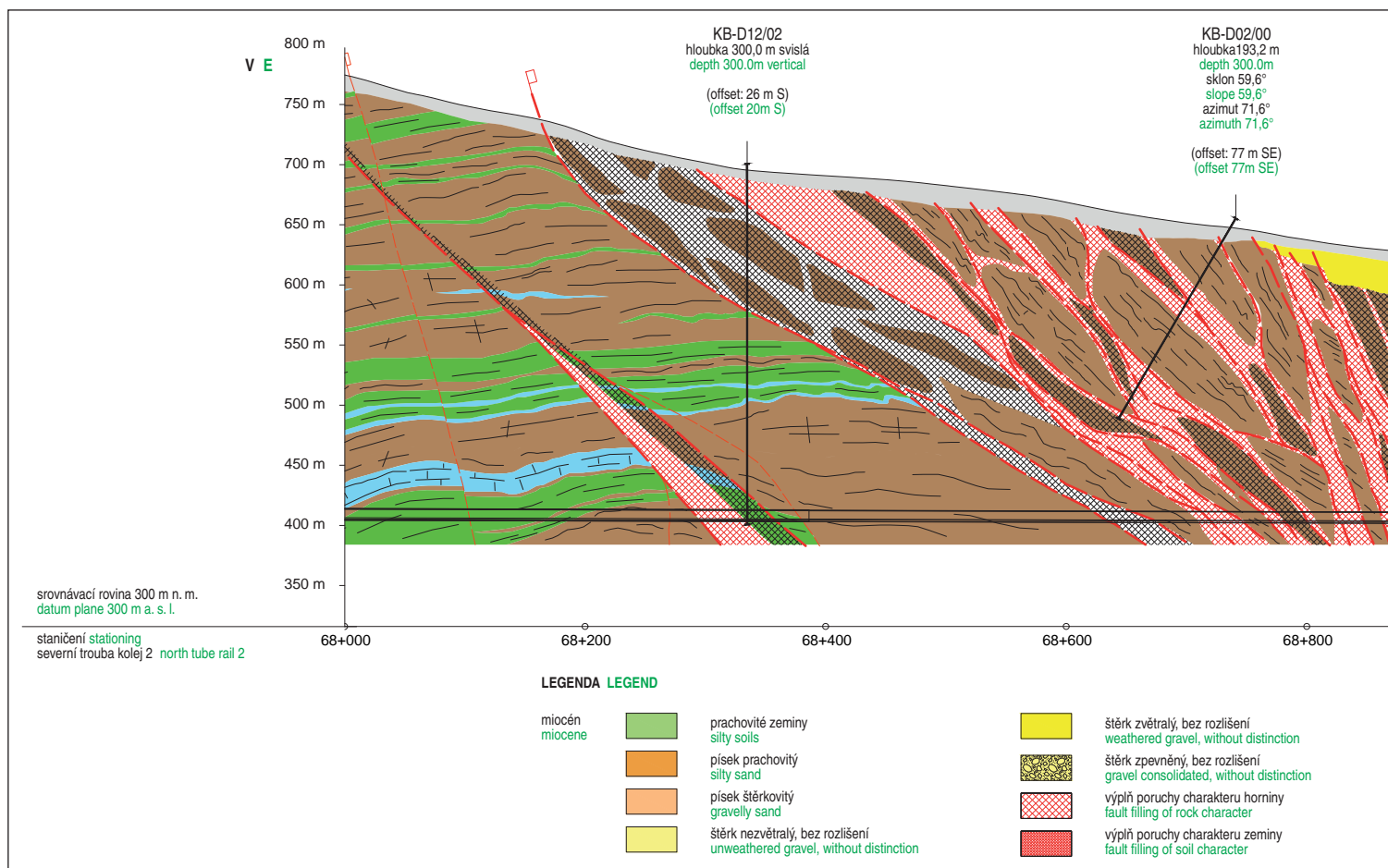
The western part of the KAT 3 section is made up of Neogene sediments of the intramontane Lavanttal Basin. The section is delimited by a mined portal and by the western edge of the main Lavanttal fault zone, its length is approx. 4,630m. The overburden at the point of transition to the crystallinics reaches a thickness of approx. 300m.

The sedimentary fill consists of Miocene shallow-water sediments of brackish to marine waters (“Mühldorf layers”) and alluvial, fan-shaped sediments (“freshwater layers”). These are medium- to coarse-grained unconsolidated sediments, as well as fine- to coarse-grained, mostly weakly consolidated rocks. Thin coal-bearing horizons with thin coal seams were found in places. Coal was mined near Sankt Andrá until 1968.

The strata are deposited with a slight to moderate slope into a basin structure with an axis in the NW–SE direction, the axis of the basin crosses the tunnel route. Among other things, the strata is broken by several steep faults associated with the subsidence of adjacent rock blocks. Tectonics thus causes sharp lithological changes.

The total thickness of the fill of the Lavanttal Basin is approximately 1,300m in the area of the tunnel.

In the route of section KAT 3, weakly consolidated siltstones and claystones, weakly consolidated sandstones, sands and gravels were most often present. To a lesser extent, mainly transitional types between these materials were found. Tuff positions related to rare volcanic intrusions in the vicinity and coal seams were also found.



Obr. 1 Podélný geologický řez v místě lavantalského poruchového pásma a přilehlé části lavantalské pánve úseku KAT 3 tunelu Koralm

Fig. 1 Longitudinal geological section at the location of the Lavanttal fault zone and the adjacent part of the Lavanttal basin of section KAT 3 of the Koralm tunnel

2.2 Koralm – KAT 3 – poruchová zóna lavanttal

Popis této poruchové zóny již zahrnuje informace z průzkumného tunelu.

Hlavní část poruchové zóny lavanttal je tvořena systémem většími strmých tektonických poruch s převládajícím sklonem k západu, jsou však dokumentovány i plochy se sklonem k východu. Současně byly zastíženy i poruchy příčné k hlavnímu poruchovému pásmu se sklonem k severu, případně jihu, tedy prakticky paralelní s osou tunelů.

Z hlediska horninového složení se jedná o výrazně heterogenní oblast, tvořenou jak neporušenými horninami, tak i zcela tektonicky porušenými úseky, spolu s nejrůznějšími přechodnými typy hornin.

Mocnost jednotlivých poloh se pohybuje od jednotek metrů do několika desítek metrů. Matečními horninami jsou zejména slídnaté ruly a břidlice.

Charakteristické jsou rychlé přechody vlastností hornin a zvyšující se podíl kataklasitu směrem k východu. To je příčinou postupného nárůstu zastoupení jemnozrnné frakce v tektonickém materiálu a vzrůstu jeho soudržnosti a plasticity. Naopak západní úsek je tvořen převážně klastickými, prakticky nesoudržnými zeminami.

Typické jsou i několik desítek metrů mocné úseky pevných, prakticky neporušených krystalických hornin, představujících „velkoobjemové kry“ krystalinika v prostředí poruchového pásma. Tyto bloky se vyznačují pevnostmi nad 150 MPa a abrazivitou až 6,00 CAI. Představují tak zcela kontrastní prostředí vůči okolní poruchové zóně [4].

Hornina v poruchovém pásmu byla převážně suchá až vlhká, jen lokálně kapající, s ojedinělými slabě tekoucími přítoky podzemních

Fault zones are formed by fillings of both the rock nature and the soil nature [3].

Groundwater was more significantly tied to more permeable types of sediments. During the construction of the Mitterpichling exploratory tunnel, water levels dropped both as a result of natural inflows into the tunnel and due to targeted drainage carried out from this tunnel by drainage wells (Fig. 1).

2.2 Koralm – KAT 3 – Fault zone lavanttal

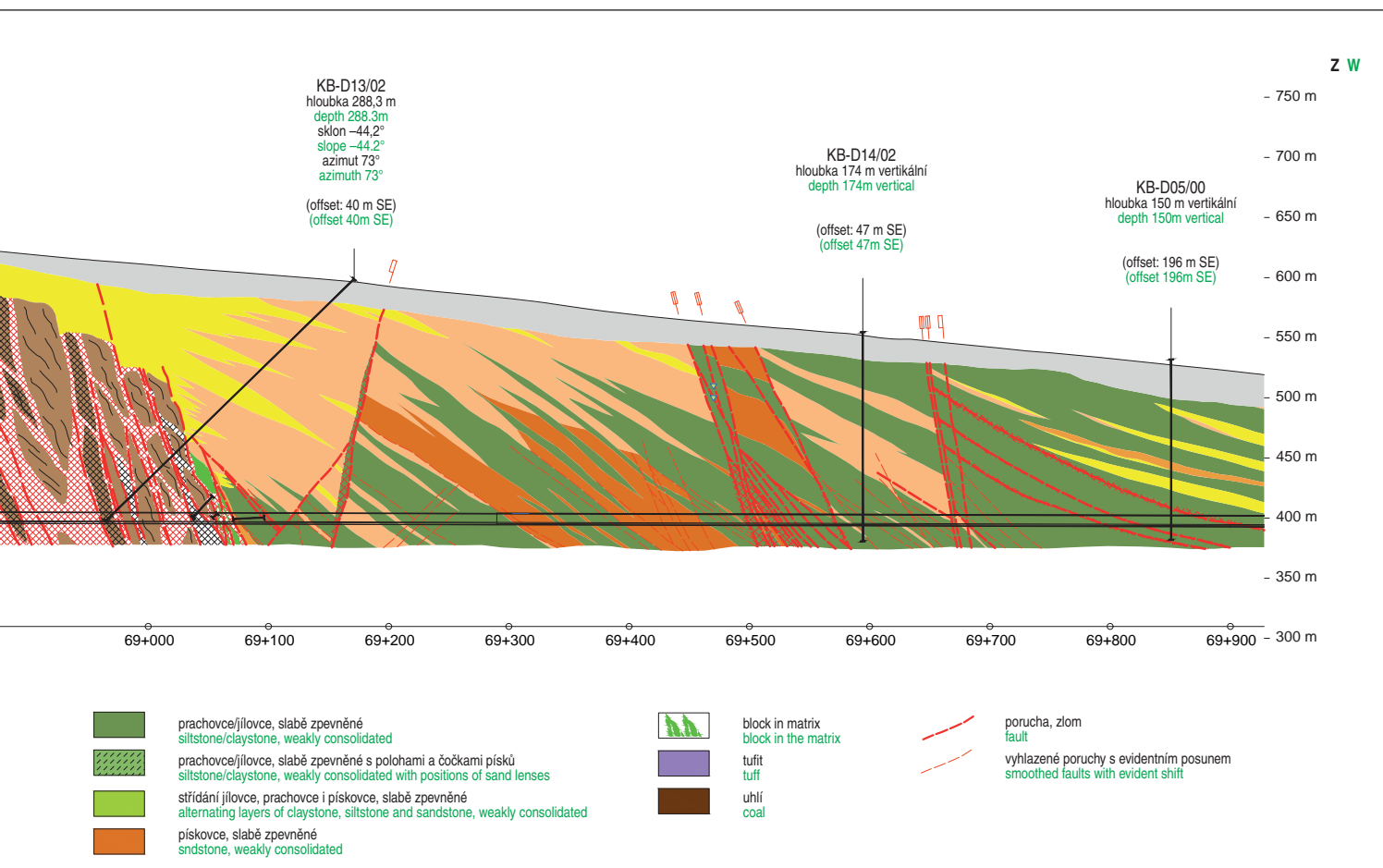
The description of this fault zone already includes information from the exploratory tunnel.

The main part of the lavanttal fault zone is formed by a system of mostly steep tectonic faults with a predominant inclination to the west, but areas with an inclination to the east are also documented. At the same time, faults transverse to the main fault zone with an inclination to the north or south, i.e. practically parallel to the axis of the tunnels, were found.

In terms of rock composition, this is a significantly heterogeneous area, made up of both intact rocks and completely tectonically broken sections, together with various transitional rock types.

The thickness of individual positions varies from units of meters to several tens of meters. The parent rocks are mainly mica gneiss and schist.

Rapid transitions of rock properties and an increasing proportion of cataclasite towards the east are characteristic. This is the reason for the gradual increase in the representation of the fine-grained fraction in the tectonic material and the increase in its cohesion and plasticity. On the contrary, the western section is made up mainly of clastic, practically non-cohesive soils.



vod. Pro sousední severní troubu byl nicméně uvažován možný hydrostatický tlak až cca 20 bar s předpokladem jeho rychlého poklesu.

Celkově byl úsek charakterizován jako vysoce heterogenní, s rychlými změnami pevnostních charakteristik a míry porušení. Typická byla vysoká koncentrace napjatosti s velkým dosahem přerozdělení napětí v okolí výrubu. Následkem byly výrazné a pomalu dozrívající deformace, které byly kvůli anizotropii prostředí často asymetrické. Zaznamenány byly výrazné nárůsty měřených hodnot podél tektonických poruch a v zónách vyplněných jemným klastickým materiálem (C a M kataklazity).

Místy byly zastíženy jílovité zeminy (s obsahem smektitu) s potenciálem k objemovým změnám (bobtnání) při dlouhodobém styku s vodou.

Časté byly vyhlazené, převážně strmě do výrubu ukloněné plochy způsobující nestabilitu čeleb. Tyto jevy byly zejména výrazné v oblastech tvořených bloky krystalinika. V úsecích tvořených porušenou horninou (tektonickou výplní) docházelo k vypadávání menších, čočkovitých bloků, smykovým porušením a vyjíždění po nepříznivě orientovaných vyhlazených plochách nespojitosti.

Šířka porušené zóny zastížené tunelem (a následně popsané jako hlavní poruchové pásmo) je cca 430 m.

2.3 Krušnohorský tunel – český portálový úsek

Jak již bylo uvedeno, nebyly doposud pro účely Krušnohorského tunelu provedeny žádné průzkumné práce.

Při stejném přístupu k porovnání, je v případě Krušnohorského tunelu obdobnou zónou cca 1,4–1,7 km dlouhý úsek. Zhruba je vymezen portálem v oblasti státní silnice 1/13 s předběžnou úrovní koleje v nadmořské výšce 200 m n. m. a přechodem do krystalinika.

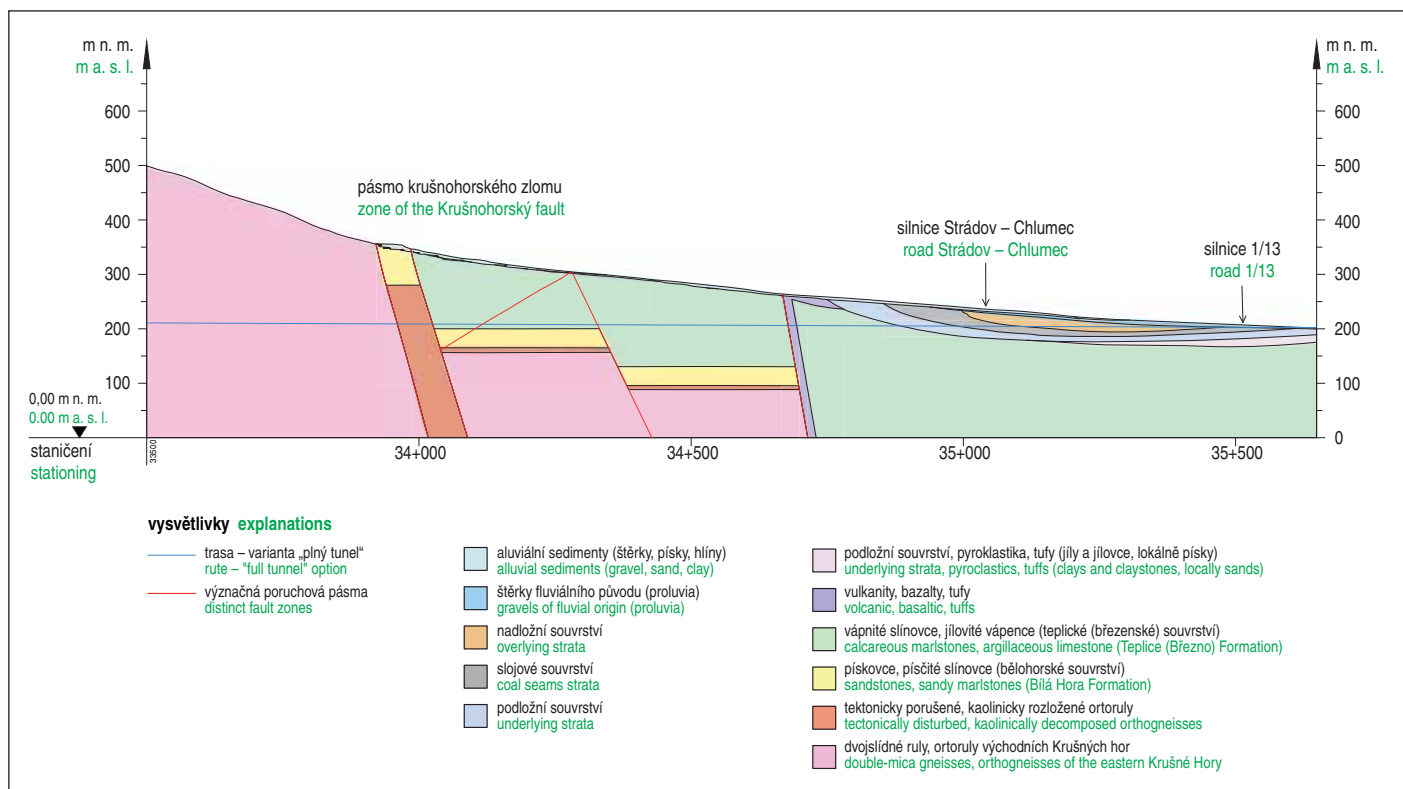
Sections of solid, practically intact crystalline rocks several tens of meters thick, representing “large-volume blocks” of crystallinics in a fault zone environment, are typical. These blocks are characterized by strengths above 150MPa and abrasiveness up to 6.00 CAI. They thus represent a completely contrasting environment compared to the surrounding fault zone [4].

The rock in the fault zone was mostly dry to wet, only locally dripping, with rare weak groundwater inflows. Nevertheless, a possible hydrostatic pressure of up to approx. 20 bar was considered for the neighboring northern tube, with the assumption of its rapid decrease.

Overall, the section was characterized as highly heterogeneous, with rapid changes in strength characteristics and degree of fracturing. A high stress concentration with a large range of stress redistribution in the vicinity of the excavation profile was typical. The result was significant and slowly decaying deformations, which were often asymmetric due to the anisotropy of the rock environment. Significant increases in measured values were recorded along tectonic faults and in zones filled with fine clastic material (C and M cataclasites).

Clay soils (with smectite content) were found in places with the potential for volume changes (swelling) in long-term contact with water.

The slicken-sided, mostly steeply inclined surfaces were often causing the instability of the excavation fronts. These phenomena were particularly pronounced in areas formed by blocks of crystallinics. In the sections formed by broken rock (tectonic filling), smaller, lenticular blocks fall out, shear failure, and sliding along



zdroj: Mgr. Jiří Zmúko source: Mgr. Jiří Zmúko

Obr. 2 Podélný geologický řez v místě krušnohorského zlomu přilehlé části neogenní pánve

Fig. 2 Longitudinal geological section at the location of the Krušnohorský fault in the adjacent part of the Neogene basin

Přechod do krystalinika je předpokládán v blízkosti železniční zastávky Chlumec. Nadloží v tomto místě přechodu tedy dosahuje 150 m.

Sedimentární výplň je tvořena křídovými a terciárními (paleogén a neogén) sedimenty.

Křída je s velkou pravděpodobností tvořena pískovcovou facií (bělohorské souvrství) a slínovci, jílovitými vápenci a vápnnými jílovci (teplické, případně březenské souvrství).

Terciér je tvořen sladkovodními sedimenty, pyroklastiky a redeponovaným vulkanickým materiálem. Litologicky se postupně jedná o:

- zeminy a horniny původně vulkanického původu (tzv. vulkanodetritické souvrství, pyroklastika, tufy, omezeně pevnější vulkanity);
- podložní souvrství (jíly, jílovité až jílovitopísčité zeminy, sideritické jíly a jílovce, splachy z vulkanitů, omezeně pískovce, slepence, křemence);
- slojové souvrství (sloj /uhelný vývoj/ je víceméně nahrazena tzv. písčítým ekvivalentem sloje, případně uhelnými jíly);
- nadložní souvrství (monotónní, šedé až hnědošedé jíly a jílovce, lokálně písčité jíly až písky).

Křídové i terciérní sedimenty jsou místy narušeny proniky bazických vulkanických hornin.

Vrstvy jsou v oblasti portálu uloženy subhorizontálně, v blízkosti krušnohorského zlomu jsou však „vyvlečeny“ do strmých sklonů, místy až 80°.

Pánevní výplň je porušena řadou výrazných zlomů, přičemž u některých je znám přibližný průběh, mnohé jsou však pouze předpokládány. O charakteru těchto zlomů však nejsou dostupné prakticky žádné informace.

Nejvýraznější zlomy probíhají ve směru SV–JZ (krušnohorský zlom a paralelní zlomy), příčné pak převážně ve směru SSZ–JJV.

the unfavorably oriented slicken-sided surfaces of the discontinuities was taking place.

The width of the fault zone reached by the tunnel (and subsequently described as the main fault zone) is approx. 430m.

2.3 Krušnohorský tunnel – Czech portal section

As already mentioned, no exploration work has been carried out for the purposes of the Krušnohorský Tunnel.

With the same approach to comparison, in the case of the Krušnohorský tunnel, a similar zone is a section 1.4–1.7km long. It is roughly defined by a portal in the area of state road 1/13 with a preliminary track level at an altitude of 200m above sea level and by a transition to the crystalline. The transition to the crystalline structure is assumed to be near the Chlumec railway station. Overburden thickness at this transition point reaches 150m.

The sedimentary fill consists of Cretaceous and Tertiary (Paleogene and Neogene) sediments.

The chalk is most likely made up of sandstone facies (Bílá Hora Formation) and shale, argillaceous limestones and calcareous claystones (Teplice or Březno Formations).

The Tertiary consists of freshwater sediments, pyroclastics and redeposited volcanic material. Lithologically, these are successively:

- soils and rocks originally of volcanic origin (so-called volcanodetrital strata, pyroclastics, tuffs, marginal presence of stronger volcanics);
- underlying strata (clays, clayey to clayey-sandy soils, sideritic clays and claystones, lavas from volcanics, to a limited extent sandstones, conglomerates, quartzites);
- layer formation (the seam /coal development/ is more or less replaced by the so-called sandy equivalent of the coal seam, possibly coal clays);
- overlying strata (monotonous, gray to brown-gray clays and claystones, locally sandy clays to sands).

Tyto zlomy rozdělují sedimenty v příčném i podélném směru na jednotlivé bloky, které jsou mnohdy výškově odděleny v řádu desítek metrů, nelze však vyloučit „odskok“ i o velikosti sta metrů.

Celková mocnost pánevní výplně dosahuje v místě portálu cca 400 m, přičemž zde připadá cca 370 m na křídové horniny. Směrem ke Krušným horám je mocnost pánevní výplně redukována (obr. 2).

Voda je vázána především na propustnější písčité, případně šterkovité polohy. Převážná část zejména nadložního souvrství je však tvořena prakticky nepropustnými jíly a jílovci. Výraznější přítoky lze tedy očekávat v pískovcových faciích kříd, písčitých typech terciéru, případně při zastížení rozpukaných vulkanitů.

2.4 Krušnohorský tunel – krušnohorský zlom, dostupné informace

V současné době nejsou v podstatě k dispozici žádné informace o charakteru pásma krušnohorského zlomu v oblasti projektu. Omezené informace lze vyvodit z některých archivních prací.

Nejvíce byl krušnohorský zlom popsán při realizaci průzkumných štol v oblasti zámku Jezeří. Jedná se o štoly Černice, Jiřetín, Jezeří a Jezerka. Tyto štoly jsou však od Krušnohorského tunelu vzdáleny vzdušnou čarou více než 30 km. Informace z těchto štol lze shrnout následovně:

- geograficky jsou oproti plánovaným portálům Krušnohorského tunelu položeny výše o cca 100 až 150 m;
- prakticky shodná je litologie krystalinika, ortoruly jsou zde poněkud hrubší;
- štoly neprocházejí křídovými sedimenty, pouze v případě štoly Jezerka je křída uvedena v hlubším podloží, různou měrou procházejí terciérní pánevní výplní;
- částečně zachycují vulkanické brekcie, které jsou zde dávány do souvislosti s existencí diatrémy, v geologických mapách však nejsou v okolí těchto štol jakékoliv vulkanity dokumentovány;
- ve všech štolách bylo dokumentováno vyvlečení sedimentární výplně do sklonů nad 60°;
- terciérní sedimenty byly prostoupeny četnými proklouzanými plochami, vlivem posunů byly mnohdy rozděleny na jednotlivé bloky;
- přechod do poruchového pásma v krystaliniku je zpravidla ostrý, s četnými kluznými plochami;
- poruchové pásmo v krystaliniku má ve všech případech zonální charakter;
- úvodní část je tvořena převážně tektonickými brekciemi, přecházejícími v mylonitizovaná pásma a blokově dislokované krystalinikum;
- následují vzájemně oddělené bloky krystalinika různého typu porušení a alterace, tyto bloky jsou odděleny jílovitopísčitou zeminou, tektonickými jíly a kaolinizovanou zcela rozloženou rulou;
- pro ruly je charakteristická silná kaolinizace, chloritizace, hematitizace a převážně silná, často zonální alterace;
- přechod do zdravého krystalinika lze charakterizovat jako blokovitě dislokované krystalinikum, silně rozpukané a místy mylonitizované, tento kontakt byl zastížen pouze štolami Jezerka a Jezeří, v obou případech se však liší, ve štole Jezeří porušení postupně doznívá, ve štole Jezerka je přechod velmi ostrý;
- rozdílná je i délka porušeného krystalinika v jednotlivých štolách (nepravá mocnost), kdy za maximum lze považovat 300 m;
- z měření původní napjatosti provedených v době realizace štol vyplynula převaha horizontální složky napětí nad složkou vertikální, přičemž jsou uváděny hodnoty (1,55–2,00) : 1.

Určité informace o krušnohorském zlomu jsou uváděny i v souvislosti s původně plánovaným celkovým vytěžením uhlé slaje

Cretaceous and Tertiary sediments are disturbed in places by intrusions of base volcanic rocks.

The layers are deposited subhorizontally in the area of the portal, but in the vicinity of the Krušnohorský fault, they are “extruded” into steep slopes, sometimes up to 80°.

The basin filling is broken by a number of significant faults, some of which have an approximate course is known, but many are only assumed. However, practically no information is available about the nature of these faults.

The most pronounced faults run in the NE–SW direction (Krušnohorský fault and parallel faults), and the transverse ones mainly in the NW–SE direction.

These faults divide the sediments in the transverse and longitudinal direction into individual blocks, which are often separated in height by tens of meters, but an “increase” of a hundred meters in size cannot be ruled out.

The total thickness of the basin fill reaches approx. 400m at the site of the portal, with approx. 370m of chalk rocks. Towards the Krušné hory, the thickness of the basin filling is reduced (Fig. 2).

Water is bound mainly to more permeable sandy or gravelly locations. However, the majority of the overlying strata, in particular, is made up of practically impermeable clays and clay loams. More pronounced inflows can therefore be expected in Cretaceous sandstone facies, sandy types of the Tertiary, or when fractured volcanics are encountered.

2.4 Krušnohorský Tunnel – Krušnohorský Fault, available information

Currently, there is essentially no information available about the nature of the Krušnohorský fault zone in the project area. Limited information can be derived from some archival works.

The Krušnohorský fault was most described during the construction of exploratory tunnels in the area of Jezeří Castle. These are the Černice, Jiřetín, Jezeří and Jezerka tunnels. However, these tunnels are more than 30km away from the Krušnohorský Tunnel. Information from these tunnels can be summarized as follows:

- geographically, compared to the planned portals of the Krušnohorský tunnel, they are placed in higher elevation by approx. 100 to 150m;
- the crystalline lithology is practically identical, the orthogneisses are somewhat coarser here;
- tunnels do not pass through Cretaceous sediments, only in the case of the Jezerka tunnel, the chalk is encountered in a deeper subgrade, they pass through Tertiary basin fill to varying degrees;
- they partially encounter volcanic breccias, which are linked here to the existence of diatreme, however, in the geological maps, no volcanites are documented in the vicinity of these tunnels;
- in all tunnels, sedimentary fill was documented to be pushed out to slopes above 60°;
- tertiary sediments were penetrated by numerous sliding surfaces, due to displacements they were often divided into individual blocks;
- the transition to the fault zone in the crystalline is usually sharp, with numerous sliding surfaces;
- the fault zone in the crystalline has a zonal character in all cases;
- the initial part is made up mainly of tectonic breccias, passing into mylonitized bands and block-dislocated crystalline material;
- followed by mutually separated blocks of crystallines of different types of failure and alteration, these blocks are

v oblasti. Tento záměr provázela zejména obava z porušení stability svahů Krušných hor. Zde jsou zajímavé především informace, popisující jak problémy při hlubinné těžbě v oblasti zlomu, tak i charakteristika pásma zlomu:

- S potížemi se setkávala i hlubinná těžba ve výchozové ukloněné partii. Příkladem je zánik obce Jezeří v 50. letech, kdy poddolování vedlo k aktivizaci sesuvných pohybů v kvartérních sutích a snad i v terciéru na přilehlém svahu daleko za hranicemi báňsky vymezené poklesové kotliny.
- Tato hluboce porušená, tektonicky namožená a rozpukaná zóna představuje souvislý pruh šířky 0,5 až 1 km, sledovatelný po celé délce úpatí horského svahu. Objevují se pásma drčení, mylonitizace, hydrotermální alterace, kaolinizace a dalších projevů degradace vlastností původního rigidního krystalinika.
- Pevnost navětralých rul je menší než pevnost svrchnokřídových slínovců, slinitých vápenců a pískovců.
- Pevnost zvětralých rul odpovídá pevnosti terciérních jílovců.

2.5 Krušnohorský tunel – krušnohorský zlom v oblasti trasy

V místě plánované trasy nejsou zejména z důvodu neexistence v minulosti realizované uhelné sloje dostupné žádné přesnější informace o geologické stavbě. Nebyl zde důvod k průzkumu.

Z archivních podkladů vyplývá předpoklad existence výrazného podružného zlomu, který se od krušnohorského zlomu odděluje v oblasti obce Unčín. V ose předpokládané trasy je vzdálen cca 600–700 m jižně od předpokládaného průběhu hlavní linie zlomu. V této oblasti je předpokládán průchod trasy tunelu křídovými horninami. Mimo to je předpokládána existence podružných paralelních zlomů a zlomů příčných.

Přechod z pánevní výplně do porušeného pásma krystalinika bude s velkou pravděpodobností probíhat v horninách křídvy, jde tedy o odlišné podmínky oproti výše popsaným lokalitám.

S vysokou pravděpodobností (téměř s jistotou) budou trasou zastíženy vulkanické horniny, a to jak charakteru pyroklastik, tak pevné skalní horniny. Vulkanity v okolí tvoří několik výrazných morfologických útvarů. Byly dokumentovány časté výchozy a některá tělesa jsou pravděpodobně zakryta kvartérními zeminami.

Nelze vyloučit výskyt vulkanitů v nadloží tunelu, překrývajících starší sedimenty.

Svahy Krušných hor navazující na portálový úsek jsou velmi strmé,

separated by clayey-sandy soil, tectonic clays and kaolinized completely decomposed gneiss;

- gneiss is characterized by strong kaolinization, chloritization, hematization and mostly strong, often zonal alteration;
- the transition to a healthy crystalline can be characterized as a blocky dislocated crystalline, strongly fractured and in some places mylonitized, this contact was reached only in the Jezerka and Jezeří tunnels, but in both cases they are different, in the Jezeří tunnel the fracturing gradually subsides, in the Jezerka tunnel the transition is very sharp;
- the length of the broken crystalline structure in individual tunnels is also different, when the maximum can be considered 300m;
- the measurements of the insitu stresses carried out at the time of the construction of the tunnels revealed the predominance of the horizontal component of the stress over the vertical component, while the values are (1.55–2.00): 1.

Certain information about the Krušnohorský fault is also given in connection with the originally planned total extraction of the coal seam in the area. This plan was mainly accompanied by the fear of stability failure of the slopes of the Krušné hory. Here, the information describing both the problems of deep mining in the fault area and the characteristics of the fault zone is of particular interest:

- Difficulties were also encountered in deep mining in the outcrop inclined part. An example is the abolishment of the village of Jezeří in the 1950s, when undermining led to the activation of landslide movements in the Quaternary rubble and perhaps also in the Tertiary on the adjacent slope, far beyond the boundaries of the mine-defined subsidence basin.
- This deeply faulted, tectonically stressed and fractured zone represents a continuous strip 0.5 to 1km wide, traceable along the entire length of the foot of the mountain slope. Bands of crushing, mylonitization, hydrothermal alteration, kaolinization and other manifestations of degradation of the properties of the original rigid crystalline material appear.
- The strength of weathered gneiss is less than the strength of Upper Cretaceous siltstones, silty limestones and sandstones.
- The strength of weathered gneisses corresponds to the strength of Tertiary claystones.

2.5 Krušnohorský Tunnel – Krušnohorský fault in the area of the route

In the place of the planned route, no more precise information about the geological structure is available, especially due to the absence of a coal seam mined in the past. There was no reason for exploration.

The archival documents suggest the existence of a significant secondary fault, which separates from the Krušnohorský fault in the area of the village of Unčín. In the axis of the assumed route, it is located approximately 600–700m south of the assumed course of the main fault line. In this area, it is assumed that the tunnel route will pass through chalky

Tab. 1 Parametry srovnávaných úseků

	Koraln KAT 3	Krušnohorský tunel
Výška nadloží v místě poruchového pásma	250–300 m	120–150 m
Šířka poruchového pásma v ose trasy	cca 430 m	předpoklad nad 250 m *
Geologie – pánevní výplň	středně- až hrubozrnné sedimenty, místy jemnozrnné, omezené slojky uhlí a pyroklastika	jemnozrnné až střednězrnné sedimenty, uhelné jíly, pyroklastika, vulkanity
Geologie – poruchové pásmo	kataklasticky porušené, mylonitizované ruly, oddělené bloky pevné horniny	kataklasticky porušené, mylonitizované ruly, oddělené bloky pevné horniny, výrazná kaolinizace a chloritizace
Geologie – krystalinikum	jemno- až hrubozrnné ruly, břidlice	středně zrnité, biotit – muskovitické ruly
Dominantní diskontinuity	sklon > 50°, příčně k ose, převážně vyhlazené	sklon > 50° (až 75°), příčně k ose, převážně vyhlazené
Způsob ražby	NRTM – průzkumné tunely v jižní troubě, TBM v severní	–
Podzemní voda	rozptýlené, slabé přítoky	rozptýlené, slabé přítoky *

* Není známá míra porušení křídových hornin a jejich vliv na podmínky v trase

sklonem (až přes 30°) odpovídají jak oblasti v okolí zámku Jezeří, tak i výhodně položené oblasti žandovské uhelné pánvičky. V obou těchto oblastech jsou doloženy kerné sesuvy skalních hornin křída, případně krystalinika. Nelze tedy vyloučit možnost výskytu těchto skalních hornin v nadloží mladších sedimentů.

Na povrchu, při úpatí svahu Krušných hor, nejsou zřejmě žádné projevy zlomu. Ojedinelé skalní výchozy jsou tvořeny převážně slabě zvětralou až zdravou ortorulou.

Orientace žádného systému zastížených diskontinuit neodpovídá předpokládané orientaci krušnohorského zlomu.

Směr proudění podzemní vody je směrem od svahu hor do pánve, tedy zhruba k jihu až jihovýchodu. Lze očekávat dva výraznější horizonty podzemní vody. Mělký, který se nachází na bázi kvartérních sedimentů (na úpatí jde převážně o propustné proluvialní šterky). Hlubší, bazální křídový horizont v zóně pískovců, souvisí s ústeckými termami. Na úpatí Krušných hor se nacházejí dvě až tři linie pramenních vývěřů, kdy jednotlivé linie mají vždy zhruba stejnou nadmořskou výšku.

3. POROVNÁNÍ

V tab. 1 jsou uvedeny parametry obou popisovaných tunelů, které je možné v současné době porovnat, a to i bez znalosti skutečných podmínek v trase Krušnohorského tunelu.

I když v budoucnosti budou v případě Krušnohorského tunelu doplněny další podrobné informace, je podobnost těchto dvou úseků už dnes až zarážející.

4. POZNATKY Z PRŮZKUMNÝCH TUNELŮ KAT 3

Cílem tohoto příspěvku není zhodnocení výsledků průzkumu, představení jeho závěrů ani popis způsobu realizace průzkumných tunelů a chování výrubů během ražeb.

Nicméně je vhodné uvést některé základní informace.

Po úvodních etapách průzkumů byla očekávaná šířka hlavní části poruchového pásma lavanttal více než 900 m. Během ražby průzkumných tunelů byla konečná délka stanovena na cca 430 m.

Na základě průzkumných prací, včetně ražených tunelů, byla vytvořena charakteristika poruchových zón, přičemž byly zahrnuty všechny zóny s mocností nad 1 m. Poruchy s mocností pod 1 m byly hodnoceny jako „neporušená“ hornina. Pro charakteristiku byly zvoleny následující parametry:

- pravá mocnost poruchové zóny;
- proměnlivost vnitřní stavby poruchové zóny (heterogenita);
- podíl klastického (kataklastického) materiálu (K);
- podíl porušené (podrcené) horniny (Z);
- podíl neporušených (kompetentních) horninových bloků a fragmentů (nad 0,5 m) uvnitř poruchové zóny (B).

Na základě těchto parametrů byly stanoveny čtyři typy poruch, označených A–D. Rozhodující byla vždy vzájemná odlišnost v nejméně jednom parametru. Jako součást popisu byl vždy uváděn procentuální podíl jednotlivých složek K, Z a B, počet těchto složek v rámci zóny a jejich mocnost [4].

Table 1 Parameters of the compared sections

	Koralm KAT 3	Krušnohorský Tunnel
The height of the overburden at the location of the fault zone	250–300m	120–150m
Width of the fault zone in the axis of the route	cca 430m	assumption above 250m *
Geology – basin fill	medium- to coarse-grained sediments, sometimes fine-grained, limited coal seams and pyroclastics	fine- to medium-grained sediments, coal clays, pyroclastics, volcanites
Geology – fault zone	cataclastically fractured, mylonitized gneiss, separated blocks of solid rock	cataclastically fractured, mylonitized gneisses, separated blocks of solid rock, significant kaolinization and chloritization
Geology – crystalline	fine- to coarse-grained gneiss, schist	medium-grained, biotite – muscovite gneiss
Dominant discontinuities	slope > 50°, transverse to the axis, mainly slicken-sided	slope > 50° (up to 75°), transverse to the axis, mainly slicken-sided
Excavation method	NRTM – exploratory tunnels in the southern tube, TBM in the northern tube	–
Groundwater	scattered, weak inflows	scattered, weak inflows *
* The degree of fracturing of the chalk rocks and their influence on the conditions along the route is not known		

rocks. In addition, the existence of secondary parallel faults and transverse faults is assumed.

The transition from the basin fill to the broken crystalline zone will most likely take place in Cretaceous rocks, so these are different conditions compared to the locations described above.

There is a high probability (almost a certainty) that volcanic rocks will be encountered along the route, both of pyroclastic character and solid bedrock. The volcanics in the vicinity form several distinct morphological formations. Frequent outcrops have been documented and some bodies are probably covered by Quaternary soils.

The occurrence of volcanics in the overburden of the tunnel, overlying older sediments, cannot be ruled out.

The slopes of the Krušné Hory following the portal section are very steep, their slope (up to over 30°) corresponds to both the area around the Jezeří Castle and the eastern area of the Zandov coal pan. In both of these areas, toppling landslides of Cretaceous rocks, possibly of crystalline, are documented. Therefore, the possibility of the occurrence of these rocks in the overburden of younger sediments cannot be ruled out.

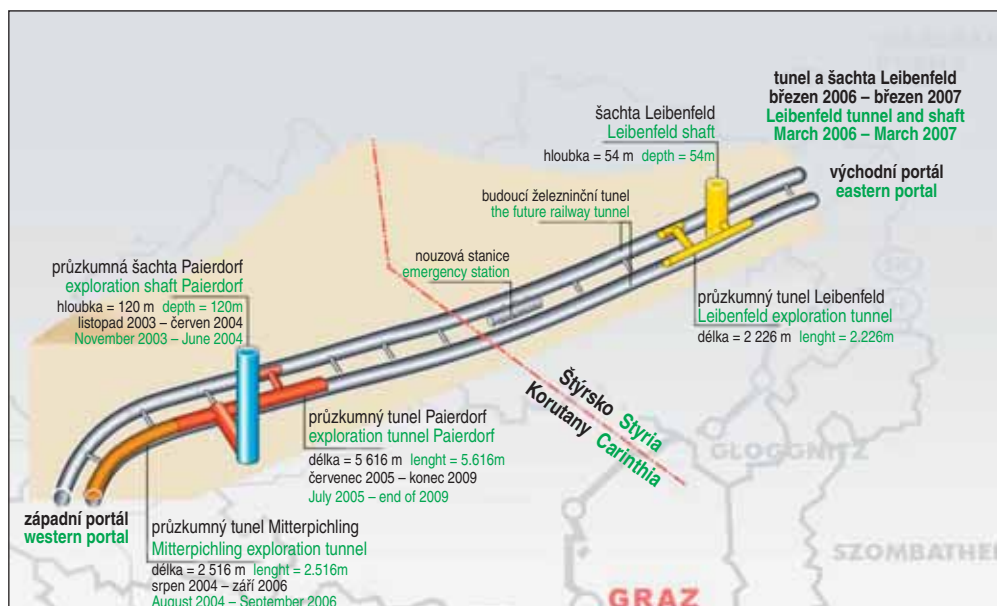
On the surface, at the foothill of the Krušné hory, there are no obvious signs of faulting. The isolated rock outcrops are mainly formed by weakly weathered to healthy orthogneiss.

The orientation of any system of detected discontinuities does not correspond to the assumed orientation of the Krušnohorský fault.

The direction of groundwater flow is from the mountain slope to the basin, i.e. roughly south to southeast. Two distinct groundwater horizons can be expected. The shallower, which is located at the base of Quaternary sediments (the foothills are mainly permeable proluvial gravels). The deeper, basal Cretaceous horizon in the sandstone zone is related to the Ústí thermal springs. At the foot of the Krušné hory, there are 2 to 3 lines of springs, where the individual lines always have roughly the same height above sea level.

3. COMPARISON

The Table 1 shows the parameters of both described tunnels, which can currently be compared, even without knowledge of the actual conditions along the route of the Krušnohorský tunnel.



zdroj: ÖBB Infra source: ÖBB Infra

Obr. 3 Tunel Koralm – schéma ražeb navazujících na jámu Paierdorf

Fig. 3 Koralm tunnel – scheme of excavations connected to the Paierdorf pit

Další podrobnější charakteristika byla použita při hodnocení kataklastického materiálu na celkem tři typy:

- jemnozrnné kataklazity;
- kompaktní kataklazity;
- hrubozrnné kataklazity.

Tyto typy hornin a zemin byly následně podrobněji charakterizovány [3, 4].

5. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ PRŮZKUMNÝCH PODZEMNÍCH DĚL KAT 3

Zahájení ražeb úseku KAT 3 bylo v podstatě součástí finální fáze průzkumu, kdy jednotlivá hloubená a ražená díla sloužila jak pro

of exploration tunnels, the final length was determined to be about 430m.

Based on exploration work, including tunnel borings, a characterization of the fault zones was performed, with all zones over 1m thick included. Faults under 1m thick were rated as “intact” rock. The following parameters were chosen for characterization:

- true thickness of the fault zone;
- variability of the internal structure of the fault zone (heterogeneity);
- proportion of clastic (cataclastic) material (K);
- proportion of fractured (crushed) rock (Z);
- the proportion of intact (competent) rock blocks and fragments (over 0.5m) inside the fault zone (B).

Based on these parameters, four types of faults, marked A–D, were determined. Mutual difference in at least one parameter was always decisive. As part of the description, the percentage share of individual components K, Z and B, the number of these components within the zone and their strength [4] were always stated.

Another more detailed characteristic was used in the evaluation of cataclastic material into a total of three types:

- fine-grained cataclasites;
- compact cataclasites;
- coarse-grained cataclasites.

These types of rocks and soils were subsequently characterized in more detail [3, 4].

5. TECHNICAL SOLUTION OF EXPLORATION UNDERGROUND STRUCTURES KAT 3

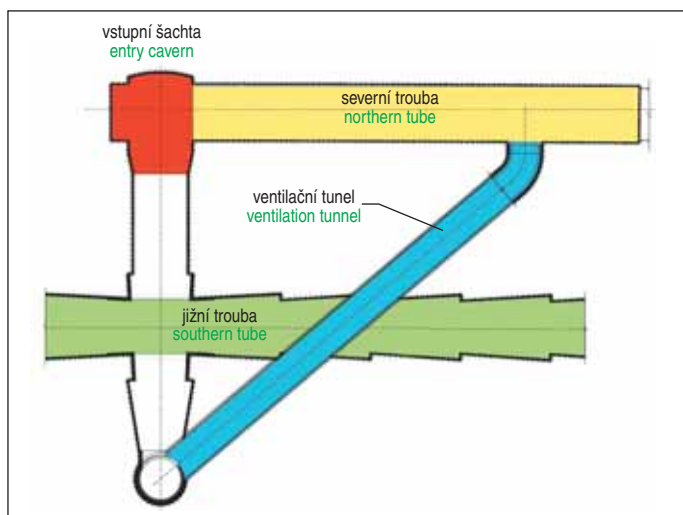
The start of excavations of the KAT 3 section was essentially part



zdroj: RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D. source: RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D.

Obr. 4 Tunel Koralm – startovací lože pro razičící stroj v jámě Mitterpichling

Fig. 4 Koralm tunnel – launch bed for the boring machine in the Mitterpichling pit



zdroj: [5] source: [5]

Obr. 5 Tunel Koralm – schéma napojení šikmého ventilačního tunelu na jámu Paierdorf a severní troubu tunelu Koralm

Fig. 5 Koralm tunnel – scheme of the connection of the inclined ventilation tunnel to the Paierdorf pit and the northern tube of the Koralm tunnel

účely průzkumu, tak byla současně využita pro přípravu ražeb, případně byla přímo částí budoucích tunelů.

Práce byly zahájeny v 11/2003 hloubením šachty Paierdorf. Ze šachty byly v profilu jižní trouby raženy průzkumné tunely Paierdorf West TM a Paierdorf Ost, s celkovou délkou 5 616 m. Na tunel Paierdorf navázal průzkumný tunel Mitterpichling [5] (obr. 3).

Tunel Mitterpichling byl ražen jako pokračování tunelu Paierdorf a současně protiražbou (na východ) z hloubené jámy Zwischenangriff Mitterpichling. Jáma Mitterpichling byla využita i pro realizaci startovacího lože pro razičí stroj v severní troubě (obr. 4).

Na napojení šachty Paierdorf navázala propojka mezi oběma troubami, ze které byla následně v severní troubě vyražena kaverna pro přestavbu zeminového štítu na tunelovací stroj do tvrdých hornin [5].

Posledním dílem v této části tunelu bylo vyražení šikmého (14°) ventilačního tunelu mezi severní troubou a šachtou Paierdorf (obr. 5).

6. SHRUTÍ

Z uvedeného stručného popisu dvou staveb, vzdálených vzdušnou čarou 450 km a situovaných v odlišných geologických formacích, je zřejmá velká podobnost.

Jde jak o podobnost v geologicko-geotechnických podmínkách, tak i o předpokladatelnou podobnost v technickém řešení, která je dána prakticky shodným typem stavby.

Krušnohorský tunel se projekčně nachází na samém počátku, naopak tunel Koralm je již prakticky dokončený. Během realizace tunelu Koralm bylo nutné řešit celou řadu geotechnických problémů, které byly více či méně očekávané. Obdobné problémy se nevyhnou ani Krušnohorskému tunelu.

Nejde však jen o problematiku vlastní realizace, ale i přístup ke geotechnickému průzkumu. V případě Krušnohorského tunelu v tuto chvíli existuje pouze hrubá představa, v případě tunelu Koralm (KAT 3) vyvrcholily průzkumné práce realizací průzkumných tunelů. Geologicko-geotechnické podmínky byly tedy ověřeny s maximální mírou. Na základě toho byl následně vytvořen geotechnický model prostředí, který byl zejména využit při navazující ražbě severní trouby a větracího tunelu. Průzkumné štoly (tunely) však nebyly využity pouze pro průzkum, ale následně i pro další technologické účely.

Realizace průzkumu pro Koralm (KAT 3) jasně ukázala nutnost postupného doplňování informací formou navazujících a cílených

of the final phase of the exploration, when individual open cut and underground excavated structures served both for exploration purposes and were simultaneously used for tunneling preparations, or were directly part of future tunnels.

The works started in 11/2003 by excavating the Paierdorf shaft. The exploration tunnels Paierdorf West TM and Paierdorf Ost, with a total length of 5,616m, were excavated from the shaft in the profile of the southern tube. The Paierdorf tunnel was followed by the Mitterpichling exploration tunnel [5] (Fig. 3).

The Mitterpichling tunnel was excavated as a continuation of the Paierdorf tunnel and at the same time, in the opposite direction (to the east), excavation started from the open cut pit Zwischenangriff Mitterpichling. The Mitterpichling pit was also used for the construction of the launch bed for the boring machine in the northern tube (Fig. 4).

The Paierdorf shaft was connected to a crosspassage between the two tunnels, from which a cavern was subsequently excavated in the northern tunnel for the conversion of the earth pressure balanced shield into a hard rock tunneling machine [5].

The last construction in this part of the tunnel was the excavation of an inclined (14°) ventilation tunnel between the northern tube and the Paierdorf shaft (Fig. 5).

6. SUMMARY

From the given brief description of the two structures, 450km apart, and situated in different geological formations, a great similarity is evident.

This is both a similarity in geological and geotechnical conditions, and also a presumable similarity in the technical solution, which is given by the virtually identical structure type.

The Krušnohorský Tunnel design is at the very beginning, while the Koralm Tunnel is practically completed. During the construction of the Koralm tunnel, it was necessary to solve a number of geotechnical problems that were more or less expected. Similar problems will not be avoided in the Krušnohorský tunnel.

However, it is not only an issue of actual construction, but also of an approach to geotechnical exploration. In the case of the Krušnohorský tunnel, there is only a rough idea at the moment, in the case of the Koralm tunnel (KAT 3), the exploration work culminated in the realization of exploration tunnels. The geological-geotechnical conditions were therefore verified to the maximum extent. Based on this, a geotechnical model of the rock environment was subsequently created, which was mainly used during the subsequent excavation of the northern tube and the ventilation tunnel. However, the exploratory tunnels were not only used for research, but subsequently also for other technological purposes.

The realization of the exploration for Koralm (KAT3) clearly showed the necessity of gradually supplementing information in the form of follow-up and targeted stages of drilling work, possibly supplemented by other methods. With the subsequent incorporation of knowledge into the project, but at the same time also the clear demands of the designers on the exploration management. Thus, 5 main stages of drilling exploration were performed.

In addition to the “standard” verification of the geotechnical and hydrogeological properties of the rock environment, the characteristic of fault zones and the verification of the mutual position of the planned structures with these zones are essential. Especially in case of oblique crossing, the zone of influence is significantly longer than in case of perpendicular crossing.

etap vrtných prací případně doplněných dalšími metodami. S následným zpracováním poznatků do projektu jsou současně však i jasné požadavky projektantů na řešitele průzkumu. Bylo tak realizováno pět hlavních etap vrtného průzkumu.

Mimo „standardní“ ověření geotechnických a hydrogeologických vlastností horninového prostředí je zásadní charakteristika poruchových pásem a ověření vzájemné pozice plánovaných konstrukcí s těmito pásmy. Zejména při šikmém křížení je oblast ovlivnění výrazně delší než při křížení kolmém.

Projekt Krušnohorského tunelu i související průzkum jsou nyní na samém počátku, je tedy těžké předvídat další vývoj. Pro zpracovatele i zadavatele projektu jsou však informace a přístupy použité na úseku KAT 3 velkou inspirací. Výhodou je možnost zvážení účelnosti daných řešení v předstihu a možnost volby časové návaznosti.

V současné době je očekáváno zahájení první fáze průzkumných prací, jakási obdoba etapy předběžného průzkumu. Uvažována je řada vrtů v „mělčí“, ale heterogenní úvodní části a několik hlubokých vrtů (cca do 500 m) v oblasti krystalinika. Vrtným pracím budou předcházet geofyzikální měření.

Poznátky z této úvodní fáze umožní vytvoření první reálné představy o geotechnických podmínkách v trase Krušnohorského tunelu. Pro návrh dalších etap průzkumu, tak bude možné jednat vycházet z „hmataelných“ údajů, ale současně i porovnat další postup se srovnatelnými úseky KAT 3.

Často je nyní diskutována průzkumná štola v úvodní části tunelu. S ohledem na současné znalosti je její realizace velmi pravděpodobná, přesné technické řešení však bude třeba zkoordinovat s projektem a maximálně tak využít potenciál pro potřeby stavby.

Inspirací z KAT 3 může být i technické řešení portálového úseku, kde bude mimo geotechnických problémů nutné vyřešit i otázky konstrukční a logistické. Morfologie území umožňuje smysluplně využít přístup do oblasti stavby pouze v oblasti pod svahy Krušných hor, tedy zhruba do nadmořské výšky 350 m n. m. Dále jsou již horské svahy extrémně strmé a přístup je možný pouze po několika lesních cestách.

Poslední otázkou je pak volba metody ražby, kde je již v tuto chvíli jasné, že úvodní část minimálně jednoho z tunelů bude muset být s velkou pravděpodobností realizována konvenčně. Navazující úseky v krystaliniku jsou naopak vhodné pro nasazení TBM.

Otázkou bude i volba umístění nouzové stanice (stanic) a případného přístupu do její oblasti hlubokými šachtami, nebo přístupovým tunelem z povrchu.

Mgr. JIŘÍ ZMÍTKO, zmitko@3-g.cz,

*RNDr. TOMÁŠ SVOBODA, Ph.D., svoboda.tomas@3-g.cz,
3G Consulting Engineers s.r.o.*

Recenzoval Reviewed: Ing. Otakar Krásný

The Krušnohorský Tunnel project and related exploration are now at the very beginning, so it is difficult to predict further developments. However, the information and approaches used on the KAT 3 section are a great inspiration for both the developer and the client of the project. The advantage is the possibility of considering the expediency of the given solutions in advance and the possibility of choosing temporal continuity.

At the moment, it is expected to start the first phase of exploration work, similar to the stage of preliminary exploration. A series of wells in the “shallow” but heterogeneous initial part and several deep wells (approx. up to 500m) in the crystallinics area are considered. Drilling will be preceded by geophysical measurements.

The findings from this initial phase will enable to gain a first realistic idea of the geotechnical conditions along the route of the Krušnohorský tunnel. For the design of the next stages of the exploration, it will be possible to start from “tangible” data, but at the same time to compare the next procedure with comparable sections of KAT 3.

An exploration tunnel in the initial part of the tunnel is now often discussed. With regard to current knowledge, its implementation is very likely, however, the exact technical solution will need to be coordinated with the project in order to make maximum use of its potential for the needs of the construction.

The technical solution of the KAT 3 portal section can also be an inspiration, where, in addition to geotechnical problems, structural and logistical issues will also have to be solved. The morphology of the area makes it possible to meaningfully use access to the construction area only in the area below the slopes of the Krušné hory, i.e. up to an altitude of approximately 350m above sea level. Furthermore, the mountain slopes are already extremely steep and access is only possible via several forest roads.

The last question is the choice of excavation method, where it is already clear at this moment that the initial part of at least one of the tunnels will most likely have to be realized conventionally. On the other hand, the following sections in the crystalline are suitable for the use of TBM.

The question will also be the choice of the location of the emergency station(s) and possible access to its area through deep shafts or an access tunnel from the surface.

Mgr. JIŘÍ ZMÍTKO, zmitko@3-g.cz,

*RNDr. TOMÁŠ SVOBODA, Ph.D., svoboda.tomas@3-g.cz,
3G Consulting Engineers s.r.o.*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ZMÍTKO, J. Krušnohorský tunel – úvodní představení. *Tunel*, 4/2021
- [2] SVOBODA, T. Geologické sledování mechanizovaných TBM ražeb na úseku KAT2 tunelu Koralm. *Tunel*, 3/2015
- [3] 3G-Gruppe Geotechnik Graz, Koralmbahn Graz – Klagenfurt, Gutachten zur Geologie. *Hydrogeologie und Geotechnik*, 2012.
- [4] SCHUBERT, P., SELLNER, P., HÖLZL, H., FASCHING, F. Geomechanischer Wissenszuwachs durch den Erkundungstunnel Paierdorf im Abschnitt der Lavanttaler Hauptstörungszone. *Geomechanics and Tunnelling*, 03/2010
- [5] RADONCIC, N., HÖLZL, H., MORITZ, B., BACHER, W. Das Lüftungsbauwerk Paierdorf – Planung und Herstellung eines komplexen Untertagebauwerks in anspruchsvollen Gebirgsverhältnissen, 06/2013
- [6] ZMÍTKO, J., ZÜCHNER, F. NBS Dresden – Prag, Planungsabschnitt 2. Geotechnischer Bericht zu Vorabaussagen für den Abschnitt auf tschechischem Staatsgebiet, 03/2022

PROJEKT TUNELU RAŽENÉHO POMOCÍ NOVÉ RAKOUSKÉ TUNELOVACÍ METODY PRO STAVBU DÁLNIČE V INDICKÉM HIMÁLÁJI NATM TUNNEL DESIGN FOR HIGHWAY PROJECT IN INDIAN HIMALAYA

ANDREAS GORICKI

ABSTRAKT

Jedná se o projekt dálničního tunelu prováděného Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) v indickém Himáláji. Předmětný 21 km dlouhý úsek dálnice prochází velmi obtížným terénem s mnoha tunely a mosty. V článku je popsána stavba a okrajové podmínky provádění projektu pro EPC dodavatele, včetně geologických, geotechnických a konstrukčních podmínek pro šest tunelů s celkovou délkou ražeb přibližně 20 km. Některé specifické aspekty projektu, jako je situace opěr mostů nacházejících se v portálovém úseku tunelu, jsou popsány detailněji.

ABSTRACT

The NATM tunnel design is described for a 4-lane bi-directional highway project in Indian Himalaya. The approx. 21km long stretch is in topographically very difficult terrain and consists of many tunnels and bridges. The project and the main boundary conditions of the detailed design for the EPC Contractor are described including geological, geotechnical and structural design for the six tunnels with a total single bore length of approx. 20km. Some specific design related aspects such as the situation of bridge foundations inside the tunnel section are described more detailed.

1. CELKOVÝ POPIS STAVBY

Indický Národní úřad pro dálnice (National Highways Authority of India, NHAI) zajišťuje přípravu a výstavbu dálničních koridorů pro zvýšení kapacity a bezpečnosti silniční dopravy.

Jedním z těchto koridorů je dálnice NH-21 mezi městy Chandigarh a Manali ve státě Himachal Pradesh [1], [2]. Jedná se o 21 km dlouhý velmi obtížný úsek, kde řeka Beas vytvořila hluboký a úzký kaňon s vysokými a příkrými skalními svahy. Stávající dvoupruhová silnice se musí rozšířit na dálnici s dvěma pruhy v každém směru, což v daném úseku vyžaduje realizaci mnoha tunelů, mostů, zářezů a dalších konstrukcí (obr. 1, 2).

Indický Národní úřad pro dálnice zadal stavbu koncesionáři, který vybral dodavatele EPC (typ provádění), který zajišťuje projekt, výběrové řízení i vlastní stavbu. V Indii je pro infrastrukturní stavby běžnou praxí, že financování a realizační dokumentaci zajišťuje dodavatel. Realizační dokumentace pro celý 21 km dlouhý úsek dálnice byla zpracována akciovou společností SMEC India (SMEC) a firmou 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G).

Firma SMEC převzala odpovědnost za návrh trasy, povrchové úseky



Obr. 1 Poloha oblastí a stavby
Fig. 1 Location of project area

Copyright © 2020 www.mapsofindia.com



Obr. 2 Pohled na oblast stavby s příkrými svahy a stávající dvoupruhovou silnicí na levé straně

Fig. 2 View of project area with steep slopes and existing 2 lane highway at left side

a mosty, zatímco firma 3G odpovídala za projekt šesti dálničních tunelů s délkami od 0,4 do 3 km. Čtyři tunely dvoutroubové a dva tunely o jedné troubě mají vždy tři pruhy (dva jízdní a jeden nouzový). Celková délka ražeb je asi 20 km tunelů.

Projekt tunelů ražených metodou NRTM zahrnuje:

- geologický a geotechnický průzkum, včetně vrtných průzkumů pro tunely;
- projekt ražeb a zajištění tunelů a portálů;
- projekt sekundárního ostění a portálů.

2. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Oblast stavby se nachází mezi vesnicemi Pandoh a Aut na sever, respektive na západ, od řeky Beas. Hornatý úsek je trasováním velmi obtížný, příkrý a úzký. Z tohoto důvodu se větší část dálničního úseku realizuje pomocí tunelů a mostů.

Geologicky se hlavní část oblasti stavby nachází v Haimantském souvrství (Haimanta Formation) tethyanského himálajského sledu (prekambrijského až kambrijského stáří) patřícího do systému Velký Himálaj. Nejvýchodnější část stavby leží v bajaurském příkrovu (Bajaura Nappe – spodní krystalinický příkrov) a v souvrství Shali tektonického okna Malý Himálaj. Hlavní centrální zlom (MTC) tvoří tektonickou hranici mezi příkrovy Haimantas na západě a Bajaura na východě. MCT je přitom jedním z hlavních tektonických prvků v Himálaji. Protíná stavbu kolmo na trasu.

V hlavní části stavby převládá skalní podloží typu souvrství Haimanta, kde se střídají metamorfované sedimenty (metasilty a metapískovce), jílovité a křemičité břidlice a různé typy fylitů, kvarcitů a břidlic. Nejvýchodnější část oblasti stavby (souvrství

1. GENERAL PROJECT DESCRIPTION

The National Highways Authority of India (NHAI) is developing various National Highway Corridors to provide capacity for safe and efficient movement of traffic.

One of these Corridors is the National Highway NH-21 between Chandigarh and Manali in the State of Himachal Pradesh which has a topographically very difficult approx. 21km long section where Beas River formed a deep and narrow canyon with high and steep rock slopes. The existing 2-lane highway has to be widened to 4-lane divided dual carriageway which requires many tunnels, bridges, cuts and other structures in this particular section (see Fig. 1, 2).

The National Highways Authority of India (NHAI) has awarded the project to a Concessionaire who has appointed an EPC Contractor (Engineering, Procurement, and Construction). It is common practice for Indian infrastructure projects that financing and detailed design is awarded to bidders. The detailed design for the entire 21km long highway section was done by Joint Venture of SMEC India (SMEC) and 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH (3G) on behalf of the EPC Contractor.

SMEC took responsibility for the alignment design, the open road sections and the bridge design while 3G was responsible for the tunnel design of the six highway tunnels with length of 0.4 to 3km. The four double tube tunnels and the two single tube tunnels have three lanes (two carriageways and one emergency lane) and a total single bore length of approx. 20km.

The design of the NATM tunnel includes:

- geological and hydrogeological design including subsurface investigation program for tunnels;
- design of excavation and support of tunnels and portals;
- final layout design of tunnels including inner lining design and final layout of portals.

2. GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The project area is located between Pandoh and Aut north respectively west of the river Beas. The mountainous section is topographically very difficult, steep and narrow. Due to this a majority of the highway alignment realised with tunnels and bridges.

Geologically the main part of the project area is situated in the Haimanta Formation of the Tethyan Himalayan Sequence (Precambrian to Cambrian age) belonging to the Greater Himalayas. The easternmost part of the project area is situated in the Bajaura Nappe (Lower crystalline nappe) and in the Shali Formation of the tectonic window of the Lesser Himalayas. The Main Central Thrust (MCT) forms the tectonic boundary between the Haimantas in the west and the Bajaura Nappe in the east. The MCT is a main tectonic element in the Himalayas. It intersects the project area in the at grade section perpendicular to the alignment.

Bedrock types of the Haimanta Formation dominate the main part of the project area and comprise an alternating sequence consisting of meta-sediments (meta-siltstones to meta-sandstones), shales, slates, various types of phyllites, quartzites, and schists. The easternmost part of the project area (Shali Formation) consists of dolomites, limestones, quartzites, phyllites, shales.

3. TYPICAL TUNNEL LAYOUT

The typical cross section of the tunnel was defined in the Concession contract based on local national guideline of IRC:SP:91. In the early design stage we tried to optimise the typical cross section. 3G reduced the cross section width by designing only two traffic lanes without emergency lane and without the elevated foot path. Due to the contractual constraints the optimization was not possible and cross section as shown in Fig. 3 had to be constructed.

The tunnel is in general designed as per Western European standards with uni-directional traffic, umbrella water proofing,

Shali) prochází dolomity, vápenci, kvarcity, fylity a jílovitými břidlicemi.

3. VZOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ TUNELU SE DVĚMA TROUBAMI

Vzorový příčný řez tunelu byl stanoven v koncesionářské smlouvě na základě národní směrnice IRC:SP:91. V počátečním stadiu projektování byl pokus vzorový příčný řez optimalizovat. Firma 3G tak zredukovala šířku příčného řezu navržením dvou jízdních pruhů bez nouzového pruhu a bez zvýšeného chodníku. Z důvodu smluvních omezení nebyla navržená optimalizace možná a musel být zachován původní/normový příčný řez (obr. 3).

Tunely jsou navrženy jednotně, podle současných evropských standardů s jednosměrnou dopravou, deštníkovou hydroizolací proti vodě, odděleným odváděním podzemní vody a vody z vozovky, s cemento-betonovým krytem vozovky. Ve srovnání s typickým příčným řezem používaným v Evropě jsou ve smluvních dokumentech další dva obecné projekční požadavky:

- Prvním je to, že vzorový příčný řez se skládá ze dvou 3,5 m širokých jízdních pruhů pro dopravu a dalšího nouzového pruhu, takzvané zpevněné krajnice o šířce 2 m. Z důvodu levostranného provozu je tato krajnice na levé straně. Světlá šířka tunelů je tak přibližně 13 m a je tím téměř srovnatelná s třípruhovým tunelem.
- Druhým požadavkem je zvýšený chodník na pravé straně, přibližně 1 m nad vozovkou. Tento požadavek vychází ze směrnice IRC:SP:91.

separated drainage for groundwater and carriageway water, concrete pavement etc. Compared to a typical Western European tunnel cross section the following two general design requirements specified in the contract documents stand out.

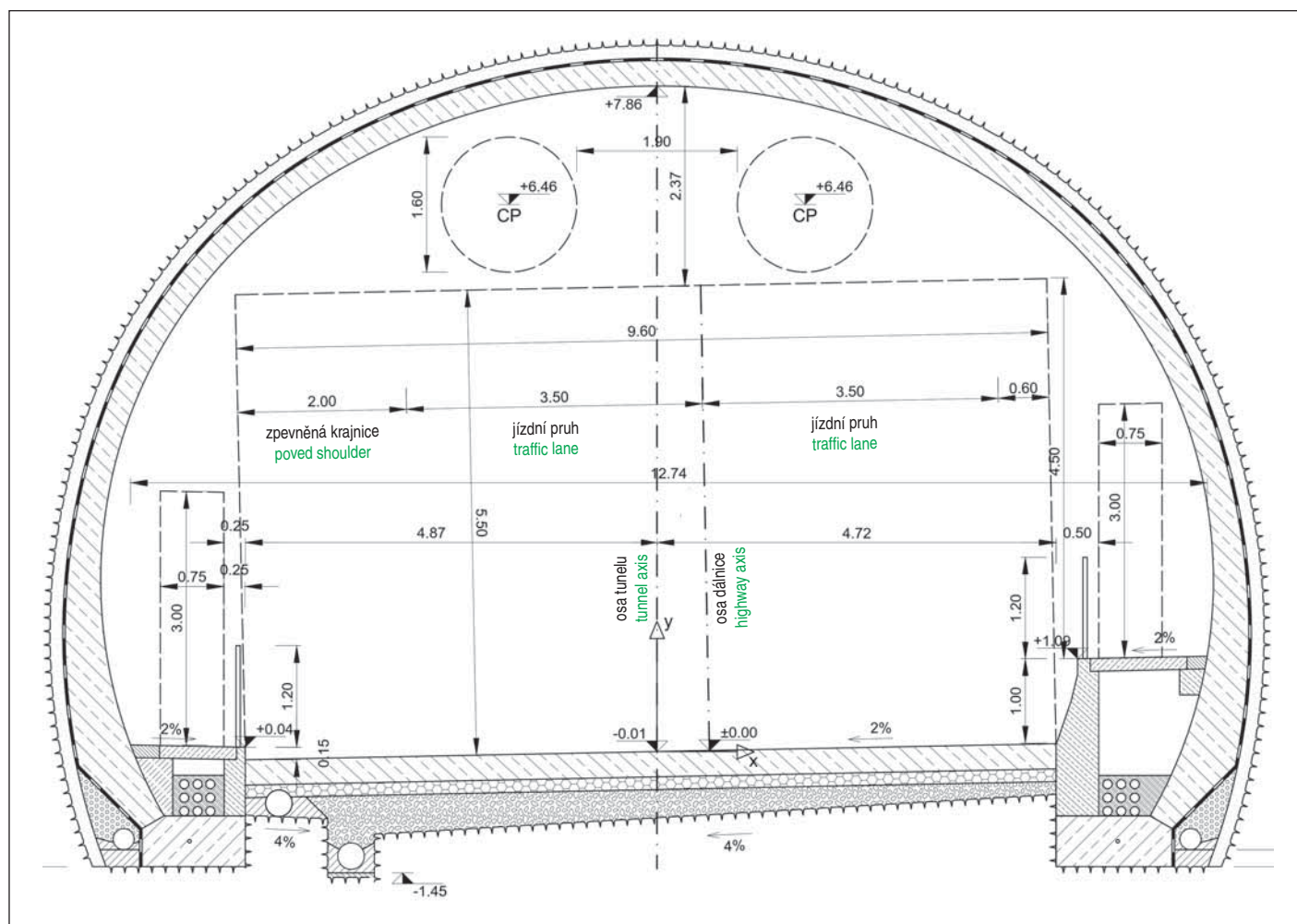
- The typical tunnel cross section consists of two driving lanes with each 3.5m width and an additional emergency lane, the so-called paved shoulder, with an additional width of 2.0m. Due to the left-hand traffic this emergency lane is situated on the left-hand side. The width of the tunnels is approx. 13m and almost comparable to a three-lane tunnel.
- On the right hand side an elevated footpath approx. 1m above the highway elevation was specified in the contract documents. This elevated footpath is also specified in the local national guideline of IRC:SP:91.

Every approx. 350m the both tunnel tubes are connected with cross passages. According to the local national guideline IRC:SP:91 cross passages inside tunnels shall be designed with an angle of 30° to the tunnel axis. These inclined cross passages could be optimised to be constructed perpendicular to the tunnel axis as per international design practice.

The final lining of the tunnel was designed as plain concrete lining. Due to restraints in the contract documents reinforced concrete had to be applied. Consequently the typical lining thickness was optimized to thicknesses of 25cm to 30cm.

4. SELECTED DESIGN ISSUES

In the following some specific design aspects are briefly summarized.



Obr. 3 Vzorový příčný řez tunelu
Fig. 3 Typical tunnel cross section

Obě tunelové trouby jsou propojeny každých 350 m příčnými tunelovými propojkami. Podle směrnice IRC:SP:91 musí být propojky uvnitř tunelu navrženy pod úhlem 30° k ose tunelu. Tyto šikmé propojky byly optimalizovány tak, aby byly kolmé k ose tunelu v souladu s mezinárodní praxí.

Definitivní ostění tunelu bylo původně navrženo z nevytlučeného betonu. Z důvodu omezení daných smluvními podmínkami musel být použit železobeton. Následně byla optimalizována tloušťka ostění na 25–30 cm.

4. VYBRANÉ ASPEKTY PROJEKTOVÁNÍ

V následujícím textu jsou krátce shrnuty některé specifické aspekty projektování.

4.1 Úprava trasy

Základem pro zadávací projekt byla předběžná studie trasy. V průběhu práce na realizační dokumentaci byla trasa optimalizována tak, aby se zmenšily nároky na realizaci, např. redukcí až 40 m hlubokých zářezů v nepříznivých geologických podmínkách. To vedlo k posunutí některých tunelových portálů v průběhu přípravy realizační dokumentace až o 750 m ve srovnání s umístěním v zadávací dokumentaci. Před tímto posunutím portálů byly zapotřebí intenzivní technické diskuse mezi zadavatelem, koncesionářem, dodavatelem EPC a projektantem, jelikož zábory pozemků již byly na základě předběžné studie trasy v zadávací dokumentaci dokončeny.

Nakonec bylo přemístění portálů a další změny schváleny, zábory pozemků projednány a trasa i tunely byly výrazně optimalizovány.

4.2 Od geologie k návrhu konstrukce

Celý návrh tunelu byl prováděn jedním projekčním týmem, od získávání geologických údajů přes geotechnický model po návrh konstrukce. Tím bylo možné pracovat na projektu bez předávání informací mezi jednotlivými zpracovateli a současně, bez ztráty průběžných informací z geotechnického průzkumu a procesu zpracování informací a dat, až po návrh konstrukce. Umožnilo to také rychlou reakci během stavebního procesu v případě zastižení nepředvídaných geotechnických podmínek nebo změn v projektu, vyžadovaných dodavatelem EPC ohledně optimalizace stavby (obr. 4).

4.3 Most v tunelu

V některých oblastech jsou přirozené skalní svahy se sklony až 80° . V takových případech je plocha před portálem příliš úzká na to, aby se na ní daly umístit typické mostní opěry (obr. 5). Proto zde byly mostní opěry navazující na portály navrženy do tunelů. Příčný řez tunelu byl proto zvětšen v místě protiklenby a u opěry. Sekundární ostění bylo pevně spojeno s opěrou mostu. Interaktivní proces projektování mezi zhotovitelem a projektanty tunelu a mostu tak vedl k technicky správnému, hospodárnému a efektivnímu konstrukčnímu řešení mostních opěr.

4.1 Reiterative Alignment Design

The basis of the tender design was a preliminary alignment study. During detailed design of the tunnels the alignment, especially for the tunnels, was optimized to reduce construction efforts e.g. to avoid construction of high cut slopes of up to 40m in unfavourable ground conditions. This resulted in re-location of some tunnel portals during the detailed design phase of up to approx. 750m compared to the tendered location. Intensive technical discussions in-between Client, Concessionaire EPC Contractor and designer were required prior to the re-location of the portals, since land acquisition was already finished based on the preliminary alignment study of the tender design.

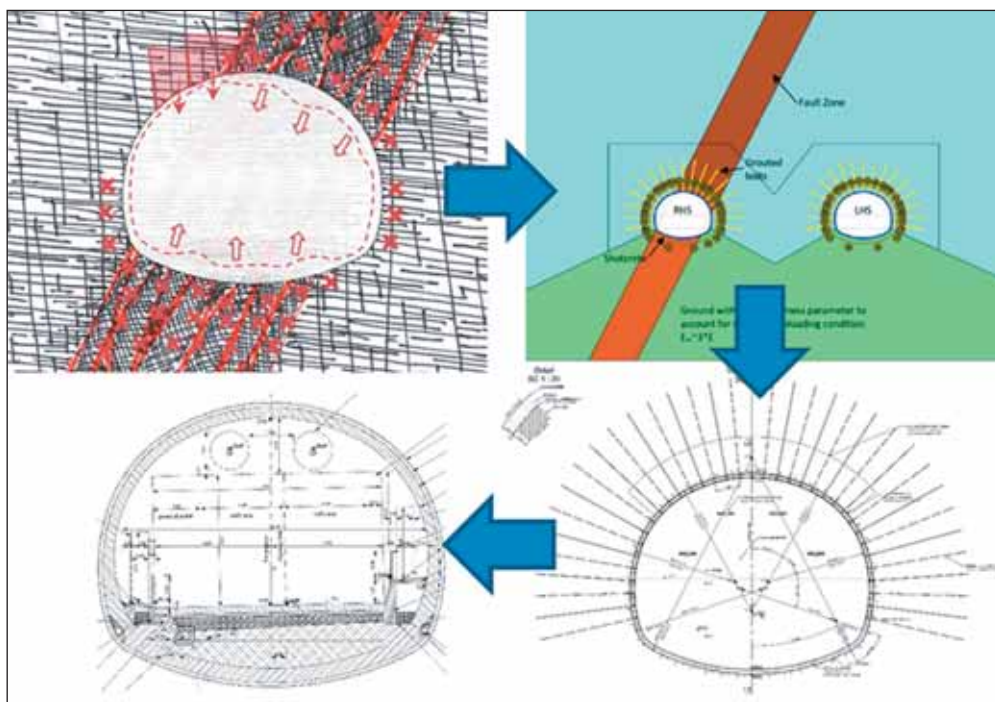
Finally the re-location of the portals was jointly agreed and the additional land was acquired, resulting in an optimized alignment and tunnel design.

4.2 All-in-one Design from Geology to Structural Design

The tunnel design was organised in a way that the entire design process, from geological data acquisition via geotechnical design to structural design was done within one design team. Due to such organisation the design of the underground structure could be executed without interface and consequently without loss of information from ground investigation to the structural design. This also allowed quick response during the construction process in case of unpredicted ground conditions or design changes requested by the EPC contractor related to construction optimization (see Fig. 4).

4.3 Bridge in Tunnel

In some areas the natural hill slopes are steeply dipping with inclinations up to 80° . In these cases, the area in front of the portal was too narrow to locate the typical foundations for bridges (see Fig. 5). Consequently, the bridge footing and the tunnel in the portal area were designed in a way to locate the bridge footing inside the tunnel. The tunnel cross section was increased at the invert and sidewall. The inner lining was rigidly connected with the bridge footing. The interactive design process between Contractor as well



Obr. 4 Schéma postupu od geologického typu chování horninového masivu přes geotechnický model až po návrh konstrukce tunelu

Fig. 4 Scheme of the procedure from the determination of the geological type of rock mass behaviour through the geotechnical model to the design of the tunnel structure



Obr. 5 Integrovaní opěry mostu do sekundárního ostění tunelu
Fig. 5 Steep natural slope at tunnel portal

5. SHRUTÍ

Modernizace indické dálnice NH-21 ze stávající dvoupruhové silnice na dálnici se dvěma pruhy v každém směru je velmi náročný stavební projekt. Kvůli obtížným topografickým podmínkám bylo nutné navrhnout a realizovat četné mosty a tunely. Pro dodavatele EPC byl vypracován projekt obsahující šest dálničních tunelů s celkovou délkou tunelových trub cca 20 km. Projekt tunelů zahrnuje získávání geologických údajů, geotechnický model a parametry a návrh konstrukce. Projekční problémy, včetně optimalizace trasy v obtížných topografických a geotechnických podmínkách, byly řešeny ve spolupráci s dodavatelem EPC technicky správně, se zaměřením na proveditelné, bezpečné a hospodárné řešení. Stavba daného dálničního úseku je v současnosti téměř dokončena a bude brzy uvedena do provozu.

*Dr. ANDREAS GORICKI,
andreas.goricki@3g.at,
3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH*

Recenzoval *Reviewed:* Ing. Radek Bernard, Ph.D.

as tunnel and bridge designers resulted in a technically sound, economic and efficient construction solution for the bridge footings.

5. SUMMARY

The upgrade of the National Highway NH-21 from an existing 2-lane to a bi-directional 4-lane highway is a very challenging construction project. Due to the difficult topographical conditions many bridges and tunnels were necessary. The design of the six highway tunnels with a total single bore length of approx. 20km was done for an EPC Contractor covering all related scopes including geological data acquisition, geotechnical design and structural design. The numerous design challenges like alignment optimisation or difficult topographical and geotechnical conditions were solved technically sound with focus on constructable, safe and economic solutions for the EPC Contractor. The construction of the highway section is almost finished and will soon be given to traffic.

*Dr. ANDREAS GORICKI,
andreas.goricki@3g.at,
3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] TTN (2021): Chandigarh-Manali NH: Work on 2.2km tunnel complete. The Times of India 4th November 2021.
- [2] SMEC (2022): Pandoh Bypass to Takoli (section of NH-21) in Himachal Pradesh, India is 75% complete. SMEC Newsroom 1st June 2022.

VLIV PRŮŘEZU TUNELU NA RYCHLOSTI POSTUPU RAŽEB A NÁKLADY

THE INFLUENCE OF TUNNEL CROSS SECTION ON THE ADVANCE RATE AND COSTS

PETER JOHANN SELLNER, GÜNTER STRAPPLER, KLAUS ERKURT

ABSTRAKT

Při plánování podzemních dopravních staveb je často důležitá otázka, zda jsou menší profily tunelů levnější než větší. Primárně musí být zajištěna funkce konstrukce, např. požadovaný průjezdný průřez a bezpečnost provozu. Přesto lze v mnoha případech volit mezi různými geometrickými koncepcemi příčného uspořádání. V tomto článku jsou porovnány a posouzeny dva různé projekty železničních tunelů se srovnatelnými (geologickými) okrajovými podmínkami, ale s odlišnou koncepcí příčného uspořádání. Oba projekty stavěl stejný zhotovitel pro stejného objednatele, takže byly eliminovány důležité faktory, které mohly ovlivnit rychlost postupu ražeb, a tím i náklady.

ABSTRACT

When planning underground infrastructure structures the question whether smaller cross-sections are less expensive than larger ones mostly arises. Primarily the function of the building has to be warranted, e.g. the required clearance and safety concept. Nevertheless, in many cases one can choose between different geometrical layouts of the conceptual design of the entire system. In the following two different railway tunnel projects with comparable (geological) boundary conditions but different conceptual designs are compared and evaluated. Both projects were constructed by the same company in behalf of the same owner, thus important factors which may influence advance rate and thus costs were eliminated.

1. HISTORICKÝ PŘEHLED – RYCHLOST RAŽBY

Při zpětném pohledu na posledních 30 let tunelování lze zjistit, že rychlosti postupů ražeb se téměř nezměnily. To je překvapivé, protože ve stejné době se výrazně zlepšily technologie a stroje používané pro ražby Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Například u vrtných souprav začal být používán hydraulický pohon místo pneumatického, což vedlo k zásadnímu snížení hladiny hluku při práci na čelbě. S daným vývojem byl počet lafet vrtných souprav zredukován ze tří nebo čtyř na dvě, což je dnes víceméně standard. Také počet pracovníků byl snížen, protože bylo potřeba méně lidí pro obsluhu vrtacího vozu. Celkově se absolutní časová náročnost vrtání na čelbě výrazně nesnížila. Tunelové bagry se speciálními otočnými rameny byly před třiceti lety neznámé. Prvotní zajištění výrubu bylo dříve prováděno ihned po odstřelu a bylo realizováno ručně z horní úrovně rubaniny. Občas tento přístup vedl k vážným nehodám. Na druhou stranu to byl méně časově náročný proces, protože odtěžování rubaniny probíhalo paralelně se zajišťováním. Odtěžování rubaniny bylo prováděno kolovými nakladači a částečně manuálně. Střecha nakladače byla zcela odstraněna a umožnila tak větší přiblížení k boční stěně výrubu tunelu. Čelbové kotvy nebyly běžné, protože ještě nebyly vynalezeny samozávrtné svorníky se závitem po celé délce, které lze zkracovat a postupně používat na několik záběrů. Zajištění čelby bylo v případě potřeby provedeno stříkaným betonem s rozdělením na malé dílčí výrubu. To omezilo časově náročné prostoje nebo ztráty materiálu, protože byl používán suchý stříkaný beton, který lze trvale skladovat na stavbě.

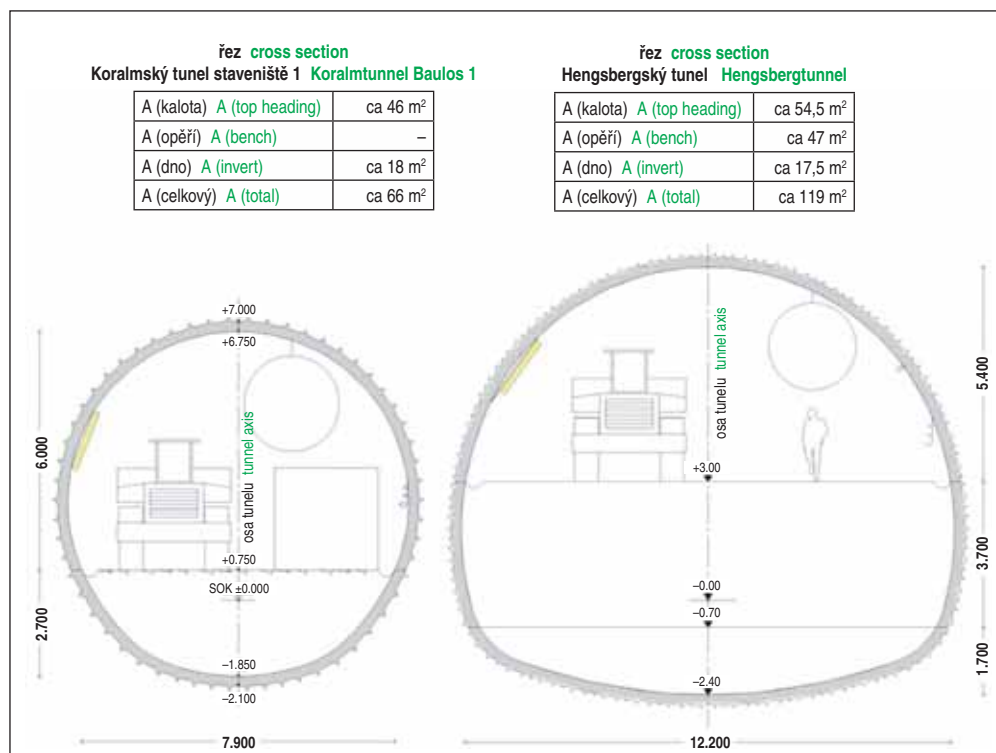
Vyškrtnutí procesů, které byly používány v dřívějších dobách, z moderních pracovních cyklů (časových záznamů) konvenčního způsobu ražby tunelů je důvodem, proč se průměrná rychlost ražby za posledních třicet let nezlepšila. Technický vývoj a vyšší stupeň mechanizace vedly spíše k redukci počtu pracovníků, ke zvýšení bezpečnosti a kvality práce, ale nevedly ke zvýšení rychlosti ražeb.

1. HISTORICAL REVIEW – TUNNEL ADVANCE

Looking back in the last 30 years of tunnelling it can be noticed that the advance rates have hardly changed. This is surprising, because in the same time the techniques and machinery used for NATM have improved significantly. For example the drilling equipment was developed from pneumatic to hydraulic hammers leading to a drastic reduction of noise level at the working face. With this development the drilling equipment installed on the jumbo was reduced from three or four arms to two which is more or less standard today. Also the crew size was reduced because less drilling staff was needed. All in all, the absolute time consumption for drilling on the face has not been reduced significantly. Tunnel excavators with special rotating arms were unknown thirty years ago. The first support was carried out immediately after blasting and manually and from the top of the muck pile. Occasionally this method led to serious accidents. On the other hand it was a less time-critical process because mucking was done parallel. The mucking at the face was done with wheel loaders and partly manually. The roof of the loader was completely removed and thus allowed a closer approach to the sidewall of the excavation area. Face bolts were not common because (self-drilling) fully threaded rock bolts which can be cut and re-used for several rounds were not invented. The face support, if necessary, was carried out with shotcrete and in small sub-faces. This resulted in no time consuming delays or material losses because dry-mix shotcrete was used which could be permanently stored at site.

Deleting all these processes which have not been invented or used in former times from a typical modern working cycle diagram (shift report) of a conventional tunnel excavation it becomes clear, why the average advance has not been improved over the last three decades. The technical developments and the higher degree of mechanization resulted more in a reduction of the crew size and improved the safety and quality of work at the face than in an increasing advance rate.

A simple example: 30 years ago even in smaller two-lane road tunnels the excavation top heading, bench and invert was mandatorily carried out parallel. Today, even large double-track



Obr. 1 Příčné řezy hodnocených projektů
Fig. 1 Cross section of projects evaluated

Jednoduchý příklad: před 30 lety i v menších dvoupruhových silničních tunelech probíhala povinně souběžně ražba kaloty, opěří a dna. V současné době jsou i větší dvoukolejné tunely raženy cyklicky přerušením ražby kaloty při ražbě opěří a dna. Tato změna způsobu ražby byla především ovlivněna zájmem o zlepšení kvality vzduchu na pracovní čelbě a souvisejícím zvětšením rozměru lutny, což znemožňuje rozdělení ražby opěří na poloviny. Ražby opěří s hlubokými odřezy již nejsou přijatelné s ohledem na požadavky stability.

Navrzoři výraznému zvýšení mechanizace při konvenčním tunelování nelze tedy pozorovat výraznější zrychlení ražby a zkrácení doby výstavby. Zvýšená úroveň bezpečnosti a ochrany zdraví tedy snižuje vliv lepší mechanizace a technických zlepšení.

2. HODNOCENÉ PROJEKTY

Dva hodnocené projekty jsou tunely Hengsbetunnel (HBT) na jihu Grazu a Koralm (stavební úsek KAT 1) v blízkosti Deutschlandsberg v Rakousku [1], [2] a [3]. Oba tunely postavila německá firma Wayss & Freytag AG pro Rakouské spolkové dráhy (ÖBB).

2.1 Geologické podmínky

Oba projekty jsou situovány v neogenních sedimentech (miocén) západoštyrské pánve, která je obvykle pokryta kvarténními sedimenty. Miocénní sedimenty patří do tzv. „floriánských“ vrstev, kde převažují lagunové sedimenty, tvořené převážně špatně zpevněnými částečně vápnitými prachovci a pískovci. Lokálně se vyskytují i jemnozrnné až hrubozrnné nezpevněné sedimenty, jílovce a slínovce. Mírně nižší pevnost horninového masivu a převážně suché podmínky v kalotě HBT představují hlavní rozdíly mezi těmito dvěma tunely. Navíc byly v HBT zastíženy pouze málo mocné, zanedbatelné pískové vrstvy.

2.2 Stavební podmínky

Tab. 1 a obr. 1 poskytují přehled stavebních údajů obou projektů.

railway tunnels are excavated in the “stop & go method” by interrupting the top heading advance during excavation of bench and invert. This change of the excavation method was mainly influenced by the interest of improving air quality at the working face and therefore growing dimensions of the ventilation duct which as a consequence makes a half-sided bench excavation impossible. Bench excavations with deep cuts in the bench are no longer accepted due to stability considerations.

Despite a significant increase in mechanization in conventional tunneling no significant increase in advance rates and no shortening of the construction time can be observed. Increasing health and safety standards compensate the results of increasing mechanization and technical improvement.

2. EVALUATED PROJECTS

The two projects evaluated are the Hengsbetunnel (HBT) in the south of Graz and the Koralmtunnel (construction lot KAT 1) in the vicinity of Deutschlandsberg in Austria [1], [2] and [3]. Both tunnels were constructed by the consortium-partner Wayss & Freytag AG from Germany on behalf of the Austrian Federal Railways (ÖBB).

2.1 Geological Conditions

Both projects are situated in neogen sediments (miocene) of the West Styrian basin which is usually covered by quaternary deposits (“Florianter Schichten”). Most of the construction lot is situated in Miocene sedimentary rocks of the Western Styrian Basin, which are frequently overlain by Quaternary sediments. The Miocene sediments belong to the so called “Florianter” beds, which are dominated by lagoon deposits, consisting mainly of poorly consolidated, partly calcareous silt- and sandstone. Locally also fine- to coarse grained unconsolidated sediments, mudstone and marlstone are found. A slightly lower rock mass strength as well as mostly dry conditions in the HBT heading represent the major differences between the two lots. Additionally only thin, negligible sand layers were found.

2.2 Construction Boundaries

The table 1 and figure 1 gives an overview of the construction boundaries of both projects:

3. LOGISTIC BOUNDARIES AND LIMITATIONS

According to the design limitations (excavation cross section) the following logistical constraints are given for tunnelling.

Mucking: While the HBT provided enough space for two parallel and thus efficient working wheel loaders to muck the material from the face back to the temporary muck disposal there was only space for one wheel loader at the KAT 1 project. The loader had to load the material on dumpers for transportation to the temporary muck disposal which was an additional and time consuming process. At the HBT the interim deposit could be situated close to the face – mostly at the end of the bench excavation – which reduced time critical mucking with the wheel loaders. On the KAT 1 project the

Tab. 1 Přehled hodnocených projektů

Projekt	Tunel Hengsborg (HBT)	Tunel Koralm KAT 1
Koncepce/uspořádání:	jeden dvoukolejný železniční tunel se dvěma nouzovými úniky přes šachty	dva paralelní jednokolejné železniční tunely s nouzovými propojkami po 500 m
Délka:	cca 1 km	cca 2,5 km
Nadloží:	0–40 m	0–80 m
Plocha příčného řezu:	1 tubus s 120 m ²	2 tubusy po 66 m ²
Dělení čelby: (obr. 1)	kalota, opěří, dno	kalota, dno
Způsob ražby:	cyklická ražba, uzavření dna po 100–150 m	cyklická ražba, uzavření dna po 60–70 m
Způsob rozpojování:	většinou pomocí trhacích prací, ve zhoršených horninových podmínkách tunelovým bagrem	
Zjednodušená koncepce vyztužení:	20–30 cm vyztužený stříkaný beton (2 vrstvy sítě), příhradový rám, svorníky; částečně jehlování; dělení čelby (stříkaný beton a sítě, čelbové kotvy); mikropilotové deštníky v oblasti portálu	
Počet razičů:	3 směny s 5 raziči v práci; 1 směna má volno	4 směny s 5 raziči v práci, 1 směna má volno (pro každý tubus)
Zásobování materiálem (stříkaný beton/konstrukční ocel):	pracovní směna podpořená dalším logistickým personálem	dodatečný logistický personál
Strojní vybavení:	1 vrtný vůz (AC L2C) 1 tunelový bagr LH 934 2 kolové nakladače LH 566 1 manipulátor stříkaného betonu Meyco Potenza 1 zdvižná pracovní plošina	(pro každý tubus): 1 vrtný vůz (AC L2C) 1 tunelový bagr CAT 328 1 kolový nakladač LH 566 1 manipulátor stříkaného betonu Meyco Potenza 1 zdvižná pracovní plošina 2 nákladní vozy Kaelble KV25N
Odtěžování:	od výrubu k dočasné meziskládce (cca 200 m) pomocí 2 kolových nakladačů (je na kritické cestě), odtud na skládku běžnými nákladními vozy (není na kritické cestě)	od výrubu k dočasné meziskládce (cca 500 m) pomocí 1 nakladače a 2 nákladních vozů (je na kritické cestě), odtud na skládku běžnými nákladními vozy (není na kritické cestě)

Table 1 Overview of projects evaluated

Project	Hengsborgtunnel (HBT)	Koralmtunnel KAT 1
Concept / Layout:	one double-track railway tunnel with two emergency exits via shafts	two parallel single-track railway tunnels with connecting (emergency) cross passages every 500m
Length:	approx. 1km	approx. 2,5km
Overburden:	0–40m	0–80m
Cross Section Area:	1 tube with 120m ²	2 tubes with 66m ² each
Cross Section Type: (see Figure 1)	top heading, bench, invert	top heading, invert
Advance Method:	Stop & Go, ring closure: 100–150m	Stop & Go, ring closure: 60–70m
Excavation Method:	mostly drill & blast, in poor ground conditions excavator	
Simplified Support Concept:	20–30cm reinforced shotcrete (2 layer wire mesh), lattice girder, rock bolts; partly spiling; sub-division of excavation face and face support (shotcrete & wire mesh, face bolts); steel pipe umbrellas in portal area	
Crew Size:	3 shifts with 5 miners working; 1 shift is off	4 shifts with 5 miners working, 1 shift is off (for each tube)
Supply of support elements (shotcrete / structural steel):	working shift supported by additional logistic personal	additional logistic personal
Equipment:	1 Drilling Jumbo (AC L2C) 1 Digger LH 934 2 Wheel Loaders LH 566 1 Shotcrete Manipulator Meyco Potenza 1 elevating work platform	(for each tube): 1 Drilling Jumbo (AC L2C) 1 Digger CAT 328 1 Wheel Loaders LH 566 1 Shotcrete Manipulator Meyco Potenza 1 elevating working platform 2 mucking trucks Kaelble KV25N
Mucking:	from the face to a temporary muck disposal (approx. 200m) using 2 wheel loaders (time critical), from there to landfill with normal trucks (non time critical)	from the face to a temporary muck disposal (approx. 500m) using 1 wheel loader and 2 mucking trucks (time critical), from there to landfill with normal trucks (non time critical)

3. LOGISTICKÁ OMEZENÍ

Z omezení návrhu (plocha výrubu) vyplývají následující logistická omezení:

Odtěžování: Zatímco HBT poskytoval dostatek místa pro dva paralelně a efektivně pracující kolové nakladače k odvozu rubaniny z čelby na dočasnou mezideponii, u projektu KAT 1 byl prostor pouze pro jeden kolový nakladač. Nakladač musel materiál naložit na dampry pro přepravu na dočasnou mezideponii, což byl další a časově náročný proces. U HBT moha být dočasná mezideponie

location of the temporary muck disposal was restricted to the area of the intersection of the last excavated cross passage and the main tube because loading on the “normal” trucks for transportation to the land fill required a certain amount of space. According to this location and the long distance to the face the mucking required more time.

Ventilation: The supply of fresh air in both projects was realized with blowing ventilation. Due to the more than twice as long ventilation section of KAT 1 in comparison with HBT the diameter of the ventilation duct was 2.4m. The ventilation duct was installed in the upper sidewall to crown section (see Fig. 1). Below the duct

umístěna v blízkosti čelby (většinou na konci ražby opěří), což zkrátilo kritickou dobu odtěžování pomocí kolových nakladačů. Na projektu KAT 1 bylo umístění dočasné mezideponie vymezeno na oblast napojení poslední vyražené propojky na traťový tunel, protože nakládání na standardně užívané dampry pro přepravu na skládku vyžadovalo dostatečný prostor. Vzhledem k velké vzdálenosti daného místa od čelby vyžadovalo odtěžování více času.

Větrání: Přívod čerstvého vzduchu na čelbu byl na obou projektech realizován tlakovým větráním. Vzhledem k více než dvojnásobné délce ventilačního úseku KAT 1 ve srovnání s HBT byl průměr lutny na KAT 1 2,4 m. Lutna byla instalována na straně horní klenby (obr. 1). Pod lutnou byl dostatek místa (výška) pro kontejner na materiál, záchranný kontejner a odstavnou plochu pro stroje (tunelový bagr, dampry, atd.). Zbývající prostor v příčném řezu nebyl dostatečný pro obousměrný provoz. Za vyraženým opěřím a za posledním křížením s propojkou bylo více prostoru pro rychlejší a efektivnější provoz (logistiku) v tunelových tubusech. V úseku tunelu s vyraženými propojkami bylo možné realizovat jednosměrný provoz v jednotlivých traťových tunelech, což zrychlilo provoz v tunelu. U HBT byl průměr lutny 2,2 m a byla instalována v horní boční stěně. Téměř všude podél tunelu (kalota/opěří/dno) byl dostatek prostoru pro paralelní práci různých strojů (např. tunelové bagry a nakladače) a také možnost vyhýbat se protijedoucí dopravě.

Drenáže a odvodnění: Instalace vhodného odvodňovacího systému, včetně dopravního potrubí, čerpadel a odvodňovacích příkopů, má za následek zúžení průřezu pro jiné práce. Přítoky byly shromažďovány v příkopech vedoucích podél bočních stěn do jámek tak, aby byly čerpány do dopravního potrubí. Příkopy podél bočních stěn výrazně ovlivňují práce na čelbě. Vliv byl mnohem významnější u menšího profilu tunelu (KAT 1) než u většího profilu tunelu (HBT).

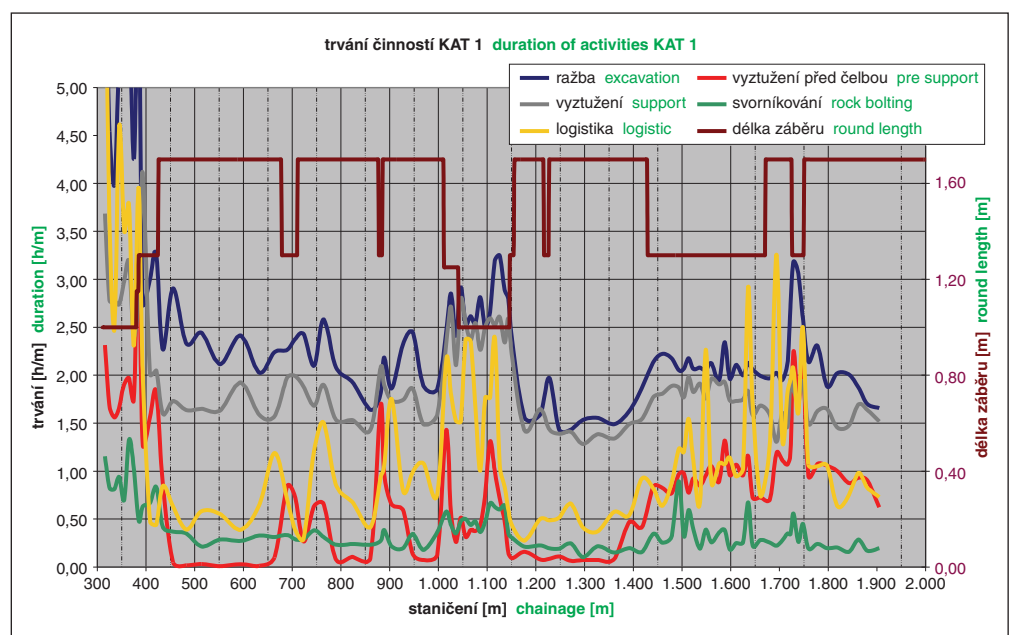
4. STATISTICKÉ VYHODNOCENÍ

U obou projektů byly statisticky analyzovány časové záznamy. Byla stanovena časová náročnost jednotlivých činností v rámci cyklu a byla přiřazena ke konkrétním třídám výrubu. Vyhodnocení jednotlivých aktivit bylo provedeno samostatně pro jednotlivé dílčí výrubu (kalota/opěří/dno). Následující hlavní činnosti byly seskupeny a shrnuty:

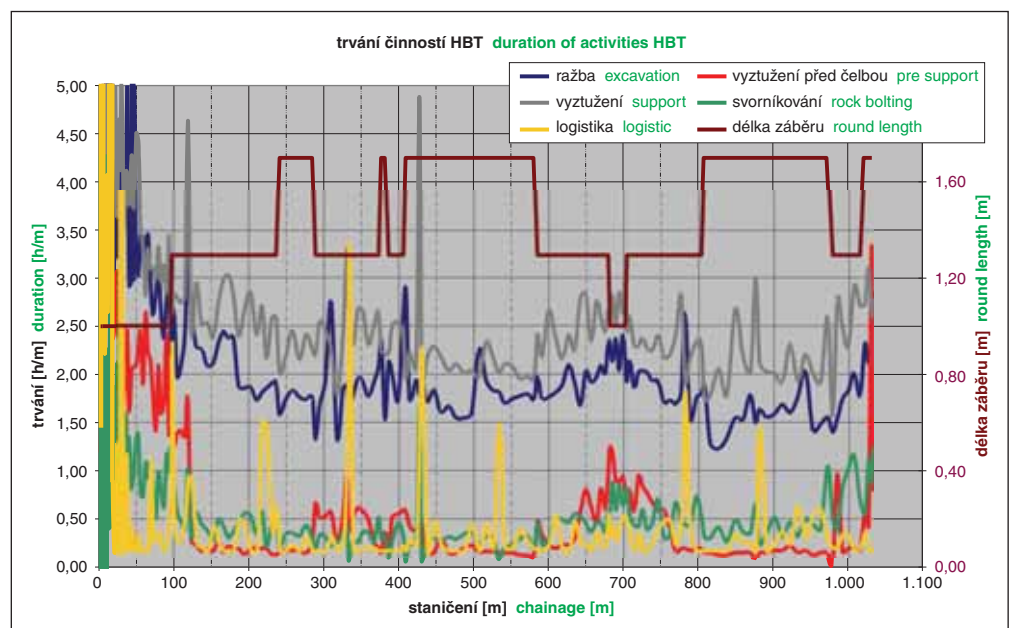
ražby: vrtání a odstřel,
větrání, odtěžování;
předstihová opatření:
jehlování, zajištění
čelby;

was enough space (height) for material container, rescue container, parking area for excavation equipment (excavator, dumpers, etc.). The remaining space in the cross section was too small for bi-directional traffic. After bench excavation and behind the last intersection of a cross passage there was more space for quicker and more efficient traffic (logistic) in the tunnel tubes. In between the tunnel section with already excavated cross sections it was possible to realise one-way traffic which speeded up the traffic in the tunnel. At the HBT the diameter of the ventilation duct was 2.2m and it was installed in the upper sidewall. There was enough space for parallel working of different machines (e.g. excavator and loader) almost everywhere along the tunnel (top heading / bench / invert excavation) as well as the possibility to pass-by oncoming traffic.

Water drainage and dewatering: The installation of a suitable dewatering system including transport pipes, pumps and ditches results in a narrowing of the cross section for other works. Water



Obr. 2 Doba trvání činností KAT 1
Fig. 2 Duration of activities KAT 1



Obr. 3 Doba trvání činností HBT
Fig. 3 Duration of activities HBT

výztuž: konstrukce primárního ostění (ocelová síť, příhradový rám, stříkaný beton);
svorníky: instalace svorníků;
logistika: údržba dopravní cesty, vedení vzduchu, vody, elektrického napájení, ventilace, opravy zařízení.

Výsledkem tohoto vyhodnocení je záznam v podélném řezu tunelu, který představuje potřebnou časovou náročnost na metr postupu tunelu pro každou hlavní činnost a pro každou třídu výrubu. Na obr. 2 a 3 jsou uvedeny výsledky analýzy pro projekt KAT 1 a HBT. Vodorovná osa představuje staničení tunelu, svislá osa vlevo ukazuje dobu trvání aktivity (h/m) a svislá osa vpravo ukazuje konkrétní délku provedeného záběru.

Tab. 2 Porovnání výkonů obou projektů a tříd ražeb

Třída	Třída 5		Třída 6		Třída 7 s mikropilotovým deštníkem	
	1,31–1,70 m		1,01–1,30 m		0,81–1,00 m	
Úsek	KAT 1	HBT	KAT 1	HBT	KAT 1	HBT
Třída výrubu	N-5-A-s	H5 2,05–5,21	N-6-B-s	H6 6,66–10,55	N-7-P-s	R7 16,18–0,55
Realizovaný postup	4,99 m/den 4,81 h/bm	4,97 m/den 4,83 h/bm	3,31 m/den 7,24 h/bm	4,10 m/den 5,86 h/bm	1,63 m/den 14,7 h/bm	1,63 m/den 14,7 h/bm
Pracovní doba	4,81 × 5 os. × 2 48 h/bm	4,83 × 5 os. × 1 24 h/bm	7,24 × 5 os. × 2 72 h/bm	5,86 × 5 os. × 1 29 h/bm	14,7 × 5 os. × 2 147 h/bm	14,7 × 5 os. × 1 73 h/bm
Ražby	2 × 66 = 132 m ³ /bm	116 m ³ / bm	2 × 68 = 136 m ³ /bm	123 m ³ / bm	2 × 71 = 142 m ³ /bm	136 m ³ /bm

Table 2 Comparison of performance of both projects and excavation classes

Class	Class 5		Class 6		Class 7 with st.p.umbrella	
	1.31–1.70m		1.01–1.30m		0.81–1.00m	
Lot	KAT 1	HBT	KAT 1	HBT	KAT 1	HBT
Excavation Class	N-5-A-s	H5 2.05–5.21	N-6-B-s	H6 6.66–10.55	N-7-P-s	R7 16.18–10.55
Realized Advance	4.99m/day 4.81h/m	4.97m/day 4.83h/m	3.31m/day 7.24h/m	4.10m/day 5.86h/m	1.63m/day 14.7h/m	1.63m/day 14.7h/m
Working Hours	4,81 × 5 P × 2 48h/m	4,83 × 5 P × 1 24h/m	7,24 × 5 P × 2 72h/m	5,86 × 5 P × 1 29h/m	14,7 × 5 P × 2 147h/m	14,7 × 5 P × 1 73h/m
Excavation	2 × 66 = 132m ³ /m	116m ³ /m	2 × 68 = 136m ³ /m	123m ³ /m	2 × 71 = 142m ³ /m	136m ³ /m

P – person

intakes were gathered in ditches running on the side walls back to sumps to be pumped into transportation pipes. The ditches in the sidewall significantly influence the excavation works at the face. The influence is much more significant in the smaller cross section (KAT 1) than in the larger one (HBT).

4. STATISTICAL EVALUATION

For both projects, the daily shift reports were statistically analyzed. The time consumption for individual activities within a cycle were determined and assigned to the specific excavation classes. The evaluation of the individual activities was performed separately for the individual partial cross sections (top heading / bench / invert).

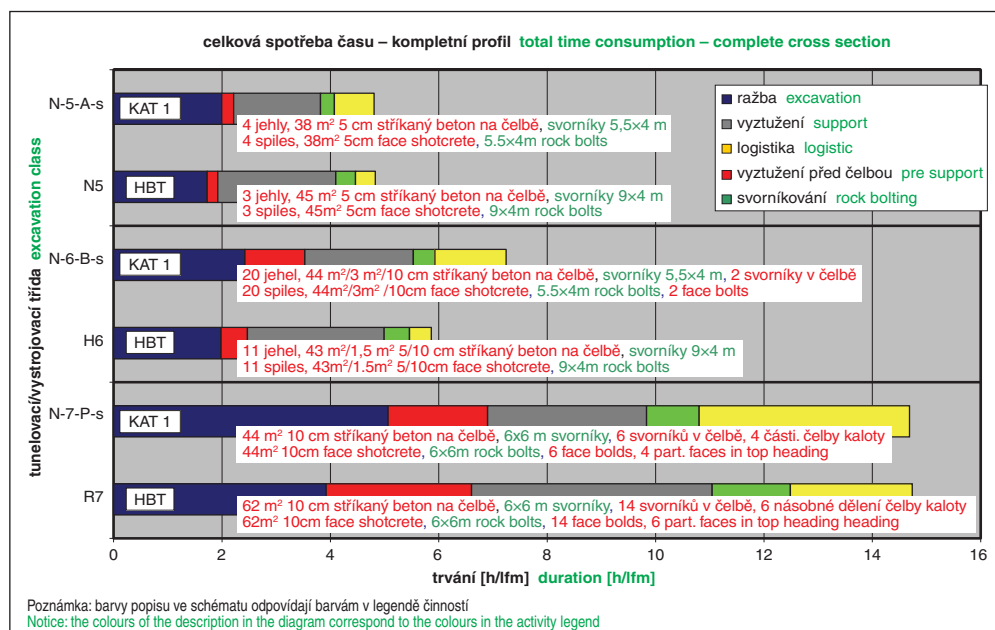
The following main activities have been grouped and summarized:

- excavation:** Drill & Blast, ventilation, mucking (excavation and mucking respectively);
- pre-support:** spiling, installation of face support;
- support:** construction of primary lining (wire mesh, lattice girder, shotcrete);
- rock bolting:** installation of rock bolts;
- logistic:** maintain roadway, air-, water-, electrical power-supply, ventilation, equipment repairs.

The result of this evaluation is a written longitudinal section which represents the required time consumption per meter tunnel advance for each main activity and for each excavation class. Figure 2 and 3 show the results for the KAT 1 and HBT project. The horizontal axis represents the chainage of the tunnel, the primary axis (left) shows the duration of the activity (h/m) and the secondary axis (right) shows the specific round length executed.

The effect of training at the beginning of the advance can be clearly identified. With reducing round length

(=“worse ground conditions”) the duration for the activities is increasing (more time consumption for excavation, installation of support, ...). In some sections one can observe that some meters before changing to another excavation class (other round length) the durations – particularly “opening” – are increasing. This reduction of excavation speed reflects the decreasing ground quality just before the change of the class (for example see project KAT 1 chainage 1200m to 1400m). Conversely, when



Obr. 4 Statistické vyhodnocení doby trvání hlavních činností a průměrné množství výztuže
 Fig. 4 Statistical evaluation of duration of main activities and average amount of support

Jednoznačně je možné identifikovat efekt zácivku pracovníků na začátku postupu. Se zkrácením délky záběru (pro horší geologické podmínky) se doba trvání činností prodlužuje (vyšší časová náročnost pro ražbu, instalaci výztuže, atd.). V některých úsecích lze pozorovat, že několik metrů před přechodem na jinou třídu výrubu (jiná délka záběru) se potřebné doby – zejména „otevření čelby“ – prodlužují. Toto zpomalení rychlosti ražby odráží zhoršení geologických poměrů těsně před změnou třídy (např. projekt KAT 1 ve staničení 1.200 m až 1.400 m). Naopak, když se geologické podmínky zlepší, dojde ke zrychlení razicích prací a jde pozorovat zkrácení pracovního cyklu (např. projekt HBT ve staničení 700–800 m).

5. POROVNÁNÍ TŘÍD VÝRUBU

V tab. 2 a na obr. 4 jsou porovnány jednotlivé výsledky pro třídy výrubu obou projektů. Realizované postupy ve třídách 5 a 7 jsou téměř stejné, pouze při ražbě ve třídě 6 je realizovaný postup v projektu KAT 1 pomalejší než u HBT. Důvody jsou uvedeny dále.

Vzhledem k velmi vysokému stupni mechanizace konvenční ražby závisí počet razičů především na počtu použitých strojů a způsobu práce, nikoli na velikosti výrubu. Posádky na obou projektech jsou tedy stejně velké a ve skutečnosti je celkový počet razičů využitých na dva tunely (KAT 1) dvojnásobný oproti jednomu tunelu (HBT). V důsledku toho je celkový počet pracovních hodin u dvou jednokolejných tunelů dvojnásobný oproti jednomu dvoukolejnému tunelu.

5.1 Třída výrubu s délkou záběru mezi 1,30–1,70 m

Třídy výrubu „N-5-A-s“ (KAT 1) a „H5/2,05“ až „H5/5,21“ jsou geotechnicky srovnatelné. Tyto třídy se provádějí bez zajištění čelby, bez dělení čelby a s částečným jehlováním. Je předpokládán víceméně kompaktní horninový masiv bez přítoků podzemní vody (např. nezávětralý pískovec, prachovec). Bez vnějších negativních vlivů lze postupy do značné míry optimalizovat. Na druhou stranu s logistickými omezeními (např. problémy s dodávkou materiálu nebo s odtěhováním) dosahovaný výkon výrazně klesá. V souhrnu jsou realizované postupy u obou projektů téměř stejné. Počet pracovních hodin pro KAT 1 (dva tunely) je dvojnásobný ve srovnání s HBT (jeden tunel).

5.2 Třída výrubu s délkou záběru mezi 1,00–1,30 m

Třídy výrubu „N-6-B-s“ (KAT 1) a „H6/6,66“ až „H6/10,55“ jsou geotechnicky srovnatelné. Třída N-6-B-s byla navržena s dělením čelby a se zajištěním na celou čelbu, ale ve většině úseků byla realizována se sníženým počtem dílčích čelb a s omezeným zajištěním čelby. Proto byla třída N-6-B-s „srovnatelná“ s třídami ražby HBT. V obou projektech bylo systematicky využíváno jehlování. Dané třídy byly realizovány v geotechnicky náročných úsecích (závětralý pískovec nebo pískovec s nízkou pevností) většinou v kombinaci s podzemní vodou. Dosažený postup na KAT 1 byl výrazně nižší než u HBT. Požadovaná opatření na odvádění vody (podélné příkopy) měla výraznější vliv na postup v menším průřezu KAT 1.

5.3 Třída ražby s mikropilotovým deštníkem

V portálových oblastech obou projektů byly instalovány mikropilotové deštníky. Přestože se používané deštníkové systémy technicky výrazně liší, postupy pod těmito deštníky lze srovnávat. Geotechnická situace byla dána nízkým nadložením a špatnými geologickými poměry. Ražba byla prováděna v dílčích výrubech čelby s použitím rozsáhlého zajištění čelby. Realizované postupy jsou u obou projektů obdobné.

ground conditions become better an acceleration of the excavation works (= reduction of durations can be observed (for example see project HBT chainage 700m–800m).

5. COMPARISON OF EXCAVATION CLASSES

In Table 2 and figure 4 the individual results for the excavation classes of both projects are compared. The realized advance in the classes 5 and 7 are almost equal, only when tunnelling in class 6 the realized advance in the KAT 1 project is slower than at the HBT. Reasons for these findings are given later.

According to the very high degree of mechanization of conventional tunnelling the crew size mainly depends on the number of used machines and the method of working and not on the size of the cross section to be excavated. Thus the crews on both projects have the same size and as a matter of fact, the total number of miners used for two advances (KAT 1) is double compared to one advance (HBT). Consequently, the total amount of working hours used for two one-track tunnels is twice that for one double-track tunnel.

5.1 Excavation Class with round length of between 1,30m–1,70m

The excavation classes “N-5-A-s” (KAT 1) and “H5/2.05” to “H5/5.21” are geotechnically comparable. These classes are carried out without face support, no subdivision of the face and partly spiling. A more or less compact rock mass without ground water seepage is required (for example unweathered sandstone, siltstone). Without external negative influences the advance can be optimized to a high degree. On the other hand, with logistical constraints (e.g. problems with supply of support or with mucking) the achieved performance drops down significantly. All in all, the realized advance is almost equal in both projects. The number of working hours for KAT 1 (two tubes) is double compared to HBT (one tube).

5.2 Excavation Class with round length of between 1,00m–1,30m

The excavation classes “N-6-B-s” (KAT 1) and “H6/6.66” to “H6/10.55” are geotechnically comparable. The class N-6-B-s was designed with subdivision of the face and full face support but realized in most sections with a reduced number of sub-faces and reduced face support. Therefore it became “comparable” to the excavation classes of HBT. Spiling was used systematically in both projects. These classes were realized in geotechnically challenging sections (weathered or weak sandstone) mostly in combination with ground water. The achieved advance in KAT 1 is significantly lower than in HBT. The required measures for water treatment (ditches) have a more significant influence on the advance in the smaller KAT 1 cross section.

5.3 Excavation Class with steel pipe umbrella

In the portal areas of both projects steel pipe umbrellas were installed. Although the applied umbrella systems technically differ significantly, the advance under these umbrellas can be compared. The geotechnical situation was determined by shallow overburden and poor ground conditions. The excavation was done in sub-faces using heavy face support. The realized advance rate in both projects is more or less equal.

6. ANALYSIS OF CROSS SECTION (TOP HEADING/BENCH/INVERT)

In Figure 5, the required duration of the cross sections top heading / bench / invert are presented separately (at KAT 1 there was only top heading and invert excavation). It is clearly visible that the smaller top heading excavation of KAT 1 requires more time than the large cross section (HBT) for the classes 5 and 6. The duration of “rock bolting” at KAT 1 is completely done during top heading excavation

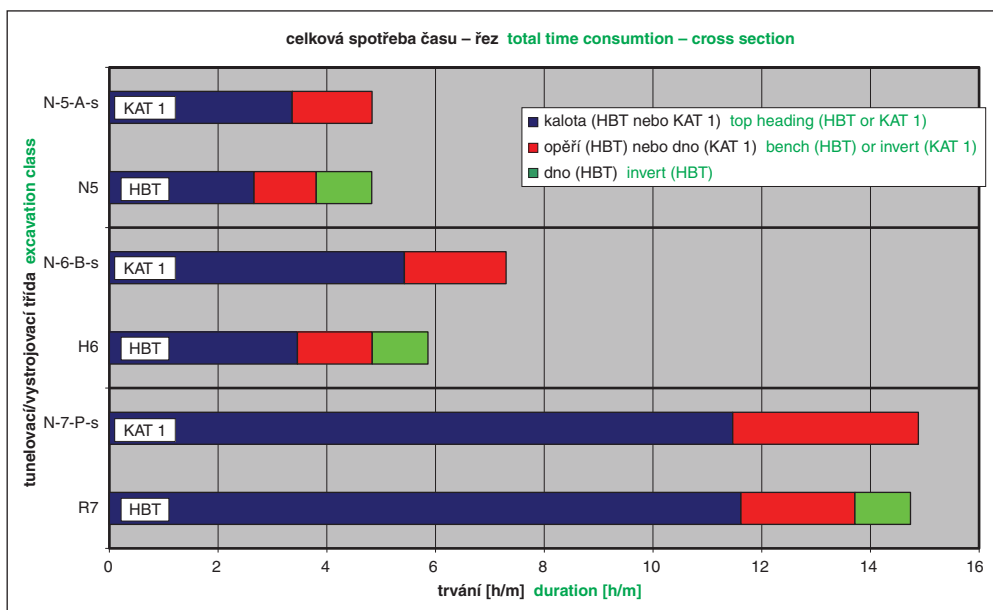
6. ANALÝZA DÍLČÍCH VÝRUBŮ

Na obr. 5 je požadovaná doba ražby dílčích výrubů kaloty/opěří/dna uvedena samostatně (u KAT 1 byla ražena pouze kalota a dno). Je jasné vidět, že ražba menšího výrubu kaloty na KAT 1 vyžaduje více času než velký výrub (HBT) pro třídy 5 a 6. Instalace svorníků na KAT 1 je kompletně ukončena během ražby kaloty, zatímco u HBT byla asi polovina svorníků prováděna během ražby opěří. Časové zpoždění při ražbě kaloty v KAT 1 je kompenzováno rychlejší ražbou dna. Dodatečná třetí pracovní čelba u HBT vyžaduje delší dobu pro přípravu a logistiku. Ražba opěří a dna dohromady (HBT) je pomalejší než ražba dna (KAT 1).

Ve třídách výrubu používajících mikropilotový deštník nebyl pozorován rozdíl v postupu kaloty. Pravděpodobně větší vliv na postup než velikost průřezu mají poměrně krátké deštníkové úseky (délka = 10 m) a zaškolování osádky v úvodních úsecích režeb. Navíc po instalaci deštníku musí být ražba znovu zahájena a na konci deštníku zastavena. Ostění (sítě a stříkaný beton) musí sledovat stupňovitý tvar výrubu deštníkových kapliček, což je časově náročné a téměř nezávislé na velikosti průřezu.

7. ANALÝZA JEDNOTLIVÝCH ČINNOSTÍ

Obr. 6 ukazuje požadovanou dobu trvání jednotlivých činností pro kalotu a ostatní dílčí výrubu. Ražba kaloty nebo dna na KAT 1 je časově velmi náročná z hlediska celkové časové náročnosti a vzhledem k vytěženému objemu (kalota KAT 1: 47 m³, HBT: 57 m³). Vzhledem k úzkému průřezu lze materiál odvážet pouze jedním kolovým nakladačem a dodatečnými nákladními vozy (obr. 7). Zejména při postupu dna nebo opěří pod mikropilotovým deštníkem, a při požadovaném uzavírání dna v krátké vzdálenosti



Obr. 5 Kompletní spotřeba času pro kalotu, opěří a/nebo dna pro oba projekty

Fig. 5 Complete time consumption for top heading, bench and/or invert for both projects

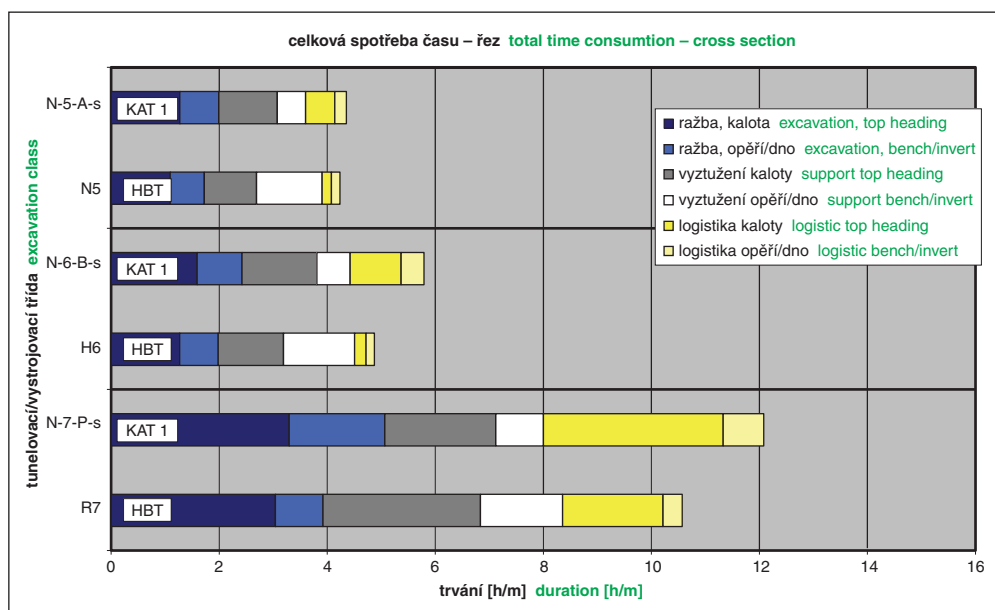
where as at HBT about half of the rock bolting is done during bench excavation. The time delay in the top heading excavation in KAT 1 is made up by the faster invert excavation. The additional third cross section at HBT requires more set-up times and logistics. Bench and invert excavation together (HBT) are slower than the invert excavation (KAT 1).

In the classes using steel pipe umbrella, the difference in the top heading advance has not been observed. Probably the comparatively short umbrella caverns (length = 10m) and development lengths of the first tunnel sections have more influence on the advance than the size of the cross section. Additionally, after the installation of the steel pipe umbrella the advance has to be re-started and at the end of the cavern stopped. The lining (wire mesh and shotcrete) has to follow the zigzag-lining of the saw tooth-like cavern which is time consuming and almost not depending on the size of the cross section.

7. ANALYSIS OF SINGLE ACTIVITIES

Figure 6 shows the required duration of the individual activities for the top heading and the other remaining cross sections. "Excavation" of the top heading or invert at KAT 1 is very time consuming in terms of absolute time consumption and relative to the excavated volume (top heading KAT 1: 47m³, HBT: 57m³). Because of the narrow cross section, the material can only be mucked with one wheel loader and additional dumpers (see Figure 7). Especially during the advance of the invert or bench under the steel pipe umbrella and the required short ring closure for this excavation class the influence of the small cross section on the excavation and mucking is significant.

In the KAT 1 project the activity "rock bolting" is realized completely during top heading advance while at



Obr. 6 Měrná spotřeba času pro hlavní činnosti a průřezy (kalota, opěří a/nebo dna) pro oba projekty

Fig. 6 Specific time consumption for main activities and cross sections (top heading, bench and/or invert) for both projects



Obr. 7 Rozpojování a nakládání rubaniny v „malém“ průřezu KAT 1
Fig. 7 Excavation and loading of mucking material in the “small” KAT 1

od čelby pro tuto třídu ražby, je vliv malého průřezu na rozpojování a odtěžování rubaniny významný.

Na projektu KAT 1 je instalace svorníků realizována kompletně během postupu v kalotě, zatímco u HBT byla asi polovina svorníků instalována během postupu v opěři. Srovnání tedy není použitelné.

Instalace primárního ostění v kalotě vyžaduje více času u (menšího) profilu projektu KAT 1. Na první pohled to nevypadá logicky, protože množství instalovaného stříkaného betonu a sítě je nižší. Ale opět, kvůli stísněnému prostoru, je manipulace se stroji používanými pro různé činnosti složitější a časově náročnější. Doba mobilizace strojů se prodlužuje o větší vzdálenost možných parkovacích pozic od čelby. Navíc není možné ustavit stroje paralelně (např. tunelový bagr a stroj pro nástřík betonu vedle sebe na čelbě), což má také za následek delší nebo dokonce dodatečné časy mobilizace strojů. Instalace primárního ostění v opěři a ve dně (HBT) nebo ve dně (KAT 1) je výrazně ovlivněna množstvím prvků, které mají být instalovány. Zatímco u HBT je třeba provést dva dílčí výrubu (opěři a dno) se srovnatelně větším počtem prvků zajištění, u KAT 1 je potřeba provést pouze jeden „menší“ dílčí výrub (dno). Časová náročnost u KAT 1 je tedy zhruba poloviční než u HBT.

Zabezpečovací činnosti týkající se logistiky se k ploše průřezu chovají opačně. Opatření potřebná pro odvodnění při ražbě malé kaloty KAT 1 jsou časově velmi náročná. Instalace zásobování (vzduch, voda, el. energie, atd.) byla provedena při ražbě dna. Údržbu a opravy zařízení nelze přiřadit k jednotlivým dílčím

HBT about half of the rock bolts are installed during bench advance. Thus a comparison is not useful.

The installation of the primary support (activity “support”) in the top heading requires more time at the (smaller) KAT 1 project. On the first glance this does not seem logical, as the quantities of shotcrete and wiremesh installed are lower. But again, due to the narrow space the handling of the equipment and vehicles used for the different activities is more complicated and time consuming. The set-up time is prolonged by the larger distance of possible parking positions to the face. Additionally it is not possible to set up the equipment parallel – for example excavator and shotcrete manipulator side by side at the face – which also results in longer or even additional set-up times. The installation of the support in the bench and invert (HBT) or invert (KAT 1) is mainly influenced by the amount of supports to be installed. While at HBT two cross sections (bench and invert) with comparatively larger amount of supports have to be built, there is only one “smaller” cross section (invert) to be constructed at KAT 1. Thus the time consumption at KAT 1 is about half of HBT.

The activity “logistic” behaves vice versa to the cross section area. The measures required for dewatering during the small top heading excavation of KAT 1 are very time intensive. The installation of the logistic supply (air, water, electrical power, ...) were carried out during invert advance. Equipment maintenance and repairs cannot be assigned to individual partial cross sections. Although at HBT



Obr. 8 Příkopy pro odvodnění (vlevo) a vzhled příkopu a dopravní cesty v horninách citlivých na vodu
Fig. 8 Ditches for dewatering (left) and appearance of ditch and roadway in water sensitive ground conditions

výrubům. Přestože na HBT byly trvale suché podmínky, a proto byla nutná jen malá nebo žádná opatření na odvádění vody, je pravděpodobné, že takový dopad na postup by byl výrazně nižší v širším příčném řezu (HBT) než v úzkých příčných řezech (KAT 1). Obr. 8 ukazuje geometrický vliv příkopů probíhajících rovnoběžně s bočními stěnami, a také jak se vliv příkopů zvyšuje po několika metrech postupu. Lze snadno odhadnout objem údržby potřebné pro odvodnění v horninách citlivých na vodu.

8. ZÁVĚR

Zmenšení velikosti příčného profilu nevede ke zvýšení rychlosti postupu. Dosažitelné rychlosti postupu různých průřezů tunelů jsou téměř stejné při ražení tunelů se srovnatelným vybavením. Množství pracovních hodin potřebné pro ražbu dvou jednokolejných tunelů je dvojnásobné než u jednoho dvoukolejného tunelu.

Pokud jsou rozměry kaloty příliš malé pro instalaci výkonného zařízení (např. tunelového bagru o hmotnosti 40 tun), dosažitelná rychlost postupu výrazně klesá. V závislosti na celkové délce tunelu, který má být vyražen, je potřeba určitý počet logistických kaveren v pravidelných vzdálenostech. Propojky (pokud jsou v projektu navrženy) by měly být vybudovány co nejdříve, aby byla podpořena logistika.

Objem těžby jednoho dvoukolejného tunelu se víceméně rovná objemu dvou jednokolejných tunelů (zde $1 \times 120 \text{ m}^2$ vs. $2 \times 66 \text{ m}^2$ na běžný metr tunelu). Vzhledem k delšímu obvodu dvou traťových tunelů potřebuje KAT 1 větší množství materiálu než HBT. Vliv podzemní vody je velmi významným a limitujícím faktorem pro menší průřez. Kvůli potřebným sběrným příkopům se zmenšuje již tak úzká šířka jízdní plochy (dopravní cesta). Paralelní práce nejsou možné a doba trvání činností se prodlužuje.

Na základě těchto pozorování a zjištění je zřejmé, že projektování dvou jednokolejných tunelů vede k výraznému nárůstu nákladů. Na druhou stranu z hlediska bezpečnosti (pro ražbu a provoz) má tato koncepce jasnou výhodu. Díky existujícím propojkám, které spojují oba tunely v pravidelných vzdálenostech, lze požadované nouzové východy realizovat snadno a s poměrně nízkými náklady. Pro dvoukolejnou koncepci je třeba vybudovat dodatečné nouzové šachty nebo záchranné tunely včetně potřebné infrastruktury na povrchu. V závislosti na nadloží a délce projektu mohou být tyto dodatečně požadované šachty a záchranné tunely finančně značně náročné.

Do jaké míry mohou být dodatečné náklady na výstavbu projektů se dvěma jednokolejnými tunely kompenzovány nižšími náklady na údržbu a životnost, nelze v současnosti skutečně posoudit kvůli nedostatku zkušeností s údržbou daných tunelů.

*Dr. Dipl.-Ing. PETER JOHANN SELNER, sellner@3-g.at,
3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Austria,*

*Dipl.-Ing. GÜNTER STRAPPLER, guenter.strappler@oebb.at,
ÖBB Infrastruktur AG, Austria,*

*KLAUS ERKURT, klaus.erkurt@wf-ib.de,
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Germany*

Recenzoval Reviewed: Ing. Ermín Stehlík

consistently dry conditions have been encountered and thus little or no water treatment measures were necessary, it is plausible that such an impact in the wider cross section (HBT) would have significantly lower impact on the advance, than in narrow cross sections (KAT 1). Figure 8 shows the geometrical influence of ditches running parallel to the side walls and how the ditches deteriorate after some meters of advance. One can easily guess the amount of maintenance needed for dewatering in water sensitive ground conditions.

8. RESUMÉ

A reduction of the cross section size hardly results in an increase of the advance rate. The achievable advance rates of different tunnel sizes are almost equal when tunnelling in undisturbed logistic conditions with comparable equipment. The amount of working hours used for two single-track tunnels is double the amount of that for one double-track tunnel.

If the useable cross section of top heading is too small for installation of powerful equipment (e.g. excavator with 40 tons weight) the achievable advance rate drops down significantly. Depending on the total length of the tunnel to be constructed a certain number of logistic caverns in periodical distances are needed. Cross passages – if existing in the project – should be constructed as soon as possible to support logistics.

The mucking volume of one double-track tunnel is more or less equal to the volume of two single-track tunnels (here $1 \times 120 \text{ m}^2$ vs. $2 \times 66 \text{ m}^2$ per meter tunnel). Due to the longer circumference of the two tubes, KAT 1 needs more support than HBT. The influence of groundwater is very significant and limiting factor for the smaller cross section. Due to the required ditches the narrow width of the working area (road way) is reduced additionally. Parallel working is impossible and duration of the activities increases.

Based on these observations and findings it becomes clear, that the design of two single-track tunnels results in a significant increase of costs. On the other hand in terms of safety (for construction and operation!) this concept has a clear advantage. Due to the existing cross passages which connect both tubes in regular distances the required emergency exits can be realized easily and at comparatively low costs. For the double-track concept additional emergency shafts or rescue tunnels have to be constructed including the required infrastructure on surface. Depending on the overburden and length of the project these additional required shafts and rescue tunnels become more cost intensive.

To what extent the additional construction costs of projects with two single-track tubes can be compensated due to lower maintenance and life time costs can presently not really be judged because of lack of experience in maintenance of such projects.

*Dr. Dipl.-Ing. PETER JOHANN SELNER, sellner@3-g.at,
3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Austria,*

*Dipl.-Ing. GÜNTER STRAPPLER, guenter.strappler@oebb.at,
ÖBB Infrastruktur AG, Austria,*

*KLAUS ERKURT, klaus.erkurt@wf-ib.de,
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Germany*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HARER, G. The Austrian Koralm Tunnel investigation, design and construction for a large base tunnel project. Proceedings of the international conference Underground Construction Prague 2013.
- [2] HARER, G., SCHNEIDER, K. M. The main Koralm Tunnel contracts – current state of works. *Geomechanics and Tunneling*, 2013/6, pp. 641–650.
- [3] SVOBODA, T. Geological Monitoring of TBM Drives in KAT2 Section of the Koralm Tunnel. *Tunel*, 2015/3, pp. 61–72

VYHODNOCENÍ ZÓN INDUKOVANÝCH RAŽBOU DÍLA V PEVNÝCH HORNINÁCH S VYUŽITÍM MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ

EVALUATION OF EXCAVATION INDUCED ZONES IN HARD ROCKS USING MATHEMATICAL MODELING

EVA HRUBEŠOVÁ, LUKÁŠ ĎURIS

ABSTRAKT

Článek se zabývá možnostmi vyhodnocení ražbou indukovaných dílčích zón v okolí podzemního díla situovaného v prostředí pevných křehkých hornin s využitím kontinuálního modelu založeného na numerické metodě konečných prvků. Problematika zón indukovaných ražbou podzemního díla je v České republice aktuální i v souvislosti s plánovanou výstavbou hlubinného úložiště radioaktivního odpadu, neboť v ražbou indukovaných zónách dochází v závislosti na jejich charakteru k významným změnám mechanických i hydraulických charakteristik horninového materiálu v okolí díla, a tudíž může být významně ovlivněna propustnost horninového masivu kolem díla. V úvodní části článku je uvedena charakteristika jednotlivých dílčích zón indukovaných ražbou díla (vysoce porušená zóna, porušená zóna a ovlivněná zóna). Dále jsou prezentovány základní principy Diederichsova koncepčního přístupu nazvaného *Damage Initiation and Spalling Limits (DISL)*, který zohledňuje stav iniciace porušení materiálu a stav iniciace porušení typu spalling (deskovité odprýskávání materiálu) a využívá odpovídající kompozitní křivku porušení horninového materiálu, determinovanou vrcholovými a reziduálními parametry Hoek-Brownova (H-B) kritéria porušení. V závěrečné části příspěvku je na vybraném podzemním díle ilustrováno vyhodnocení rozsahu jednotlivých dílčích zón indukovaných ražbou podzemního díla s využitím uvedeného koncepčního přístupu DISL a numerického modelování.

ABSTRACT

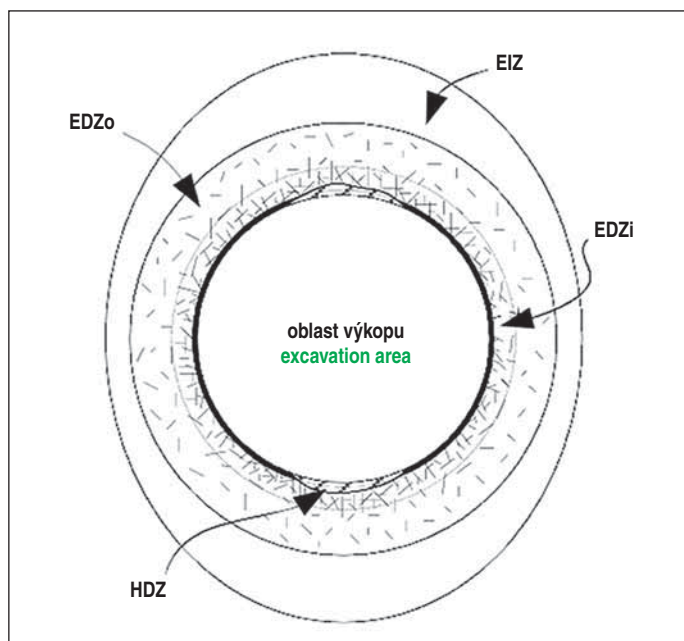
The article deals with the possibilities of evaluation of excavation induced sub-zones in the vicinity of an underground opening situated in the environment of hard brittle rocks using a continuous model based on the numerical finite element method. The issue of excavation induced zones of an underground opening is relevant in the Czech Republic also in connection with the planned construction of a deep repository for radioactive waste, as excavation induced zones cause significant changes in mechanical and hydraulic characteristics of rock material around the excavated work, and therefore the permeability of the rock mass around the opening can be significantly affected. The introductory part of the article presents the characteristics of individual sub-zones induced by the excavation (highly damaged zone, damaged zone and influenced zone). Furthermore, the basic principles of the Diederichs conceptual approach called *Damage Initiation and Spalling Limits (DISL)* are presented, which takes into account the initiation of material failure and the initiation of spalling type failure and uses the corresponding composite curve of rock material failure, determined by peak and residual parameters of Hoek-Brown's (H-B) failure criteria. The final part of the paper illustrates the evaluation of the depths of individual sub-zones induced by the excavation of a selected underground opening using the DISL conceptual approach and numerical modeling.

ÚVOD

Ražba podzemního díla je vždy spojena s narušením stavu primární rovnováhy horninového masivu, redistribucí napětí a vznikem indukovaných zón různého charakteru a rozsahu v okolí podzemního díla. V těchto ražbou indukovaných zónách mohou být významně ovlivněny nejen mechanické vlastnosti horninového materiálu (pevnostní, deformační), ale rovněž vlastnosti hydraulické. Tyto změny vlastností se pak mohou negativně projevit jak z hlediska stability díla, tak i z hlediska propustnosti horninového prostředí v okolí díla. Aspekt zvýšení propustnosti horninového prostředí je akcentován v případech, kdy se jedná o podzemní díla, která jsou součástí podzemního komplexu hlubinného úložiště radioaktivního odpadu, a požadavek na minimální propustnost v okolí podzemních děl je z hlediska transportu radionuklidů zásadní. V České republice se předpokládá vybudování hlubinného úložiště radioaktivního odpadu v pevných granitických horninách v hloubkách kolem 500 m, proto se prezentovaný článek věnuje právě problematice stanovení charakteru a rozsahu ražbou indukovaných zón v okolí podzemního díla lokalizovaného v uvedeném hostitelském prostředí pevných křehkých hornin.

INTRODUCTION

The excavation of an underground opening is always associated with the disturbance of the insitu equilibrium of the rock mass, the redistribution of stress and the emergence of induced zones of various properties and depth in the vicinity of the underground opening. In these excavation-induced zones, not only the mechanical properties of the rock material (strength, deformation) but also the hydraulic properties can be significantly affected. These changes in properties can then have a negative effect both in terms of the stability of the opening and in terms of the permeability of the rock environment around the opening. The aspect of increasing the rock permeability is emphasized in the case of underground openings that are part of the underground complex of a deep radioactive waste repository, and the requirement for minimum permeability in the vicinity of underground opening is essential in terms of radionuclide transport. In the Czech Republic, the construction of a deep repository of radioactive waste in hard granitic rocks at depths of about 500m is expected, so the presented article deals with the problem of determining the characteristics and depths of excavation-induced zones around underground opening located in hard brittle rocks.



zdroj: [1] source: [1]

Obr. 1 Schéma dílčích ražbou indukovaných zón v okolí podzemního díla (HDZ – vysoce porušená zóna, EDZo – vnější zóna porušená ražbou, EDZi – vnitřní zóna porušená ražbou, EIZ – ražbou ovlivněná zóna)

Fig. 1 Scheme of excavation induced sub-zones in the vicinity of the underground opening (HDZ – highly damaged zone, EDZo – outer zone damaged by excavation, EDZi – internal zone damaged by excavation, EIZ – zone influenced by excavation)

ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA ZÓN INDUKOVANÝCH RAŽBOU PODZEMNÍHO DÍLA

Zóna změn kolem podzemního díla indukovaných ražbou se často označuje obecně jako zóna porušení ražbou (Excavation Damage Zone, EDZ), avšak tato zóna zahrnuje ve skutečnosti několik dílčích specifických zón různého charakteru a dosahu s rozdílným vlivem na vlastnosti horninového materiálu v těchto zónách. Detailnější specifikací dílčích částí zóny indukované ražbou kolem podzemního díla se zabývalo mnoho autorů. Jednu z nejdetailnějších specifikací jednotlivých dílčích zón v okolí podzemního díla v pevných krystalických horninách publikoval v roce 2016 Perras [1] (obr. 1).

V bezprostředním okolí výrubu díla se nachází vysoce porušená zóna (HDZ – High Damage Zone) charakterizovaná různým stupněm makroporušení a dezintegrace materiálu, vznikají v ní nadvýlomy a porušení typu spalling (odprýskávání deskovitých struktur), kdy se vytvářejí trhliny ve směru podélné osy díla.

Oblast, v níž dochází v okolí díla k tvorbě mikrotrhlin a k trvalým změnám mechanických a hydraulických parametrů, se označuje jako zóna porušení ražbou díla (EDZ – Excavation Damage Zone). Tato oblast zahrnuje jak oblast nepropojených izolovaných mikrotrhlin na úrovni zrnitostní struktury hornin (vnější zóna označená EDZo), tak i oblast propojených mikrotrhlin, v níž může docházet i ke smykovým porušením (vnitřní zóna označená EDZi). Horninový materiál se ve vnitřní zóně EDZi změkčuje a dilatuje, ve vnější zóně EDZo materiál zpevňuje a je charakterizován kontraktantním chováním.

Oblast v okolí díla odpovídající pouze vratným změnám (elastickému přetváření) indukovaným ražbou díla je pak označována jako zóna ovlivněná ražbou (EIZ – excavation influence zone). Za touto zónou EIZ pak již horninový masiv není dotčen ražbou díla.

BASIC CHARACTERISTICS OF ZONES INDUCED BY EXCAVATION OF UNDERGROUND OPENING

The zone of changes around an underground opening induced by excavation is often referred to generally as the Excavation Damage Zone (EDZ), but this zone in fact includes several specific sub-zones of different characteristics and depths with different effects on the properties of the rock material in these zones. Many authors have dealt with a more detailed specification of the sub-zones induced by the excavation around the underground opening. One of the most detailed specifications of individual sub-zones in the vicinity of an underground opening in hard crystalline rocks was published in 2016 by Perras [1] (Fig. 1).

In the immediate vicinity of the excavated opening there is a High Damage Zone (HDZ) characterized by varying degrees of macro-failure and disintegration of the material, there are overbreaks and spalling failures, where cracks are formed in the direction of the longitudinal axis of the opening.

The area in which microcracks and permanent changes in mechanical and hydraulic parameters occur in the vicinity of the opening is referred to as the Excavation Damage Zone (EDZ). This area includes both the area of unconnected isolated microcracks at the level of the grain opening of the rocks (outer zone marked EDZo) and the area of interconnected microcracks in which shear disturbances can also occur (inner zone marked EDZi). The rock material in the inner zone of the EDZi softens and dilates, in the outer zone of the EDZo the material strengthens and is characterized by contracting behavior.

The area around the opening corresponding only to the reversible changes (elastic deformation) induced by the excavation of the opening is then referred to as the excavation influence zone (EIZ – excavation influence zone). Behind this EIZ zone, the rock mass is no longer influenced by the excavation of the opening.

In addition to the above-mentioned zones resulting from the redistribution of stress in the massif after excavation of the opening, it is necessary to take into account the technologically damaged zone by excavation, which can be predicted to a very limited extent by numerical modeling. Experiments and in-situ measurements have shown that when applying excavation with explosives, this zone has a range from 0.1 to 1.5m, while the permeability of the rock environment in this zone increases by 2–3 orders of magnitude compared to the condition before excavation [2]. In mechanized TBM excavation, this zone has a range of 1–3cm and increases the permeability of the rock by 1 order [3].

The nature and extent of excavation-induced changes in the vicinity of the opening depend on many parameters, the most important of which are:

- insitu stress in the rock (magnitude, ratio of magnitudes of principal stresses, direction of principal stresses);
- orientation of the tunnel excavation with respect to the principal stresses in the massif;
- geometry of the opening (shape and dimensions);
- mechanical properties of rock material and rock mass;
- geological opening and discontinuities;
- methods of excavation of the opening (technology).

NUMERICAL APPROACH TO THE EVALUATION OF SUB-ZONES INDUCED BY THE EXCAVATION OF A OPENING

Various types of numerical methods can be used to evaluate the depths of individual sub-zones in the vicinity of an underground opening induced by its excavation – continuum modeling

Kromě výše uvedených zón vyplývajících z přerozdělení napětí v masivu po vyražení díla je nutno vzít v úvahu i technologicky indukovanou zónu poškození vlivem ražby, kterou však lze ve velmi omezené míře predikovat numerickým modelováním. Experimenty a měření in-situ ukázaly, že při aplikaci ražby s využitím trhačích prací má tato zóna rozsah od 0,1 do 1,5 m, přičemž se zvyšuje propustnost horninového prostředí v této zóně o 2–3 řády ve srovnání se stavem před ražbou [2]. Při mechanizované TBM ražbě má tato zóna rozsah 1–3 cm a zvyšuje propustnost horninového prostředí o 1 řád [3].

Charakter a rozsah ražbou indukovaných změn v okolí díla závisí na mnoha parametrech, z nichž mezi nejvýznamnější patří:

- primární napětí v horninovém prostředí (velikost, poměr velikostí hlavních napětí, směry hlavních napětí);
- orientace ražby tunelu vzhledem k hlavním napětím v masivu;
- geometrie díla (tvar a rozměry);
- mechanické vlastnosti horninového materiálu a horninového masivu;
- geologické struktury a diskontinuity;
- metody ražby díla (technologie).

NUMERICKÝ PŘÍSTUP K VYHODNOCENÍ DÍLČÍCH ZÓN INDUKOVANÝCH RAŽBOU DÍLA

K vyhodnocení rozsahu a dosahu jednotlivých dílčích zón v okolí podzemního díla indukovaných jeho ražbou lze využít různých typů numerických metod – metody modelování kontinua, metody modelování diskontinua, popřípadě jejich kombinace. V případě, kdy je primární horninový masiv nedotčený ražbou převážně celistvý bez výrazných diskontinuit a trhlin, lze pro vyhodnocení ražbou indukovaných zón v okolí díla s výhodou použít metodu konečných prvků – v inženýrské praxi nejčastěji používanou metodu modelování kontinua. Pokud je v hostitelském horninovém masivu vliv trhlin a dalších diskontinuit dominantnější a chování materiálu je řízeno iniciací a propagací diskontinuit, lze očekávat objektivnější vypovídací schopnost výsledků modelování při využití metod modelování diskontinua, jako je např. metoda oddělených elementů.

Diederichs [4] publikoval koncepční přístup DISL – pro stanovení dílčích ražbou indukovaných zón v okolí podzemního díla v prostředí křehkých pevných hornin. Metoda vychází z předpokladu kompozitní křivky porušení, složené ze dvou základních dílčích mezních křivek porušení podle H-B kritéria [5]. Toto kritérium udává dle vztahu (1) vazbu mezi hlavními napětími σ_1 a σ_3 v závislosti na jednoosé tlakové pevnosti UCS a třech pevnostních parametrech a , s a m (tyto parametry lze stanovit na základě triaxiálních zkoušky, velmi často se ale v praxi stanovují na základě hodnoty GSI (Geological Strength Index):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(m \frac{\sigma_3}{UCS} + s \right)^a \quad (1)$$

Kompozitní křivka (obr. 2) je podle přístupu DISL tvořena jednak křivkou odpovídající iniciaci porušení a vzniku trhlin, která je charakterizována vrcholovými pevnostními parametry (H-B) kritéria označenými a_p , s_p , m_p . Druhou základní křivkou přístupu DISL je křivka odpovídající porušení typu spalling, kdy je pevnost materiálu v HDZ charakterizována reziduálními pevnostními charakteristikami označenými a_r , s_r , m_r . Tento koncept odpovídá v HDZ reálnému stavu transformace původního horninového materiálu před ražbou na vysoce porušený nesoudržný materiál s prakticky nulovou soudržností a zvýšeným

metody, discontinuum modeling methods, or their combination. In the case where the insitu rock mass undisturbed by excavation is predominantly compact without significant discontinuities and cracks, the finite element method can be used to evaluate excavation-induced zones around the opening – the most commonly used continuum modeling method in engineering practice. If in the rock mass the influence of cracks and other discontinuities is more dominant and the behavior of the material is controlled by initiation and propagation of discontinuities, a more objective modeling results can be expected by using discontinuity modeling methods such as discrete elements method.

Diederichs [4] published the conceptual approach DISL – Damage Initiation and Spalling Limits for the determination of excavation induced sub-zones in the vicinity of an underground opening in the environment of brittle hard rocks. The method is based on the assumption of a composite failure curve, composed of two basic partial limit failure curves according to the H-B criterion [5]. According to relation (1), this criterion gives the relationship between the principal stresses σ_1 and σ_3 depending on the uniaxial compressive strength UCS and three strength parameters a , s and m (these parameters can be determined by triaxial testing, but very often in practice are determined by the GSI (Geological Strength Index) value:

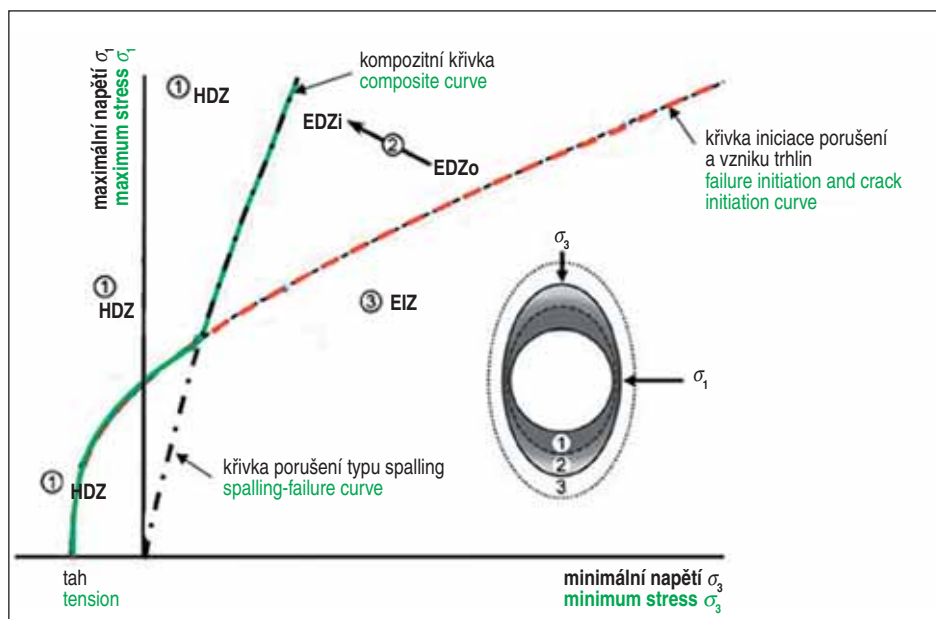
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(m \frac{\sigma_3}{UCS} + s \right)^a \quad (1)$$

According to the DISL approach, the composite curve (Fig. 2) consists of a curve corresponding to failure initiation and crack formation, which is characterized by peak H-B strength parameters denoted by a_p , s_p , m_p . The second basic curve of the DISL approach is a curve corresponding to spalling failure where the strength of the material in HDZ is characterized by residual strength characteristics marked a_r , s_r , m_r . In HDZ, this concept corresponds to the realistic state of transformation of the original rock material before excavation into a highly broken cohesionless material with practically zero cohesion and an increased angle of internal friction. Recommendations for determining the peak and residual characteristics of the H-B criterion can be found, for example, in [1].

The evaluation of plasticity indicators (indicator of the existence of plastic deformation in the mesh node), volume deformation, shear deformations and principal stresses along the line passing from the contour of the opening in the direction of the zones depth is crucial for evaluating the interface of individual zones based on the conceptual DISL approach.

The criteria for determining the depths of individual zones using the numerical model and the DISL conceptual model according to Diederichs [4] are as follows:

- the interface of HDZ-EDZ_i zones is determined by the condition when there is a significant increase in the magnitudes of the principal stress σ_3 at the contour of the opening;
- the EDZ_o-EDZ_i interface is identified by the initiation of tensile volumetric strain (softening, beginning of expansion) in the direction of the inner zone (change in the characteristics of the volumetric strain);
- The EDZ_o-EIZ interface is indicated by the initiation of plastic deformation.



upraveno dle [4] adjusted according to [4]

Obr. 2 Schéma koncepčního přístupu ke stanovení zón v okolí díla dle Diederichse s vyznačením křivky počátečního porušení a vzniku trhlin (červená), spalling křivky (černá) a výsledné kompozitní křivky (zelená)
 Fig. 2 Scheme of the conceptual approach for determining the zones around the structure according to Diederichs with the marking of the curve of initial failure and crack formation (red), spalling curve (black) and the resulting composite curve (green)

úhlem vnitřního tření. Doporučení pro stanovení vrcholových a reziduálních charakteristik H-B kritéria lze nalézt například v publikaci [1].

Pro vyhodnocení rozhraní jednotlivých zón na základě koncepčního přístupu DISL je rozhodující vyhodnocení plastických indikátorů (indikátor existence plastického přetvoření v uzlu sítě), objemového přetvoření, smykových přetvoření a hlavních napětí na linii, procházející od obrysu díla ve směru vyhodnocení hloubky zón.

Kritéria pro určení hloubek jednotlivých zón pomocí numerického modelu a koncepčního modelu DISL podle Diederichse [4] jsou následující:

- rozhraní zón HDZ-EDZi je určeno stavem, kdy dochází k výraznému nárůstu hodnot hlavního napětí σ_3 od obrysu díla;
- rozhraní EDZo-EDZi je identifikováno počátkem tahových objemových přetvoření (změkčování, počátek expanze) ve směru k vnitřní zóně (změna charakteru objemového přetvoření);
- rozhraní EDZo-EIZ je indikováno počátkem plastického přetvoření.

ILUSTRACE VYHODNOCENÍ ZÓN INDUKOVANÝCH RAŽBOU DÍLA S VYUŽITÍM NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ A DIEDERICHSOVA KONCEPČNÍHO PŘÍSTUPU

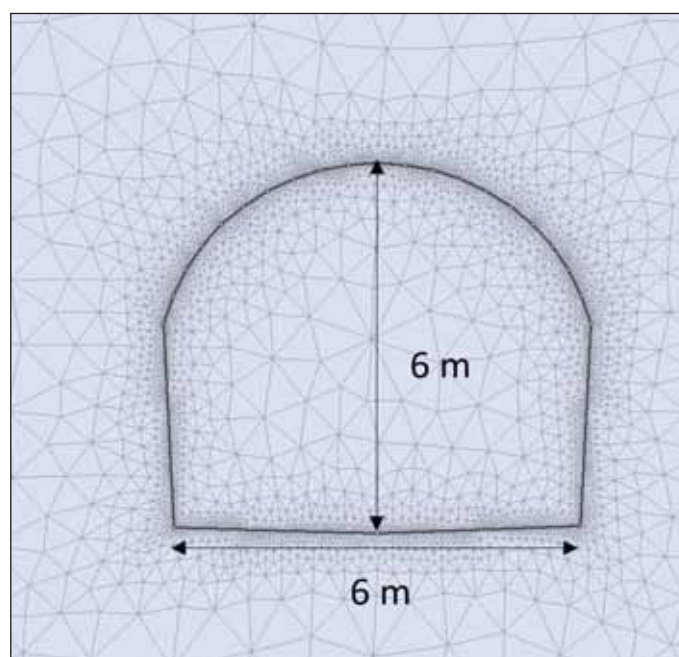
Uvedený Diederichsův přístup DISL byl aplikován pro vyhodnocení jednotlivých zón indukovaných ražbou v okolí podzemního díla s využitím softwaru PHASES (Rocscience, Kanada), založeného na metodě konečných prvků. Analyzovaný profil díla, odpovídající vybranému horizontálnímu dílu hlubinného úložiště, má obloukový tvar, výška díla dosahuje 6 m, šířka v počvě 6 m (obr. 3). Podzemní dílo je uvažováno v hloubce 500 m, koeficient bočního tlaku $K=1,5$ odpovídá lokalizaci díla ve velkých hloubkách, kde jsou primární geostatická horizontální napětí vyšší než primární geostatická napětí vertikální. Uvažované

EVALUATION OF ZONES INDUCED BY EXCAVATION OF A OPENING USING NUMERICAL MODELING AND DIEDERICHS CONCEPTUAL APPROACH

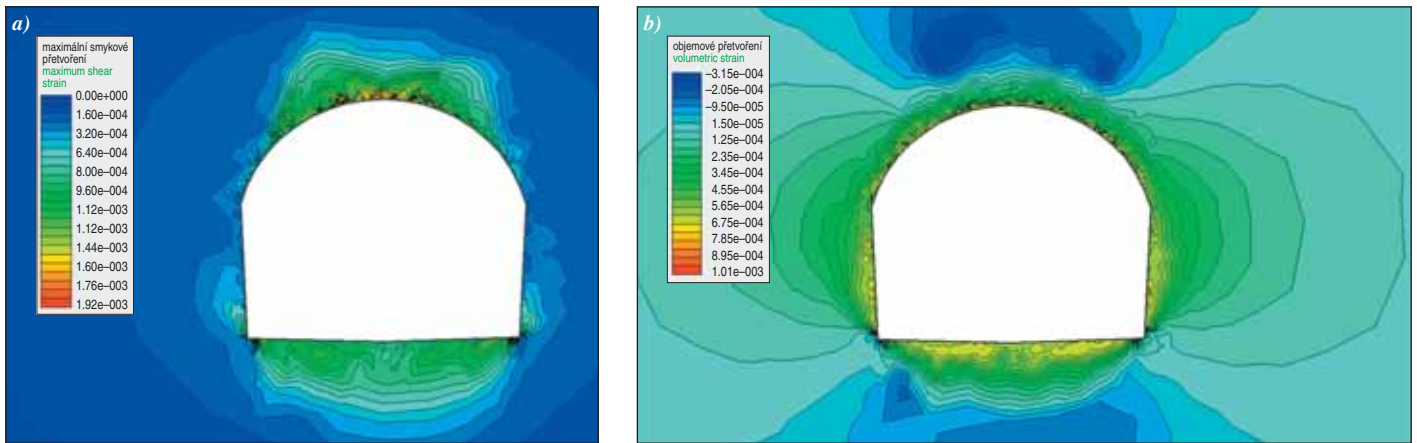
The mentioned Diederichs approach DISL was applied for the evaluation of individual zones damaged by excavation in the vicinity of the underground opening using the software PHASES (Rocscience, Canada), based on the finite element method. The analyzed profile of the opening, corresponding to the selected horizontal working of the deep repository, has an arched shape, the height of the opening reaches 6m, the width at the base is 6m (Fig. 3). The underground opening is considered at a depth of 500m, the coefficient of lateral pressure $K=1.5$ corresponds to the location of the opening at great depths, where the insitu geostatic horizontal stresses are higher than the insitu geostatic vertical stresses. The considered parameters of the rock environment are given in tab. 1.

Tab. 1 Input values for calculation of the use of the DISL approach to determine the damaged zones

Input parameter	Value	Parameters H-B criteria	Value
Unit weight	27kN/m ³	a_p	0.25
Modulus of elasticity	58,000MPa	m_p	7
Poisson number	0.2	s_p	0.018
Uniaxial compressive strength UCS	100MPa	a_r	0.75
		m_r	10
		s_r	0.001



Obr. 3 Geometrie analyzovaného profilu podzemního díla hlubinného úložiště a generované sítě konečných prvků
 Fig. 3 Geometry of the analyzed profile of the underground opening of the deep repository and generation of the finite element mesh



Obr. 4 Výsledky rozložení a) maximálních smykových přetvoření, b) objemových přetvoření v okolí analyzovaného podzemního díla
Fig. 4 Resulting distribution of a) maximum shear strain, b) volumetric strain in the vicinity of the analyzed underground structure

parametry hostitelského horninového prostředí jsou uvedeny v tab. 1.

Tab. 1 Vstupní hodnoty ilustrativního výpočtu využití DISL přístupu pro stanovení zón indukovaných ražbou

Vstupní parametr	Hodnota	Parametry H-B kritéria	Hodnota
Objemová tíha	27 kN/m ³	a_p	0,25
Modul pružnosti	58 000 MPa	m_p	7
Poissonovo číslo	0,2	s_p	0,018
Pevnost v jednoosém tlaku UCS	100 MPa	a_r	0,75
		m_r	10
		s_r	0,001

S využitím metody konečných prvků (software Phases) a uvedeného koncepčního přístupu DISL byly vyhodnoceny pro uvedená vstupní data modelu hodnoty, které jsou určující pro stanovení rozsahu a charakteru ražbou indukovaných zón:

- minimální hlavní napětí σ_3 ;
- maximální hlavní napětí σ_1 ;
- maximální smykové přetvoření (obr. 4a);
- objemové přetvoření (obr. 4b);
- identifikátory plastického přetváření.

Ze sestaveného grafu, odpovídajícího hodnotám hlavních napětí, maximálního smykového přetvoření a objemového přetvoření v okolí díla a indikátorů plasticity pak plynou odpovídající hodnoty rozsahu jednotlivých zón indukovaných ražbou podzemního díla. S využitím uvedeného postupu byla stanovena hloubka zóny HDZ 0,4 m, hloubka zóny EDZ_i 0,9 m a hloubka EDZ_o 2 m (obr. 5).

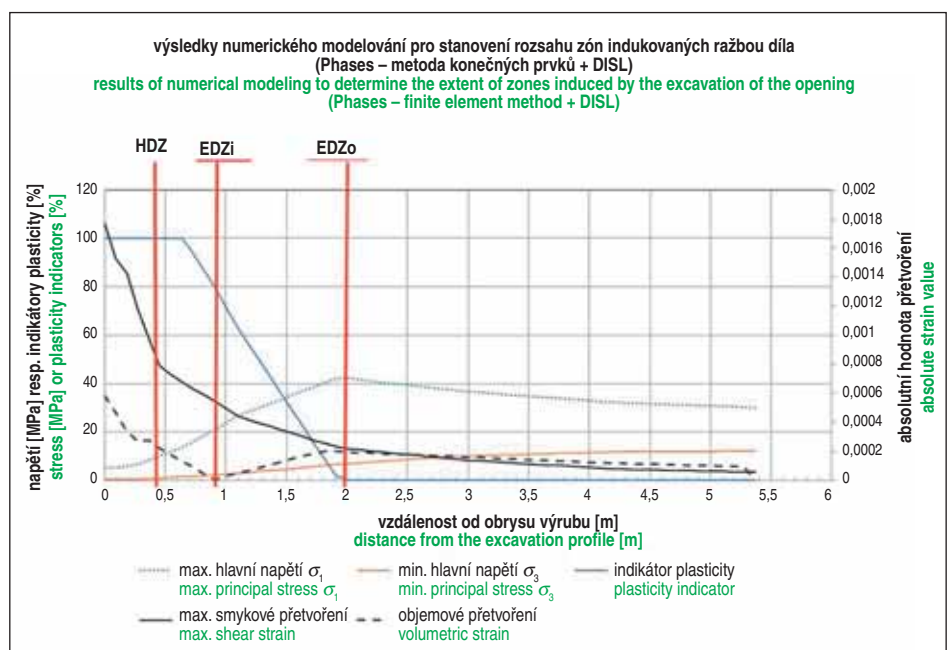
ZÁVĚR

Stanovení mocnosti jednotlivých dílčích zón indukovaných ražbou podzemního díla v prostředí pevných krystalinických hornin je aktuální problém, a to zejména v souvislosti s výstavbou podzemního hlubinného úložiště radioaktivního odpadu, kdy je kromě stability podzemních děl

Using the finite element method (Phases software) and the above conceptual DISL approach, values were evaluated for the given input data of the model, which are decisive for determining the depths and characteristics of the excavation-damage zones:

- minimum principal stress σ_3 ;
- maximum principal stress σ_1 ;
- maximum shear strain (Fig. 4a);
- volumetric strain (Fig. 4b);
- plastic deformation indicators.

From the compiled graph, corresponding to the values of principal stresses, maximum shear strain and volumetric strain in the vicinity of the opening and plasticity indicators, the corresponding depths of individual zones damaged by the excavation of the underground opening follow. Using the above procedure, the depth of the HDZ zone was determined to be 0.4m, the depth of the EDZ zone was 0.9m and the depth of the EDZ zone was 2m (Fig. 5).



Obr. 5 Vyhodnocení numerického modelování pro stanovení rozsahu zón indukovaných ražbou díla na základě vývoje hodnot hlavních napětí, maximálního smykového přetvoření, objemového přetvoření a indikátorů plasticity v okolí díla

Fig. 5 Evaluation of numerical modeling for determining the depths of zones damaged by excavation of the opening based on the development of principal stresses, maximum shear strain, volumetric strain and indicators of plasticity around the structure

nutno minimalizovat transport radionuklidů z ukládacího souboru do širšího horninového prostředí a podzemních vod. Mnohdy se zóna indukovaná ražbou díla uvádí obecně pod názvem EDZ (Excavation Damage Zone), avšak prezentovaný článek ukazuje, že struktura této zóny je komplikovanější a lze v ní odlišit několik dílčích zón, charakterizovaných porušením různého charakteru a intenzity s různými dopady na změny mechanických i hydraulických charakteristik horninového materiálu (vysoce porušená zóna, porušená zóna, ovlivněná zóna).

Prezentovaný koncepční model DISL umožňuje vyhodnotit jednotlivé dílčí části zóny indukované ražbou podzemního díla v pevných horninách s využitím kompozitní křivky porušení vycházející z H-B kritéria porušení.

Výhodou tohoto ilustrovaného numerického postupu je možnost využití softwarů založených na v inženýrské praxi běžně užívané metodě konečných prvků (např. PHASES, PLAXIS, MIDAS GTS). Prezentovaný postup lze využít zejména v případě kompaktního či minimálně porušeného horninového masivu, kde není zásadní v modelu zahrnout rozevírání, resp. uzavírání primárních diskontinuit a jejich propagaci v důsledku redistribuce napětí po ražbě díla. V opačném případě je vhodné použít numerických metod modelování diskontinua.

Dále je třeba vzít v úvahu, že každý model vychází z určitých zjednodušujících předpokladů a zahrnuje řadu nejistot ve vstupních materiálových charakteristikách, které se pak dále různou měrou propagují do vypovídající schopnosti výsledků modelování. Experimentální měření, prováděná na řadě specializovaných pracovišť ve světě, jsou tedy nezbytnou součástí výzkumu v oblasti zón indukovaných ražbou, neboť umožňují validovat výsledky modelování. Tyto experimenty jsou však velmi časově i ekonomicky náročné. Z tohoto pohledu má numerické modelování významnou roli v procesu poznání vzniku a rozsahu dílčích zón indukovaných ražbou díla v závislosti na určujících faktorech.

*doc. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz,*

Ing. LUKÁŠ ĎURIŠ, Ph.D.,

lukas.duris@vsb.cz, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava

Recenzoval Reviewed:

doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

CONCLUSION

Determining the depths of individual sub-zones induced by excavation of an underground opening in the environment of hard crystalline rocks is a current problem, especially in connection with the construction of underground deep radioactive waste repository, where in addition to underground opening stability it is necessary to minimize radionuclide transport from the repository into the rock environment and the underground water. The zone induced by excavation is often referred to as EDZ (Excavation Damage Zone), but the presented article shows that the opening of this zone is more complex and it is possible to distinguish several sub-zones, characterized by differences in characteristics and intensity with different effects on changes in mechanical and hydraulic characteristics of the rock material (highly damaged zone, damaged zone, influenced zone).

The presented conceptual model DISL allows to evaluate individual sub-zones damaged by excavation of an underground opening in hard rocks using a composite failure curve based on the H-B failure criterion.

The advantage of this presented numerical procedure is the possibility of using software based on the finite element method commonly used in engineering practice (eg. PHASES, PLAXIS, MIDAS GTS). The presented procedure can be used especially in the case of a compact or minimally broken rock mass, where it is not essential to include opening, resp. closing of insitu discontinuities and their propagation due to redistribution of stress after excavation of the opening. Otherwise, it is appropriate to use numerical methods of discontinuum.

Furthermore, it should be taken into account that each model is based on certain simplifying assumptions and includes a number of uncertainties in the input material characteristics, which influence to varying degree the truefulness of the modeling results. Experimental measurements, performed at a number of specialized workplaces around the world, are therefore an essential part of research in the field of excavation-induced zones, as they make it possible to validate the modeling results. However, these experiments are very time and money consuming. From this point of view, numerical modeling plays an important role in the process of understanding the origin and extent of sub-zones induced by the opening excavation, in correspondence to the determining factors.

*doc. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz,*

Ing. LUKÁŠ ĎURIŠ, Ph.D.,

lukas.duris@vsb.cz, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava

LITERATURA / REFERENCES

- [1] PERRAS, M. A., DIEDERICHS, M. S. Predicting excavation damage zone depth in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2016, Volume 8, Issue 1, 2016. p. 60–74.
- [2] TSANG, C-F., BERNIER, F., DAVIES, C. Geohydromechanical processes in the excavation damage zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays in the context of radioactive waste disposal. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Volume 42, Issue 1, 2005.
- [3] DAVIES, C., BERNIER, F. Impact of the Excavation Disturbed Or Damaged Zone (EDZ) on the Performance of Radioactive Waste Geological Repositories. *Proceedings of the European Commission Cluster Conference*. Luxembourg, 2003.
- [4] DIEDERICHS, M. S. The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*. Volume 44, Issue 9, 2007.
- [5] HOEK, E., BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Volume 34, Issue 8, 1997.

ANALYTICKÝ VÝPOČET POKLESU NEZPEVNĚNÉHO ZÁSYPU V LIKVIDOVANÝCH DŮLNÍCH JÁMÁCH

ANALYTICAL CALCULATION OF THE SUBSIDENCE OF LOOSE BACKFILL OF LIQUIDATED MINE SHAFTS

KAREL VOJTASÍK

ABSTRAKT

Převážná většina důlních jam Ostravsko-karvinského revíru (OKR) byla v minulosti likvidována pouze nezpevněným zásypem. Pokles zásypu je objektivní jev, který bude trvat mnoho let a probíhat ve dvou etapách. První etapa poklesů nastává v suchém zásypu. Po ní následuje etapa druhá, kdy zásyp bude postupně zaplavován stoupající hladinou podzemních vod, po omezení příp. úplném zastavení čerpání, které dosud probíhá. Článek uvádí analýzu výpočtu poklesu nezpevněného zásypu v obou stavových etapách. Analýza zahrnuje všechny hlavní objektivně stanovitelné parametry, které ovlivňují velikost poklesu. Rozbor je provedený analytickou metodou, vycházející z chování sypkých hmot ve vysokých kruhových zásobnících a stlačení sloupce materiálu, který je zatížen konstantním vertikálním tlakem za podmínky nulového přetvoření v příčném směru.

ABSTRACT

In the past, the overwhelming majority of mine shafts in the Ostrava-Karviná coal basin (OKR) were liquidated using only loose backfill. Backfill subsidence is an objective phenomenon that will last for many years and take place at two stages. The first stage of subsidence occurs in dry backfill. This is followed by the second stage, when the backfill is gradually inundated by the rising groundwater table, after the reduction or complete stopping of pumping, which has been still in progress. The paper presents an analysis of the calculation of the subsidence of loose backfill at both stages of the state. The analysis includes all the main objectively determinable parameters affecting the magnitude of the subsidence. The analysis is performed using an analytical method based on the behaviour of loose materials in high circular silos and the compression of the column of the material, which is loaded with a constant vertical pressure under conditions of zero deformation in the transverse direction.

ÚVOD

Po ukončení hlubinné těžby kamenného uhlí v Ostravsko-karvinském revíru v oblasti zůstalo 135 registrovaných hlubinných jam. Před vydáním vyhlášky Českého báňského úřadu č. 52/1997 Sb. [1], která obsahuje zásady a způsoby likvidace všech hlavních důlních děl dolu včetně hlubinných jam ústících na povrch, nebyla stavební likvidace jam prováděna systémově. Hlubinné jámy byly převážně zasypány různým příležitostným sypkým nezpevněným materiálem o neznámých parametrech.

Ukončení těžby v hlubinném dole a jeho následná likvidace znamená konec všech negativních jevů ohrožujících povrch terénu nad ložiskem a jeho okolí během exploatace. Trvalým rizikem i po likvidaci hlubinného dolu zůstanou všechna důlní díla vedoucí k povrchu nebo ústící na povrch jako hlubinné jámy. Názorným příkladem devastace, jakou bylo zasaženo okolí hlubinné jámy, je havárie Jámy Doubrava IV, ke které došlo v roce 1998. Po havárii se na povrchu vytvořil eliptický kráter o rozměrech 63×53 m, hloubce 36 m a objemu 67 tisíc m³ (obr. 1) [2]. Tato havárie je extrémním příkladem, neboť se jednalo o jámu hlubokou téměř 1000 m o světlem průměru 8 m. V betonovém ostění se nejdříve objevilo několik trhlin, kterými přitékala do jámy voda znečištěná jemnými částicemi, vyplavovanými z masivu za ostění. Destrukce ostění a jeho zával do volného tubusu jámy včetně stržení části okolního horninového prostředí byly důsledkem toho, že se z počátku nevěnovala pozornost několika trhlinám v ostění jámy. K podobným situacím v menším měřítku došlo v minulosti mnohokrát u starých opuštěných středověkých hornických jam. Tato místa jsou známa jako „pinky“ a nacházejí se na celém území České republiky v oblastech bývalých rudonosných revírů.

U likvidovaných jam zásyp vytváří stabilizační reakci a zabraňuje vzniku destrukce ostění, jež bude časem degradovat a ztrácet únosnost. Hlubinná jáma likvidovaná zásypem se může jevit bezpečnou. To však platí pouze v případě, že tubus jámy je trvale vyplněn

INTRODUCTION

After the termination of deep coal mining in the Ostrava-Karviná coal basin, 135 registered deep shafts remained in the area [1]. Prior to the issuance of the Decree No. 52/1997 Coll. of the Czech Mining Authority, which contains the principles and methods of liquidation of all main mine workings of a mine, including deep shafts leading to the surface, the liquidation of shafts using civil engineering methods was not carried out systemically. The deep shafts were



foto archiv prof. Aldorfa photo archive of prof. Aldorf

Obr. 1 Letecký snímek havárie Jámy Doubrava IV
Fig. 1 Aerial photograph of the Doubrava IV collapse

zásypem až k ústí jámy. Ve skutečnosti nezpevněný zásyp může ještě dlouho po likvidaci jámy klesat a na úsecích jámového tubusu bez zásypu bude stále hrozit destrukce ostění a vznik závalu. Velmi nebezpečný je pokles zásypu v části jámového tubusu, který ústí na povrch. Vytvoří-li se v důsledku klesání zásypu kaverna na dílčím úseku jámy ve velké hloubce pod povrchem, zával nastane také. Nicméně, nakypřování materiálu během zavalování způsobí, že se zavalování samovolně zastaví dřív, než zával dosáhne povrchu terénu.

Likvidace jam po roce 1997 je řešena komplexně. V jámovém tubusu se střídají úseky jak s nezpevněným zásypem, tak zpevněným zásypem o známých pevnostních parametrech. Na důlních dílech ústících do jámy jsou zřízeny hrázové objekty zabraňující pohybu zásypu do těchto děl a úsek tubusu procházející nárazím jámy je zaplněn souvislou zátkou z cemento-popílkové suspenze. Na povrchu je tubus jámy uzavřen železobetonovou deskou s otvorem pro dosyp zásypu a kontrolu hladiny zásypu. Toto řešení minimalizuje riziko vytvoření závalu pravidelnou kontrolou a doplněním zásypu v případě poklesu jeho hladiny. Naproti tomu jámy likvidované před tímto datem sytkým nezpevněným neznámým materiálem musí počítat s eventualitou poklesu zásypu, a to jak před zatápním, tak rovněž i po ustálení hladiny podzemní vody, zejména dojde-li k alteraci nezpevněného zásypu při jeho zaplavení.

POPIS METODY STANOVENÍ VELIKOSTI POKLESU ZÁSYPU

Výpočet stlačení sloupce suchého i zatopeného zásypu je založen na teorii aplikované pro výpočet napětí v zrnitém sytkém materiálu v sílech kruhového průřezu [3]. Velikost vertikálního tlaku p_z v materiálu uvnitř sila závisí na poměru výšky k jeho světlému průměru. Horizontální tlak p_x závisí na p_z , úhlu tření sytkého materiálu a úhlu tření na rozhraní mezi sytkým materiálem a stěnou sila. Podobně je tomu u důlních jam zasypaných nezpevněným sytkým materiálem. Pokud má jáma jiný profil, než je kruh, pak lze aplikovat náhradní kruh, jehož obvod je roven obvodu neokružového profilu jámy. Je-li ostění jámy z jiného materiálu, než je beton, například ze zdiva, hodnota tření na rozhraní bude o něco vyšší. Nicméně z provedené analýzy vyplývá, že změny úhlu tření na rozhraní mezi sytkým materiálem a stěnou jen zanedbatelně ovlivňují hodnoty příslušných tlaků. Tento předpoklad platí, jestliže se hodnota úhlu tření na rozhraní bude pohybovat v obvyklém rozsahu.

Řešení napjatosti v zásypu vychází z rovnováhy sil pro element zásypu o výšce dz . Proti tíze elementu γdz (γ – objemová tíha nezpevněného zásypu) působí jednak přírůstek vertikálního tlaku dp_z a dále tření na rozhraní zásyp ostění. Pro plochu jámy A a vnitřní obvod jámy O má podmínka rovnováhy tvar

$$A dp_z + p_x O dz \tan \delta = \gamma A dz,$$

kde δ je úhel tření na rozhraní nezpevněného zásypu a jámového ostění. Hodnota úhlu tření na rozhraní sytkého materiálu a konstrukce se standardně odvozuje z hodnoty úhlu tření φ a obvykle se volí podle charakteru rozhraní buď $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ pro drsnější rozhraní, nebo $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ pro hladší rozhraní. V případě nezpevněného zásypu a ostění jámy z betonu nebo zdiva je použit vztah pro drsnější prostředí. Horizontální tlak p_x je dán vztahem

$$p_x = p_z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Po úpravách vyjde diferenciální rovnice

$$\frac{dp_z}{dz} + p_z \frac{O}{A} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \delta - \gamma = 0.$$

Řešením diferenciální rovnice jsou hodnoty vertikálního a horizontálního tlaku v nezpevněném zásypu, které jsou dány vztahy

mostly backfilled with various loose material on hand with unknown parameters.

The termination of mining in a deep mine and its subsequent liquidation does not mean the end of all negative phenomena threatening the surface of the terrain above the deposit and its surroundings during exploitation. All mine workings leading to the surface or leading to the surface as deep shafts will remain a permanent risk even after the liquidation of the deep mine. An illustrative example of the devastation that struck the vicinity of a deep shaft is the Doubrava IV shaft accident, which occurred in 1998. After the accident, an elliptical crater with dimensions of 63x53m, depth of 36m and a volume of 67 thousand cubic metres developed on the surface (see Fig. 1) [2]. This accident is an extreme example, as it was a shaft almost 1000m deep, with a net diameter of 8m. In the beginning, several cracks appeared in the concrete lining, through which water, contaminated with fine particles, washed out of the massif through the lining and flowed into the shaft. The destruction of the lining and its collapse into the free tube of the shaft, including pulling down part of the surrounding ground environment, were the result of the fact that initially no attention was paid to several cracks in the lining of the shaft. Similar situations on a smaller scale have occurred many times in the past at old abandoned medieval mine shafts. These places are known as sinkholes (so called “pinges”) and are located throughout the Czech Republic in the areas of former ore-bearing districts.

In the case of liquidated shafts, the backfill creates a stabilising response and prevents the destruction of the lining, which will degrade over time and lose its bearing capacity. A deep shaft liquidated by backfilling may appear safe. However, this only applies if the shaft tube is permanently filled with backfill up to the mouth of the shaft. In reality, the loose backfill may settle long after the shaft has been liquidated, and the danger of lining destruction and collapse will still threaten the sections of the shaft tube without backfill. The subsidence of the backfill in the part of the shaft tube that opens to the surface is very dangerous. If, as a result of the subsidence of the backfill, a cavern is formed in a partial section of the shaft at a great depth below the surface, a lining destruction and collapse occur too. Nevertheless, loosening of the material during collapsing of the lining will cause spontaneous stopping of the process of collapsing before it reaches the ground surface.

Liquidation of mine shafts after 1997 has been solved comprehensively. In the shaft tube, sections with both loose backfill alternate with solidified backfill with known strength parameters. On the mine workings opening into the shaft, barriers are set up to prevent the backfill from moving into these workings, and the section of the tube passing through the shaft station is filled with a continuous plug made of solidified cement-fly ash suspension. On the surface, the shaft tube is closed with a reinforced concrete slab with an opening for adding the backfill and for the backfill surface level inspection. This solution minimises the risk of the development of a lining collapse by regular inspection and replenishment of the backfill in the event of its surface level dropping. On the other hand, shafts liquidated before this date using loose unknown material must take into account the possibility of the settlement of the backfill, both before inundation and also after the water table level has stabilised, especially if the loose backfill alters during the inundation.

DESCRIPTION OF THE METHOD OF DETERMINATION OF THE MAGNITUDE OF THE BACKFILL SUBSIDENCE

The calculation of the compression of the column consisting of both dry and inundated backfill is based on the theory applied to the calculation of stresses in granular loose material in circular cross-sectional silos [3]. The magnitude of the vertical pressure p_z in the material inside the silo depends on the ratio of height to its

$$p_z = \frac{A\gamma}{Ok} \left(1 - e^{-\frac{Ok}{A}H} \right),$$

kde H je hloubka jámy a součinitel k je dán vztahem

$$k = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \delta.$$

Součinitel k je součinem dvou funkcí $\tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ a $\tan \delta$. Člen $\tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ je součinitelem aktivního zemního tlaku a jeho hodnota s rostoucím úhlem tření klesá. Člen $\tan \delta$ je součinitelem tření na rozhraní neuzpevněného zásypu s ostěním jámy a jeho hodnota s rostoucím úhlem tření roste. Součin má průběh se zřetelným maximem hodnoty. Grafy průběhů obou členů včetně jejich vzájemného součinu jsou dokumentovány na obr. 2.

Pro úhly tření od 15° do 40° se součinitel k pohybuje v rozmezí od 0,11 do 0,12. To znamená, že hodnoty úhlu tření zásypu v uvedeném rozmezí nebudou významněji ovlivňovat hodnoty vertikálního tlaku p_z a jeho hodnota bude přibližně stejná. Grafy na obr. 3 uvádí průběh závislosti vertikálního tlaku p_z na hloubce pro světlý průměr jámy 8 m a pro úhly tření zásypu 32° (suchý zásyp) a 6° (zaplavený alterovaný zásyp).

Průběh vertikálního tlaku p_z v neuzpevněném zásypu je důsledkem toho, že část vertikálního zatížení neuzpevněného zásypu se přenáší třením na rozhraní mezi neuzpevněným zásypem a ostěním jámy do konstrukce ostění jámy. Proto je růst vertikálního tlaku p_z v neuzpevněném zásypu zastaven. Pro vyšší hodnoty hloubky H člen $e^{-\frac{Ok}{A}H}$ se blíží k nule a vertikální tlak p_z bude konstantní a nezávislý na hloubce. Hodnota p_z bude pouze funkcí světlého poloměru jámy r , objemové tíhy neuzpevněného zásypu γ a součinitele k a je dána vztahem

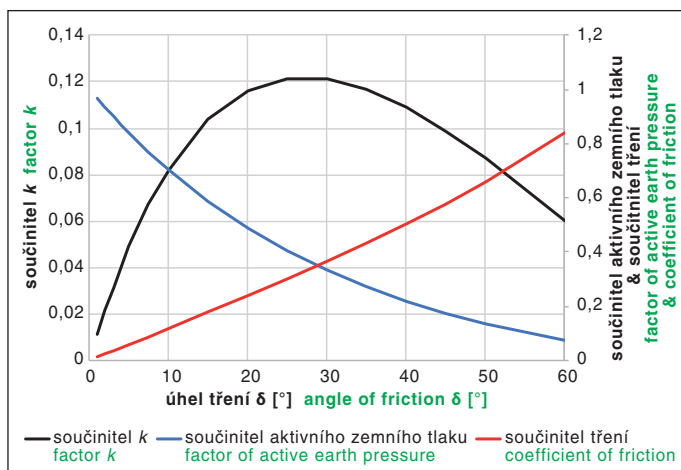
$$p_z = \frac{r\gamma}{2k}.$$

Pokles neuzpevněného zásypu s se vypočte z hodnoty vertikálního tlaku p_z podle vztahu

$$s = \frac{p_z}{E},$$

kde E je modul deformace neuzpevněného zásypu.

Stejný postup se aplikuje i pro výpočet poklesu neuzpevněného zásypu pod hladinou vody. Rozdíl výpočtu spočívá pouze ve změně hodnoty tíhy neuzpevněného zásypu, která v tomto případě bude rovna tíze zásypu pod hladinou vody (γ' – efektivní tíže), která je nižší než u nezaplaveného neuzpevněného zásypu. Další pokles v zaplaveném zásypu je podmíněn výrazným snížením úhlu tření, které může nastat v důsledku dlouhodobého působení vody na zásyp.



Obr. 2 Graf průběhu součinitele k
Fig. 2 Graph of the course of coefficient k

net diameter. The horizontal pressure p_x depends on p_z , the angle of friction of the loose material and the angle of friction at the interface between the loose material and the silo wall. This is similar in the case of mine shafts backfilled with loose loose material. If the profile of the shaft is different than a circle, then it is possible to apply a replacement circle whose circumference is equal to the circumference of the non-circular profile of the shaft. If the lining of the shaft is made of a material other than concrete, for example masonry, the value of friction at the interface is slightly higher. Nevertheless, it follows from the analysis that changes in the angle of friction at the interface between the loose material and the wall only negligibly affect the values of the respective pressures. This assumption applies if the value of the friction angle at the interface is within the usual range.

The solution to stress in backfill is based on the balance of forces for the backfill element with a dz height. The increase in the vertical pressure dp_z and the friction at the interface between the backfill and the lining act against the weight of the element γdz (γ – unit weight of the loose backfill). For the shaft area A and the inner circumference of shaft O , the equilibrium condition has a form

$$A dp_z + p_x O dz \tan \delta = \gamma A dz,$$

where δ is the angle of friction at the interface between the loose backfill and the shaft lining. The value of the angle of friction at the interface between the loose material and the structure is derived from the value of the friction angle φ as a standard and is usually chosen according to the nature of the interface either $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ for a rougher interface or $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ for a smoother interface.

The relationship for a rougher environment is used in the case of loose backfill and concrete or masonry lining of the shaft. The horizontal pressure p_x is given by the relationship

$$p_x = p_z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

After adjustments, we obtain a differential equation

$$\frac{dp_z}{dz} + p_z \frac{O}{A} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \delta - \gamma = 0.$$

The solutions to the differential equation are the values of vertical and horizontal pressures in the loose backfill; they are given by the relationships

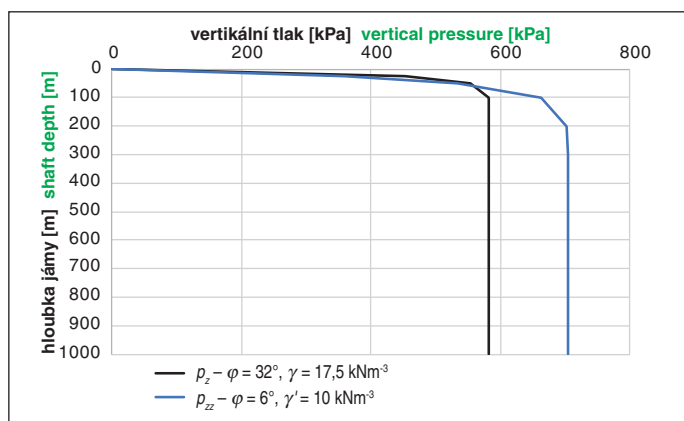
$$p_z = \frac{A\gamma}{Ok} \left(1 - e^{-\frac{Ok}{A}H} \right),$$

where H is the depth of the shaft and the factor k is given by the relationship

$$k = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \delta.$$

The coefficient k is the product of two functions $\tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ and $\tan \delta$. The term $\tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ is a factor of active earth pressure and its value decreases with increasing angle of friction. The term $\tan \delta$ is the coefficient of friction at the interface between loose backfill and the lining of the shaft and its value increases with increasing angle of friction. The product has a course with a clear maximum of the value. Graphs of the courses of both terms, including their mutual product, are documented in Fig. 2.

For friction angles ranging from 15° to 40° , the coefficient k ranges from 0.11 to 0.12. This means that the values of the friction angle of the backfill within the stated range will not significantly affect the values of the vertical pressure p_z and the value of the vertical pressure will be approximately the same. The graphs in Fig. 3 show the course



Obr. 3 Průběh závislosti vertikálního tlaku v nepevněném zásypu na hloubce jámy

Fig. 3 The course of the dependence of the vertical pressure in the loose backfill on the depth of the shaft

Hodnotu úhlu tření zaplaveného alterovaného zásypu, kterou je podmíněn další pokles, lze odvodit pro předpoklad rovnosti vertikálních tlaků pro nezaplavený zásyp p_z a zaplavený zásyp p_{zz} , které se navzájem odlišují příslušnými objemovými tíhami a součiniteli k a k_{zz} (tj. úhly tření φ a φ_{zz}):

$$p_z = \frac{r\gamma}{2k}, p_{zz} = \frac{r\gamma'}{2k_{zz}},$$

$$p_z = p_{zz},$$

$$k_{zz} = \frac{\gamma}{k\gamma'}.$$

Úhel tření zatopeného alterovaného zásypu φ_{zz} (za předpokladu $\delta_{zz} = 2/3\varphi_{zz}$) lze vypočítat řešením goniometrické rovnice

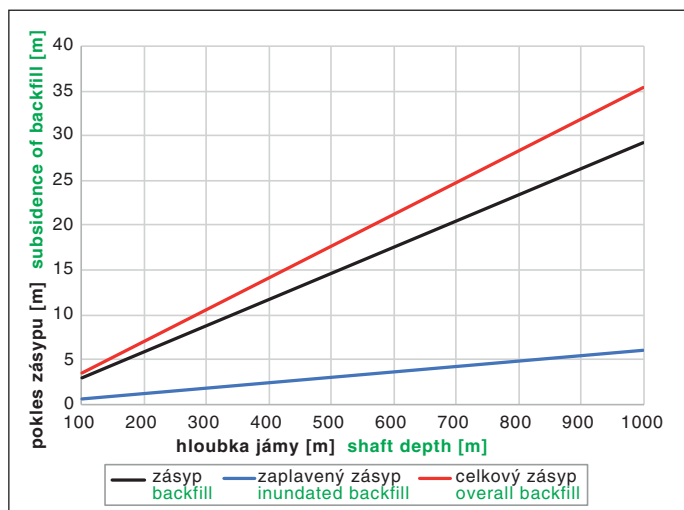
$$\tan^2\left(45 - \frac{\varphi_{zz}}{2}\right) \tan \delta_{zz} = \frac{\gamma}{k\gamma'}.$$

Pro jámu o světlem průměru 8 m a úhel tření nepevněného zásypu 32° je úhel tření zatopeného alterovaného zásypu $\varphi_{zz} = 7,7^\circ$.

Dodatečný pokles zásypu po zaplavení s_{zz} se pro hodnoty tření zaplaveného alterovaného zásypu menší než φ_{zz} , vypočte z rozdílu vertikálních tlaků $\Delta p_z = p_{zz} - p_z$

$$s_{zz} = \frac{\Delta p_z H}{E}.$$

Celkový pokles zásypu s_c po zaplavení a příslušné alteraci zaplaveného zásypu je dán výrazem



Obr. 4 Graf pro stanovení poklesu nepevněného jámového zásypu

Fig. 4 Graph for determining the subsidence of loose shaft backfill

of the dependence of the vertical pressure p_z on the depth for the net diameter of the shaft of 8m and for the friction angles of the backfill of 32° (dry backfill) and 6° (inundated altered backfill).

The course of the vertical pressure p_z in the loose backfill is a result of the fact that part of the vertical load acting on the loose backfill is transferred by friction at the interface between the loose backfill and the lining of the shaft to the shaft lining structure. For that reason, the increase in the vertical pressure p_z in the loose backfill stops. For higher values of depth H the term $e^{-\frac{0k}{A}H}$, approaches zero and the vertical pressure p_z will be constant and independent of depth. The p_z value will be only a function of the net radius of the shaft r , the unit weight of the loose backfill γ and the factor k and is given by the relationship

$$p_z = \frac{r\gamma}{2k}.$$

The decrease in the loose backfills is calculated from the value of the vertical pressure p_z according to the relation

$$s = \frac{p_z}{E},$$

where E is the modulus of deformation of the loose backfill.

The same procedure is also applied to calculate the subsidence of loose backfill below the water table. The difference in the calculation lies only in the change of the value of the weight of the loose backfill, which in this case will be equal to the weight of the backfill below the water table (γ' - effective weight), which is lower than in the case of the uninundated loose backfill. Further subsidence in the inundated backfill is conditioned by a significant reduction in the angle of friction, which can occur due to the long-term effect of water on the backfill.

The value of the friction angle of the inundated altered backfill, which is a condition for further subsidence, can be derived for the assumption of the equality of vertical pressures for uninundated backfill p_z and inundated backfill p_{zz} , which differ from each other by respective unit weights and coefficients k and k_{zz} (i.e. angles of friction φ and φ_{zz}):

$$p_z = \frac{r\gamma}{2k}, p_{zz} = \frac{r\gamma'}{2k_{zz}},$$

$$p_z = p_{zz},$$

$$k_{zz} = \frac{\gamma}{k\gamma'}.$$

The friction angle of the inundated altered backfill φ_{zz} (assuming $\delta_{zz} = 2/3\varphi_{zz}$) can be calculated by solving the goniometric equation

$$\tan^2\left(45 - \frac{\varphi_{zz}}{2}\right) \tan \delta_{zz} = \frac{\gamma}{k\gamma'}.$$

For a shaft with a net diameter of 8m and a friction angle of loose backfill of 32° , the friction angle of an inundated altered backfill is $\varphi_{zz} = 7,7^\circ$.

The additional subsidence of the backfill after inundation s_{zz} , for friction values of the inundated altered backfill lower than φ_{zz} , is calculated from the difference between vertical pressures $\Delta p_z = p_{zz} - p_z$

$$s_{zz} = \frac{\Delta p_z H}{E}.$$

The total subsidence of the s_c backfill after inundation and the corresponding alteration of the inundated backfill is given by the expression

$$s_c = \frac{(p_z + \Delta p_z) H}{E}.$$

Fig. 4 presents graphs of subsidence of loose backfill before and after its inundation for shaft depths ranging from 100 to 1000m. The calculation is performed for a net shaft diameter of 8m and friction

$$s_c = \frac{(p_z + \Delta p_z)H}{E}$$

Obr. 4 uvádí grafy poklesů nezpevněného zásypu před a po jeho zaplavení pro hloubky jámy od 100 do 1000 m. Výpočet je proveden pro světlý průměr jámy 8 m a úhly tření 32° (zásyp) a 6° (zaplavený zásyp). Modul přetvoření zásypu E , který je pro oba stavy nezpevněného zásypu zvolen stejný, činí 20 MPa.

DISKUSE

Pokles zásypu v jámě podle prezentované analytické metody závisí na spolehlivosti určení hodnot tří parametrů. Prvním parametrem je světlý průměr jámy, který je jistý. Druhým parametrem je úhel tření nezpevněného zásypu. Z provedené analýzy však vyplývá, že pokud se jeho hodnota bude pohybovat v rozmezí od 15° do 40°, nebude úhel tření nezpevněného zásypu mít zásadní vliv na velikost poklesu. Tento poznatek platí pro nezatopený zásyp. Z analýzy rovněž plyne, že pokud hodnota úhlu tření po zaplavení neklesne pod 8°, v zaplaveném zásypu další pokles nenastane. Posledním parametrem ve výpočtu poklesu nezpevněného zásypu je modul přetvoření zásypu E . Hodnota modulu přetvořivosti se předpokládá konstantní po celé výšce sloupce zásypu. Ve skutečnosti hodnota modulu přetvořivosti s výškou zásypu roste. Pro ilustrační příklad výpočtu poklesu je zvolena hodnota 20 MPa, která se pohybuje na spodní hranici sypkých, ne příliš ulehých zemin. Volba je zdůvodněna okolností, že pro neznámé nezpevněné zásypy, jakými byly v minulosti likvidovány hlubinné jámy, nejsou tyto hodnoty známy a nelze je dodatečně zjistit. Hodnoty poklesu stanovené ilustračním příkladem reprezentují situaci s maximálním výpočtovým poklesem. Pro vyšší hodnoty modulu přetvořivosti budou poklesy nižší.

Stanovení poklesu nezpevněného zásypu v důlních jámách lze provést i dalšími sofistikovanými numerickými modely, např. MKP, nebo numerickými modely pracujícími s oddělenými prvky.

Dalšími příčinami poklesu nezpevněného zásypu, jejichž řešení vyžaduje odlišné přístupy, je změna pórovitosti zásypu v důsledku gravitačního ztuhnutí a pohyb nezpevněného zásypu do hrázemi nezajištěných navazujících horizontálních důlních děl ústících do jámového stvolu.

ZÁVĚR

Úloha nezpevněného zásypu je zásadní pro budoucí vývoj chování prostředí na povrchu okolí likvidovaných důlních jam. Dojde-li k poklesu zásypu v jámě, hrozí nebezpečí destrukce ostění jámy, jejího závalu do uvolněného prostoru v tubusu jámy včetně zavalení okolního prostředí. Zával může vzniknout neočekávaně, mít velmi rychlý průběh a na povrchu vytvořit kráter podobně jako v případě Jámy Doubrava IV. Nebezpečí vzniku poklesu zásypu v likvidované důlní jámě není ohraničeno časem a může k němu dojít i po mnoha desítkách (stovkách) let. Z tohoto důvodu je nutné trvalé sledování zásypu a v případě jeho poklesu provést nezbytná opatření, chybějící zásyp doplnit a nenechat jámový tubus v úseku ústí jámy dlouhodobě nezaplaveným.

*doc. Ing. KAREL VOJTASÍK, CSc.,
karel.vojtasik@vsb.cz, VŠB-TU Ostrava*

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

angles of 32° (backfill) and 6° (inundated backfill). The modulus of deformation of backfill E , which is chosen the same for both states of loose backfill, amounts to 20MPa.

DISCUSSION

The subsidence of backfill in the shaft according to the presented analytical method depends on the reliability of determining the values of three parameters. The first parameter is the net diameter of the shaft, which is certain. The second parameter is the friction angle of the loose backfill. However, it follows from the analysis that if its value is within the range of 15° to 40°, the friction angle of the loose backfill will not have a significant effect on the magnitude of the subsidence. This finding applies to uninundated backfill. It also follows from the analysis that if the value of the friction angle does not drop below 8° after the inundation, no further decrease occurs in the inundated backfill. The last parameter in the calculation of the subsidence of loose backfill is the modulus of deformation of backfill E . The value of the modulus of deformation is assumed to be constant along the entire length of the backfill column. In reality, the value of the modulus of deformation increases with the height of the backfill. For an illustrative example of the calculation of the subsidence, a value of 20MPa is chosen, which is at the lower limit for loose, not too settled soils. The choice is justified by the fact that, for unknown loose backfills carried out in the past, such as deep shafts, these values are not known and cannot be subsequently determined. The values of the subsidence determined by the illustrative example represent the situation with the maximum calculated subsidence. For higher values of the modulus of deformation, the subsidence will be smaller.

Determination of the subsidence of loose backfill in mine shafts can also be performed using other sophisticated numerical models, e.g. the FEM, or numerical models working with separated elements.

Other causes of the subsidence of loose backfill, the solution to which requires different approaches, lie in the change in the porosity of the backfill due to gravitational compaction and the movement of loose backfill into horizontal mining workings leading to the shaft which are not secured by barriers.

CONCLUSION

The role of loose backfill is crucial for the future development of the behaviour of the environment on the surface around liquidated mine shafts. If the backfill in the shaft subsides, there is a risk of destruction of the shaft lining, its collapse into the emptied space in the shaft tube, including a collapse of the surrounding environment. A collapse can occur unexpectedly, have a very fast course and create a crater on the surface, similarly to the case of the Doubrava IV Shaft. The risk of the subsidence of a backfill in a liquidated mine shaft is not limited by time and it can occur even after many tens (hundreds) of years. For this reason, it is necessary to constantly monitor the backfill and, in the event of its subsidence, to take necessary measures, add the missing backfill and not leave the shaft tube in the section of the shaft mouth unfilled for a long time.

*doc. Ing. KAREL VOJTASÍK, CSc.,
karel.vojtasik@vsb.cz, VŠB-TU Ostrava*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Vyhláška ČBÚ č. 52/1997 Sb., kterou se stanoví požadavky k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při likvidaci hlavních důlních děl
- [2] ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E., GRMELA, A. *Příčina havárie jámy Doubrava IV a poučení z tohoto případu*. Sborník konference Geotechnika 1999 Ostrava: Vysoká škola báňská-Technická univerzita Ostrava, s. 140–143
- [3] SCHREITER, R. *Příručka pro stavební inženýry*. Svazek II, SNTL, Praha 1961

RAŽBY METRA VE STOCKHOLMU TUNEL JÄRFÄLLA – SEKCE LANDINGSBANAN DRIVING METRO TUNNELS IN STOCKHOLM JÄRFÄLLA TUNNEL – LANDINGSBANAN SECTION

JIŘÍ HORČIČKA

ABSTRAKT

Článek popisuje použité technologie při ražbách nové linky metra ve Stockholmu na projektu Järfälla. Podrobněji se věnuje sekci Landingsbanan, kde byla z důvodu podchodu pod dálničními tunely obchvatu Forbifarten použita beztrhavinová metoda Rocksplitting. Dále se zabývá popisem ostatních technologií a překážek spojených s ražbou pod rezidenční čtvrtí a prorážkou do stávající provozované stanice metra. V neposlední řadě ukazuje švédský přístup k systematickým cementovým těsnicím injektážím.

ABSTRACT

The paper describes the techniques applied to driving tunnels of the new Järfälla project metro line in Stockholm. It deals in more detail with the Landingsbanan section, where the blast-free Rocksplitting method was used with respect to the passage under motorway tunnels of the Forbifarten by-pass. It further deals with the description of other techniques and obstacles associated with mining under a residential area and breaking through to an existing metro station. Last but not least, it shows the Swedish approach to systematic cementitious sealing grouting.

ÚVOD

Stockholm patří mezi rychle se rozvíjející metropole, kde roste potřeba nových bytů a kanceláří. Na severozápadním předměstí v oblasti Barkarby proto vzniká nová rezidenční a administrativní čtvrt o rozloze asi 60 ha. K jejímu rozvoji je potřeba i napojení na systém městské hromadné dopravy (MHD) a především integrace do stávající sítě metra a příměstských vlaků. Toto budoucí propojení zajistí tunely Järfälla (obr. 1), které prodlužují modrou linku metra ze stávající konečné stanice Akalla o 4,1 km. Na novém úseku vznikají také dvě nové stanice. Stanice Barkarbystaden, která se nachází uprostřed budoucí obytné čtvrti, a stanice Barkarby, která bude novou konečnou stanicí a zároveň bude sloužit pro přestup na linku příměstského vlaku. Celý projekt je v rámci výstavby rozdělen do tří sekcí, které jsou pojmenovány podle jednotlivých přístupových tunelů (obr. 2). Část přilehlá k současné konečné stanici Akalla je ražena z přístupového tunelu Landingsbanan, stanice Barkarbystaden se razí z tunelu Robothojden a budoucí konečná stanice Barkarby se razí z tunelu Veddesta. Investorem stavby je Region Stockholm a hlavním dodavatelem je SBT Sverige AB (Subterra). Ražby sekce Landingsbanan a části sekce Robothojden dodává Metrostav Norge AS.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE A PRŮBĚH VÝSTAVBY

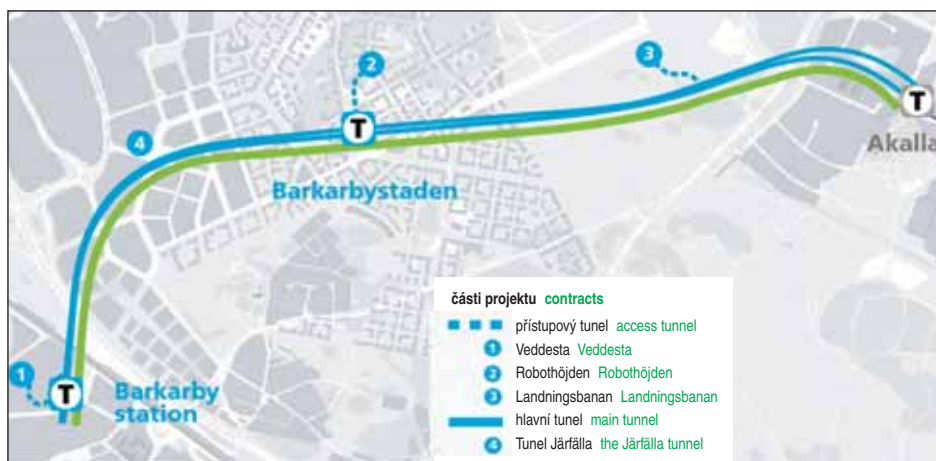
Většinu sekce Landingsbanan tvoří dva souběžné jednokolejné traťové tunely o ploše výrubu 33–37 m² (obr. 3). V sekci Robothojden se pak jedná o dvoukolejný traťový tunel o profilu

INTRODUCTION

Stockholm is one of the rapidly developing metropolises where the need for new apartments and offices is growing. Therefore, a new residential and administrative district with an area of about 60ha is developing in the north-western suburbs, in the Barkarby area. The development also requires a connection to the urban mass transit system and, above all, integration into the existing metro and suburban train network. This future connection will be provided by the Järfälla tunnels (see Fig. 1), which extend the blue metro line from the existing Akalla terminal station by 4.1km. Two new stations are also being built on the new section. Barkarbystaden station, located in the centre of the future residential area, and Barkarby station,



Obr. 1 Ražba traťových tunelů metodou Drill and Blast
Fig. 1 Driving running tunnels using the Drill and Blast method



Obr. 2 Základní situace projektu

Fig. 2 Basic project map

zdroj: projektová dokumentace stavby source: construction design documents

62 m² a paralelní servisní tunel o ploše výrubu 32 m². Traťové, resp. servisní, tunely jsou z důvodu bezpečnosti spojeny celkem sedmnácti propojkami. V nejnižším bodě se nachází čerpací jímka a uprostřed traťového úseku mezi stanicemi Akalla a Barkarbystaden se nachází appendix o délce 43 m s plochou výrubu 97–107 m² (obr. 4). Appendix slouží pro napojení větrací šachty o průměru 7 m a hloubce 28 m. V blízkosti stanice Akalla je kromě ražeb nových tunelů plánováno také rozšíření stávajícího depa, zajištění staré přístupové stoly, ražba kaverny pro technologii ventilace a rozšíření stávající větrací šachty. V místě trafostanice u stanice Akalla bude do každého traťového tunelu z povrchu vyvrtán velkopřůměrový vrt o průměru 450 mm a délce 32 m, který bude sloužit pro budoucí napojení elektroinstalací v tunelu. Celková délka ražeb dodávaná Metrostavem Norge AS činí 5 017 m o celkovém objemu výrubu cca 215 000 m³.

Mocnost skalního nadloží se pohybuje v rozmezí 22–35 m. Z pohledu geologických podmínek převažuje žula a pararula ve třídách horninového masivu A–C, výjimečně ve třídě D. Ve Švédsku se užívá rozdělení do tříd horninového masivu vycházející z klasifikace RMR (Rock Mass Rating – Bieniawski, 1989) s rozsahem 1–100, kde: A (RMR > 75), B (60 ≤ RMR ≤ 75), C (45 ≤ RMR < 60) a D (RMR < 45). Většina ražeb probíhá metodou Drill and Blast s použitím emulzní trhaviny a neelektrického nebo elektronického roznětu. Zajištění výrubu probíhá většinou pomocí stříkaného drátkobetonu



Obr. 3 Pohled do jižního traťového tunelu (Soderspar tunnel)

Fig. 3 View down the southern running tunnel (Soderspar tunnel)



Obr. 4 Appendix TvT 16,727 A pro větrací šachtu

Fig. 4 Appendix TvT 16,727 A for ventilation shaft

which will be the new terminus and also will serve as an interchange to a suburban train line. The entire project is divided within the framework of the construction into three sections, which are named after individual access tunnels (see Fig. 2). The part adjacent to the existing Akalla terminal station is being driven from the Landningsbanan access tunnel, Barkarbystaden station is being driven from the Robothöjden tunnel and the future Barkarby terminal station is being driven from the Veddesta tunnel. Region Stockholm is the project owner and SBT Sverige AB (Subterra) is the main contractor. The excavation of the Landningsbanan section and parts of the Robothöjden section is carried out by Metrostav Norge AS.

BASIC DATA AND COURSE OF CONSTRUCTION

Major part of the Landingsbanan section is formed by two parallel single-track running tunnels with an excavated area of 33–37m² (see Fig. 3). In the Robothöjden section, there is a double-track running tunnel with a profile of 62m² and a parallel service tunnel with an excavated cross-sectional area of 32m². The running and service tunnels, respectively, are connected by a total of seventeen cross passages for safety reasons. At the lowest point there is a sump, and in the middle of the track section between the Akalla and Barkarbystaden stations there is a 43m long appendix with an excavated cross-sectional area of 97–107m² (see Fig. 4). This appendix is used to connect a ventilation shaft with a cross-sectional diameter of 7m and a depth of 28m. The expansion of the existing depot, the stabilisation of the old access tunnel, the excavation of a cavern for ventilation equipment and the expansion of the existing ventilation shaft are also planned in the vicinity of Akalla station, in addition to driving the new tunnels. A large-diameter borehole with a diameter of 450mm and a length of 32m will be carried out from the surface to each running tunnel in the location of the transformer station near the Akalla station, which will be used for the future connection of electrical installations in the tunnel. The total length of tunnels driven by Metrostav Norge AS amounts to 5,017m and the total excavation volume reaches approximately 215,000m³.

tloušťek 40–150 mm a následného systematického kotvení SN svorníky délek 2,4–5 m. V třídách horninového masivu C–D jsou podle zadání geologa používány ocelové jehly průměru 32 mm, délek 4–8 m a výjimečně se přistupuje k zajištění výrubu pomocí zesílených příčných pásů z vyztuženého stříkaného betonu. Na celém úseku jsou předepsané jedno- až třířázkové systematické těsnící injektáže podle příslušných injektážních tříd.

Ražby traťových tunelů započaly v létě 2020 a jejich dokončení je plánováno na jaro 2023. Práce na sekci Landingsbanan probíhají z 356 m dlouhého přístupového tunelu. Přístupový tunel se napojuje zhruba do poloviny úseku mezi stanicemi Akalla a Barkarbystaden a ústí do obou jednokolejných traťových tunelů. Ražby tak mohou probíhat oběma směry na čtyřech hlavních čelbách. V sekci Robothojden probíhají práce rovněž z přístupového tunelu, který ústí přímo do stanice. Po dokončení ražeb stanice práce pokračují na přilehlém traťovém úseku na dvou hlavních čelbách dvoukolejného a servisního tunelu.

TECHNOLOGICKÉ VÝZVY PROJEKTU

V sekci Landingsbanan se nacházejí tři takzvané GK3 zóny, které vyžadují specifický přístup jak z pohledu projekčních prací, tak i z pohledu technologie provádění. Jsou to oblasti, kdy budované tunely metra přicházejí do blízkosti jiných podzemních objektů, a je proto potřeba řešit jejich vzájemnou interakci. První takovou oblastí je podchod pod dálničními tunely obchvatu Forbifarten Stockholm (FSE). Druhou oblastí je ražba v blízkosti provozované stanice metra Akalla a třetí oblastí je ražba v blízkosti jiných, blíže neurčených, utajených podzemních objektů.

PODCHOD POD OBCHVATEM FSE – METODA ROCKSPLITTING

Ve směru ražeb do stanice Akalla podcházejí traťové tunely metra dva dálniční tunely obchvatu Stockholmu (obr. 5). Vzdálenost stropu traťových tunelů metra a dna dálničních tubusů je v nejkritičtějších místech pouze 4,9 m. Jedná se o vzdálenost teoretických ražebných profilů, takže ve skutečnosti je vzdálenost obou podzemních děl z důvodu technologických nadvýrubů pouze něco málo přes 4 m. Tunely se navzájem kříží diagonálně, a proto je délka úseku, ve kterém bylo potřeba řešit vzájemnou interakci obou podzemních děl, cca 120 m. Tunely obchvatu ještě nejsou v provozu, ale jsou již vyražené

The thickness of the rock overburden ranges from 22 to 35m. From the point of view of geological conditions, granite and paragneiss predominate; the rock classes vary between A and C, exceptionally D. In Sweden, the rock classification is based on the RMR system (Rock Mass Rating – Bieniawski, 1989) ranging from 1 to 100, where: A (RMR > 75), B (60 ≤ RMR ≤ 75), C (45 ≤ RMR < 60) and D (RMR < 45). The majority of excavation is carried out using the Drill and Blast method, using emulsion explosive and a non-electric or electronic initiation system. The excavation support is usually provided by reinforced shotconcrete 40–150mm thick and subsequent systematic anchoring with SN rockbolts 2.4–5m long. In rock classes C–D, steel spiles with a diameter of 32mm and a length of 4–8m are used, according to the geologist's instructions, and, exceptionally, supporting the excavation by transverse reinforced shotcrete strips. In the entire section, one- to three-phase systematic sealing grouting is prescribed according to the respective grouting classes.

Excavation of the running tunnels began in the summer of 2020 and is planned for completion in the spring of 2023. Work operations on the Landingsbanan section proceed from a 356m long access tunnel. The access tunnel connects roughly in the middle of the section between the Akalla and Barkarbystaden stations and opens into both single-track running tunnels. Tunnel excavation can thus proceed in both directions on four main headings. In the Robothojden section, work is also in progress from the access tunnel, which opens directly into the station. After the completion of the station excavation, work continues on the adjacent track section on two main headings of the double-track and service tunnels.

TECHNOLOGY CHALLENGES OF THE PROJECT

In the Landingsbanan section, there are three so-called GK3 zones, which require a specific approach both from the point of view of the design and also from the point of view of the tunnelling technique. These are areas where the metro tunnels being constructed come close to other underground structures, therefore there is a need for addressing their mutual interaction. The first of them is the passage under the motorway tunnels of the Forbifarten Stockholm by-pass (FSE). The second area covers mining operations near the operational Akalla metro station, and the third one is mining near other unspecified secret underground facilities.

PASSAGE UNDER FSE BY-PASS – ROCKSPLITTING METHOD

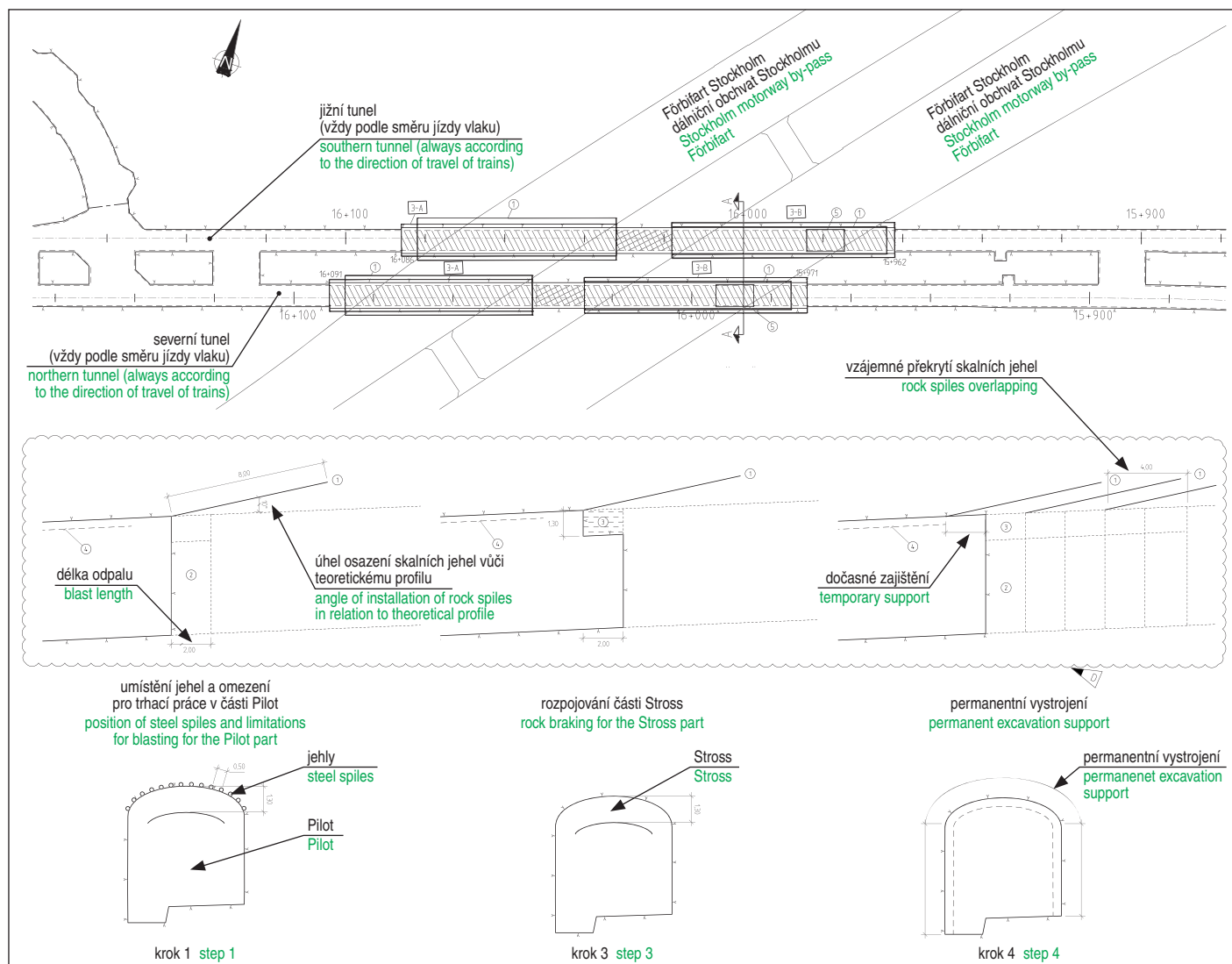
In the direction of the excavation in the direction of the Akalla station, the running tunnels pass under two motorway tunnels of the Stockholm bypass (see Fig. 5). At the most critical point, the distance between the top of the metro running tunnels and the bottom of the motorway tunnel tubes is only 4.9m. This is the distance between the theoretical excavation profiles, so in reality, with respect to unavoidable overbreaks, the distance between the two underground workings is only a little over 4m. The tunnels cross each other diagonally, and therefore the section in which it was necessary to solve the interaction between the two underground workings is approximately 120m long. The tunnels of the by-pass are not yet in operation, but the excavation has already been finished, and during the construction of the metro,



zdroj: projektová dokumentace stavby source: construction design documents

Obr. 5 Vizualizace podchodu traťových tunelů (oranžová) pod tubusy stávajícího dálničního obchvatu Forbifarten (modrá)

Fig. 5 Visualisation of the passage of running tunnels (orange) under tubes of the existing Forbifarten motorway by-pass (blue)



Obr. 6 Situace a schéma technologického postupu při podchodu pod dálničními tunely
 Fig. 6 Layout and chart of the technical procedure for the passage under motorway tunnels

zdroj: projektová dokumentace stavby source: construction design documents

a v průběhu výstavby metra v nich probíhaly práce na betonážích monolitických konstrukcí a instalacích izolací proti vodě.

Z důvodu nepříznivé geometrie a malé vzdálenosti mezi tunely bylo potřeba zajistit co možná nejlepší ochranu horninového masívu a také dodržení přesného tvaru výrubu. Limity maximálních povolených hodnot rychlosti vibrací byly nastaveny na 20 mm/s a do dálničních tunelů bylo osazeno celkem 12 snímačů vibrací. Aby se co možná nejvíce zamezilo vzniku trhlin a geologických nadvýrubů, byl navržen speciální technologický postup a všechny prováděné práce podléhaly přísné kontrole a plánování. Celá pasáž podchodu pod tunely FSE byla rozdělena na tři části (obr. 6). Tyto části jsou:

1. Podchod prvního dálničního tubusu:
 - v jižním tunelu (Soderspar) 16,086–16,030;
 - v severním tunelu (Norrspär) 16,091–16,035.
2. Prostor mezi dálničními tubusy:
 - v jižním tunelu (Soderspar) 16,030–16,018;
 - v severním tunelu (Norrspär) 16,035–16,027.
3. Podchod druhého dálničního tubusu:
 - v jižním tunelu (Soderspar) 16,018–15,962;
 - v severním tunelu (Norrspär) 16,027–15,971.

V každém z těchto úseků byl zvolen částečně jiný technologický postup. Kvůli nejmenší mocnosti nadloží byl nejsložitější postup zvolen v části podchodu pod druhým tubusem, kde byla pro ražbu

work on concreting cast-in-situ structures and the installation of waterproofing proceeded in them.

Due to the unfavourable geometry and small distance between the tunnels, it was necessary to ensure the best possible protection of the rock massif as well as maintain the exact shape of the excavation. The limits of the maximum permissible vibration velocity were set at 20mm/s and a total of 12 vibration sensors were installed in the motorway tunnels. In order to prevent cracking and geological overbreaking as much as possible, a special technical procedure was designed and all the work carried out was subject to strict checking and planning. The entire passage under the FSE tunnels was divided into the following three parts (see Fig. 6).

1. Passage under the first motorway tunnel tube:
 - in the southern tunnel (Soderspar) 16.086–16.030;
 - in the northern tunnel (Norrspär) 16.091–16.035.
2. The space between the motorway tunnel tubes:
 - in the southern tunnel (Soderspar) 16,030–16,018;
 - in the northern tunnel (Norrspär) 16,035–16,027.
3. Passage under the second motorway tunnel tube:
 - in the southern tunnel (Soderspar) 16,018–15,962;
 - in the northern tunnel (Norrspär) 16,027–15,971.

A partially different technical procedure was chosen for each of these sections. Due to the smallest thickness of the overburden, the



Obr. 7 Použitý hydraulický trhací klín Darda C20 umístěný na lafetě vrtného vozu

Fig. 7 Used Darda C20 hydraulic splitting wedge mounted on the feed of the drilling rig

použita beztrhavinová metoda rozpojování. Mezi hlavní opatření technologického postupu patří:

1. Zkrácení záběru z 5 na 2 m v celém úseku.
2. Členění čelby na jádro (švédskou terminologií Pilot) a na kalotu neboli přibírku stropu (švédskou terminologií Stross), platné pro první a třetí část pasáže.
3. Pilot se razí jako první, poté následuje ražba části Stross, tvar výrubu a postup výstavby (obr. 6).
4. Pro ražbu Pilotu je možné použít trhací práce s následujícími podmínkami:
 - povinnost použít elektronický roznět a kvůli zkrácené délce záběru i pevné trhavině místo trhavině emulzní;
 - maximální povolené množství nálože v obrysových vrtech je pouze 200 g na 1 m délky vrtu;
 - dodržení limitů seismických účinků;
 - obrysové vrty jsou od sebe vzdáleny max. 20 cm;
 - koordinace prací se zhotovitelem dálničních tunelů a dodržování postupu provádění odpalů.
5. Pro ražbu části Stross se ve třetí části pasáže (při podchodu druhého dálničního tubusu) musí použít beztrhavinová metoda rozpojování horniny pomocí hydraulického trhacího klínu (metoda Rocksplitting).
6. Zajištění výrubu kontinuálním deštníkem z ocelových jehel délky 8 m, průměru 32 mm a roztečí 20 cm je prováděno každé 4 m (obr. 6).
7. Ihned po začátek výrubu se provede zajištění aktuálního 2m záběru stříkaným betonem tloušťky 100 mm a do předchozího záběru se doplní další vrstvu 100 mm stříkaného betonu.
8. Po dokončení druhé vrstvy betonu a dosažení celkové tloušťky 200 mm se provede zajištění výrubu SN svorníky délky 3 m v rastru c/c 1,5 m.
9. Výrub se zajistí pomocí příčných pásů z vyztuženého stříkaného betonu šířky 80 cm a tloušťky 40 cm (pouze v třetí části).
10. Dno obrysových nabíjených vrtů nesmí přesahovat teoretický profil o více než 40 cm.
11. V každém záběru se provádí kontrola přesnosti provedení všech obrysových vrtů a každého třetího podobrysového (přibírkového) vrtu pomocí geodetického měření (celkem asi 120 vrtů):
 - měří se pomocí geodetické výtyčky, která se zasune do produkčního vrtu až na dno;

most complex procedure was chosen in the part of the tunnel under the second tunnel tube, where the blast-free rock breaking method was applied to excavation. Among the main measures of technical procedure there were:

1. Reduction of the excavation round length from 5 to 2m in the whole section.
2. Division of the excavation face into a bench (Pilot in Swedish terminology) and a top heading or roof ripping (Stross in Swedish terminology), valid for the first and third part of the passage.
3. The Pilot is excavated first, followed by the excavation of the Stross part; the excavation geometry and the construction procedure (see Fig. 6).
4. For the excavation of the Pilot, it is possible to use blasting operations under the following conditions:
 - the obligation to use electronic initiation and, due to the reduced excavation advance length, solid explosive instead of emulsion explosive;
 - the maximum permitted amount of charge in contour holes only 200g per 1m of the borehole;
 - observance of seismic effect limits;
 - maximum spacing of contour holes of 20cm;
 - coordination of work with the contractor for the motorway tunnels and compliance with the blasting procedure.
5. For the of tunnel section in the third part of the passage where Stross is to be excavated (the section where the second motorway tube is to be passed under), the non-explosive rock splitting method has to be used using a hydraulic splitting wedge (the Rocksplitting method).
6. Supporting the excavation by a continuous umbrella consisting of 8m long steel spiles, 32mm in diameter and spaced at 20cm, installed every 4m (see Fig. 6).
7. Immediately after scaling the excavated profile, stabilising the current 2m long excavated section with a 100mm thick layer of shotcrete and adding another 100mm thick layer of shotcrete to the preceding excavation advance section.
8. After the completion of the second layer of shotcrete and the achievement of a total thickness of 200mm, supporting the excavation with 3m long SN rockbolts in a 1.5m grid.
9. Supporting the excavation by transverse reinforced shotcrete strips 80cm wide and 40cm thick (only in the third part).
10. The bottoms (ends) of the charged contour holes must not reach beyond the theoretical profile more than 40cm.
11. In each excavation advance step, the accuracy of the execution of all contour holes and every third ripping hole is checked by geodetic survey (about 120 holes in total):
 - measuring is conducted using a survey pole, which is inserted up to the bottom of the production hole;
 - the pole is sufficiently long and has two reflective prisms that remain in front of the excavation face after the insertion of the pole into the hole;
 - both prisms of the pole are targeted by the total station, and the coordinates of the hole bottom are calculated by extrapolation;
 - the obtained coordinates are compared with the BIM model and the condition of the maximum distance of the end of the holes from the theoretical profile is checked;
 - if a hole at the end exceeds the theoretical contour of the excavation by more than 40cm, it must be filled with grout and a new hole has to be made.
12. Installation of nine checking convergence profiles and measurements on them:
 - permitted deformations up to 2mm (absolute displacements);
 - deformation over 2mm means immediate stopping of work.

- výtyčka je dostatečně dlouhá a má dva odrazné hranoly, které po zasunutí výtyčky do vrtu zůstanou před čelbou;
 - totální stanicí se zaměří oba hranoly výtyčky a extrapolací se dopočítají souřadnice dna vrtu;
 - provede se porovnání získaných souřadnic s BIM modelem a zkontroluje se podmínka maximální vzdálenosti konce vrtů od teoretického profilu;
 - pokud nějaký vrt na konci přesáhne teoretický tvar výrubu o více než 40 cm, musí být zainjektován a proveden vrt nový.
12. osazení 9 ks kontrolních konvergenčních (KV) profilů a jejich měření:
 - povolené deformace do 2 mm (absolutní posuny);
 - deformace nad 2 mm znamená okamžité zastavení prací.
 13. Proveďte se dvoufázová systematická injektáž s upravenou geometrií vrtného schématu, upravenými parametry injektáže a sníženými tlaky na 7 bar. Během injektáže je přítomna hlídka v dálničních tunelech. Před i po injektáži se provádí měření ztráty vody.
 14. Čelba v jižním tunelu musí vždy být v předstihu min. o 20 m před čelbou v severním tunelu.
 15. Pro povolení k ražbě dalšího záběru, resp. pro povolení odpalu následující části Pilot, je potřeba v každém záběru splnit následující podmínky:
 - provedení geologického mapování;
 - provedení a vyhodnocení laser scanningu líce výrubu;
 - zajištění aktuálního postupu dle bodů výše;
 - provedení a vyhodnocení měření na všech KV profilech;
 - geodetická kontrola a vyhodnocení přesnosti vrtní před začátkem nabíjení.
 16. Pro povolení k ražbě části Stross je v každém záběru potřeba splnit několik podmínek:
 - provést odtěžení a zajištění výrubu části Pilot;
 - provedení geologického mapování části Pilot;
 - provedení a vyhodnocení laser scanningu části Pilot;
 - provedení a vyhodnocení měření na všech KV profilech;
 - geodetická kontrola a vyhodnocení přesnosti vrtní části Stross před začátkem nabíjení.
 17. Po dokončení ražeb celého úseku aplikovat 80 mm vrstvu protipožárního stříkaného betonu s polypropylenovými (PP) mikrovlákny na celý profil.
 18. Z důvodu potřeby masivnějšího zajištění výrubu se zvětší ražený profil.

Největší výzvou tohoto technologického postupu bylo bezesporu použití metody Rocksplitting. Jak již bylo popsáno výše, pomocí této beztrhavinové metody se razila stropní část (Stross) v úseku pod druhým dálničním tubusem o celkové délce 2x56 m. Pro mechanické rozpojování byl použit hydraulický trhací klín Darda C20 (obr. 7), který byl pomocí speciálního adaptéru nainstalován na lafetu vrtného vozu. Hlavní část trhacího zařízení se skládá z klínu neboli „jazyka“ a dvou pohyblivých „příložníků“. Tento trn se zasune do vrtu a pomocí hydraulického pohybu „jazyka“ dojde k vzájemnému oddálení „příložníků“. V ideálním případě pak vzhledem k pohybu „jazyka“, resp. „příložníků“, dojde k rozpukání masivu v okolí vrtu a uvolnění části horniny z čelby.

Před samotným použitím trhacího klínu je nejdříve potřeba na čelbě navrtat speciální vrtné schéma s průměrem vrtů 76 mm. Tento průměr vrtů je důležitý, protože vzájemné oddálení příložníků trnu je možné jen o necelé 3 cm. Pokud by byl vrt výrazně větší, než je průměr neroztaženého trnu trhacího zařízení, tak by zmíněný pohyb už nemusel stačit k vyvolání tlaku v okolí vrtu a nedošlo by tak k rozpojení horniny. Z této skutečnosti také vyplývá fakt, že horniny vhodnější pro použití této metody jsou horniny pevnější

13. Two-phase systematic grouting with modified geometry of the drilling pattern, modified grouting parameters and pressures reduced to 7bar. A guard is present in the motorway tunnels during the grouting process. Water loss is measured before and after grouting.
14. The excavation face in the southern tunnel has always to be at least 20m ahead of the face in the northern tunnel.
15. For permission to excavate another advance step, or for permission to fire the shot in the following part of the Pilot, the following conditions have to be met in each excavation advance step:
 - execution of geological mapping;
 - execution and assessment of laser scanning of the surface exposed by excavation;
 - ensuring the current advance according to the points above;
 - execution and assessment of measurements on all convergence profiles;
 - geodetic survey checking and assessment of drilling accuracy prior to the beginning of charging.
16. Several conditions must be met in each advance step for obtaining a permit to excavate in the Stross section:
 - to excavate and support the excavation of the Pilot part;
 - execution of geological mapping of the Pilot part;
 - execution and assessment of the laser scanned part of the Pilot part;
 - execution and assessment of measurements on all convergence profiles;
 - geodetic survey checking and assessment of drilling accuracy prior to the beginning of charging of holes.
17. After completion of the excavation of the entire section, application of an 80mm thick layer of fire-protective shotcrete reinforced with polypropylene (PP) microfibres to the entire profile.
18. Enlargement of the mined profile due to the need for more massive excavation support.

The use of the Rocksplitting method was undoubtedly the biggest challenge of this technical procedure. As already described above, the top heading part (Stross) in the section under the second motorway tunnel tube with a total length of 2 x 56m was excavated using this blast-free method. For mechanical rock breaking, a Darda C20 hydraulic splitting wedge (see Fig. 7) was used. It was installed on the boom of the drilling rig using a special adapter. The main part of the rock splitting device consists of a wedge or “tongue” and two movable sides of the wedge, the so-called “feather shims”. The spike is inserted into the borehole and with the help of the hydraulic movement of the “tongue” the “feather shims” are moved apart from each other. In the ideal case, due to the movement of the “tongue”, respectively the “feather shims”, the rock massif in the vicinity of the borehole cracks and a part of the rock is loosened from the face.

Before actually using the splitting wedge, it is first necessary to drill a special drilling pattern with holes 76mm in diameter to the excavation face. This diameter of the holes is important, because it is only possible to move the feather shims of the spike apart by less than 3cm. If the hole diameter is significantly larger than the diameter of the unexpanded spike of the splitting device, the above-mentioned movement does not have to be sufficient to induce pressure in the hole surroundings and the rock would not be broken. It follows from this fact that harder and higher quality rock which does not allow for deformation of the hole is more suitable for the use of this method. Rock breaking is more problematic in fault zones and less strong rock; conversely, rock breaking effect is significantly greater in good quality geological conditions.

a kvalitnější, které neumožní deformaci vrtu. Rozpojování je problematické v poruchových zónách a v méně pevných horninách, naopak v kvalitních geologických podmínkách je efekt rozpojování výrazně větší.

Největším know-how získaným během ražeb pod tunely FSE bylo nalezení správného vrtného schématu. Vrtné schéma muselo být navrženo s ohledem na přísné limity maximálního povoleného nadvýlomu, ale zároveň s ohledem na umožnění dalšího postupu, resp. s ohledem na vytvoření dostatečného technologického nadvýlomu pro umístění jehlového deštníku a otvírku dalšího záběru. Okrajové podmínky dané technologickým postupem totiž téměř znemožňovaly další postup. Do povolených 40 cm technologického nadvýlomu bylo potřeba umístit a současně vzít v úvahu:

- vrtu pro jehlový deštník (64 mm vrt pro ocelové jehly není možné vrtat přímo u stropu kvůli velikosti lafety);
- vrt pro trhačí klín (76 mm vrt není možné vrtat přímo pod ocelovými jehlami kvůli velikosti samotného trhačího zařízení a přítomnosti jehel);
- trhačím zařízením není možné vylámat připravený vrt až na jeho konec do místa, kde proběhlo měření maximální vzdálenosti 40 cm;
- trhačím zařízením není možné vylámat obrys čelby do pravého úhlu, aby se dala teoretická rezerva využít na maximum;
- přesnost navigace vrtného vozu na závrtný bod vrtného schématu je i při dokonalé kalibraci ± 5 cm, a proto je potřeba pro dosažení limitů vrtat schéma o 5 cm menší. Výsledný nadvýlom díky tomu může být nechtěně menší.

Dalším zásadním know-how Metrostavu Norge AS bylo již zmíněné umístění trhačího zařízení na vrtný vůz. Montáž Dardy přímo na vrtný vůz přinesla dvě zásadní výhody. Oproti instalaci trhačího zařízení například na rameno bagru umožňuje rameno a lafeta vrtného vozu velké množství pohybů a problematická navigace trnu do vrtu na čelbě tak byla díky přesnějším pohybům výrazně snazší. Další výhodou byla možnost pomoci zbylých lafet vrtného vozu kdykoliv dovrát další vrtu do čelby. Nastaly totiž situace, kdy bez

Finding the correct drilling pattern has been the greatest know-how gained during the course of the excavation under the FSE tunnels. The drilling pattern had to be designed with respect to strict limits for the permitted overbreak, but at the same time, with respect to the possibility of further excavation advance, respectively with respect to the creation of unavoidable overbreak required for the installation of spiles of the umbrella and opening of the next excavation advance step. The reason is that the boundary conditions given by the technological procedure made further advance nearly impossible. It was necessary to insert the following requirements and conditions into the permitted 40cm space for unavoidable overbreak and at the same time take them into consideration:

- boreholes for the spiles of the umbrella (64mm-diameter borehole for steel spiles cannot be drilled directly next to the roof because of the size of the drill rig boom);
- boreholes for the splitting wedge (76mm-diameter borehole) cannot be drilled directly under the steel spiles because of the size of the splitting device and the presence of the spiles);
- it is not possible to break the prepared hole by the splitting device up to its end, i.e. to the place where the measurement was conducted; rock is broken up to 40cm from the hole end;
- it is not possible to break the contour of the excavation face at a right angle with the rock splitting device so that the theoretical reserve can be used to the maximum;
- the accuracy of navigation of the drilling rig to the collaring point of the drilling pattern is ± 5 cm even with perfect calibration, and it is therefore necessary to drill the grid by 5cm smaller in order to adhere to the limits. For that reason, the resulting overbreak may be unintentionally smaller.

Another essential know-how of Metrostav Norge AS was the previously mentioned placement of the splitting device on the drilling rig. Mounting the Darda directly on the drilling rig brought two fundamental advantages. Compared to the installation of the splitting device, for example, on the boom of an excavator, the feed and boom of the drilling rig allow for a large number of movements,

and the problematic navigation of the spike into the hole at the excavation face was thus significantly easier thanks to the possibility of more precise movements. Another advantage lied in the ability to use the remaining feeds of the drilling rig to drill additional holes into the face at any time. Situations occurred where it was no longer possible to continue to break the rock without an addition of holes, and in the case of placement of the splitting wedge, for example, on an excavator, the machines would have to be replaced at the workplace.

The spike itself extremely overheats during the use and easily deforms, therefore it is necessary to cool the device and lubricate the friction surfaces as much as possible with a special lubricating paste. The success of the procedure (completed excavation advance step, see Fig. 8) also depends on the skills of the operator and his assistant, who helps him to navigate the spike into the hole. The operator must also be able to correctly estimate the geological



Obr. 8 Čelba po dokončení mechanického rozpojování horniny trhačím klínem
Fig. 8 Face after completion of mechanical breaking of rock using the splitting wedge

doplnění dalších vrtů už nebylo možné pokračovat v rozpojování a v případě umístění trhacího klínu například na bagru by muselo dojít k výměně strojů na pracovišti.

Samotný trn se při používání extrémně přehřívá a jednoduše se deformuje, proto je potřeba zařízení chladit a třecí plochy co nejvíce promazávat speciální lubrikační pastou. Úspěšnost postupu (dokončený záběr na obr. 8) závisí také na schopnostech operátora a jeho pomocníka, který mu pomáhá s navigací trnu do vrtu. Operátor také musí být schopný správně odhadnout geologické podmínky na čelbě a podle toho umístit a určit počet vrtů a následně natáčet trhací klín. Celé trhací zařízení se totiž může otáčet podél axiální osy a určovat tak směr rozpojování. Díky tomuto komplexnímu know-how byl projektový tým Metrostavu Norge AS schopný dosahovat rychlosti postupů metodou Rocksplitting až 8 m za týden na jedné čelbě a úspěšně dokončit celý úsek podchodu pod dálničními tunely FSE.

PRORÁŽKA DO STÁVAJÍCÍ STANICE AKALLA

Práce v blízkosti provozované stanice přináší několik omezení. Největšími z nich jsou limity povolených vibrací, limity hluku a interakce s rezidenční čtvrtí na povrchu z pohledu větrání povýbuchových zplodin, efektu tlakové vlny po provedení trhací práce a vlivu stavby na životní prostředí a bezpečnost obyvatel. V neposlední řadě nesmí dojít k žádnému omezení provozu stanice metra ani autobusového nádraží, které se nachází přímo nad stanicí v bezprostřední blízkosti ražeb. Základním kontrolním nástrojem k dodržování těchto limitů jsou snímače vibrací a hlukoměry, které jsou nainstalované na objektech na povrchu i na konstrukcích ve stávající stanici metra. Jejich pozice se mění v závislosti na postupu ražeb (obr. 9). Standardní hodnota maximální povolené rychlosti vibrací je 10 mm/s, která je v některých případech snížena až na 7 mm/s. Nejbližší snímače vibrací se nacházejí ve vzdálenosti do



Obr. 9 Situace postupu ražeb v blízkosti stanice Akalla (26. květen 2022)
 Fig. 9 Plan of the progressing excavation in the vicinity of Akalla station (26 May, 2022)

conditions at the face and accordingly place and determine the number of holes and subsequently rotate the splitting wedge. The entire rock splitting device can rotate along the axial axis and thus determine the rock breaking direction. Thanks to this comprehensive know-how, the project team of Metrostav Norge AS was able to achieve a Rocksplitting rate of up to 8m per week on one heading and successfully complete the entire section of the passage under the FSE motorway tunnels.

BREAKTHROUGH TO EXISTING AKALLA STATION

Working near an operating station brings several limitations. The largest of them are the limits for permitted vibrations, noise limits and interaction with the residential area on the surface from the point of view of ventilation of explosion products, the effect of a pressure wave after the execution of blasting and the impact of construction on the environment and the safety of residents. Last but not least, there must be no restrictions on the operation of the metro station or the bus station, which is located directly above the metro station

in the immediate vicinity of the excavation operations. The basic tool for checking the compliance with these limits is provided by vibration sensors and noise meters, which are installed on objects on the surface and on structures in the existing metro station. Their positions change depending on the progress of the excavation (see Fig. 9). The standard value of the maximum permissible vibration velocity is 10mm/s, which in some cases is reduced to 7mm/s. The nearest vibration sensors are located at a distance of up to 10m from the progressing excavation operation. To comply with these strict limits, the constant optimisation of the drilling pattern and blast initiation timing depending on the monitoring of the measured values and changes in the geological conditions is a commonplace. The use of electronic initiation is a necessity.



Obr. 10 Vizualizace ražeb v blízkosti současné stanice Akalla; v místě, kde na pravé straně obrázku „končí“ model (staničení 15+300), se už nachází nástupiště
 Fig. 10 Visualisation of excavation in the vicinity of Akalla station; in the place where the model ends on the right side of the picture (chainage 15+300), there is already the platform there

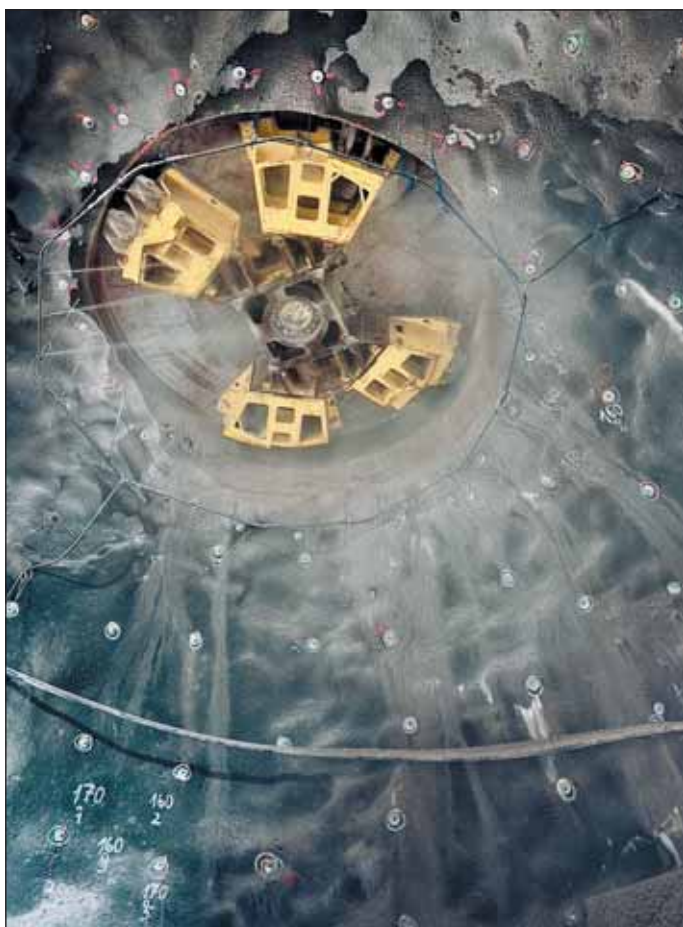
10 m od probíhající ražby. Samozřejmostí pro dodržení těchto přírodních limitů je neustálá optimalizace vrtného schématu a časování roznětu v závislosti na sledování naměřených hodnot a změnách v geologických podmínkách. Nutností je použití elektronického roznětu.

Fyzickou bariéru proti účinkům tlakové vlny na cestující ve stanici tvoří dvě monolitické železobetonové zátky. Tyto zátky oddělují nástupiště od původního depa za stanicí, ve kterém budou probíhat ražby nových i rozšiřování stávajících objektů (obr. 10). Problematickým objektem je stávající větrací šachta, která se nachází hned vedle proskleného foyer vstupní haly metra a nástupišť autobusového nádraží. Investor i po snaze koordinovat práce s místními obyvateli stále nenašel způsob, jak dostatečně tuto větrací šachtu zakrýt, aby tlaková vlna a zplodiny po provedení odpalů neohrožovaly okolí větrací šachty.

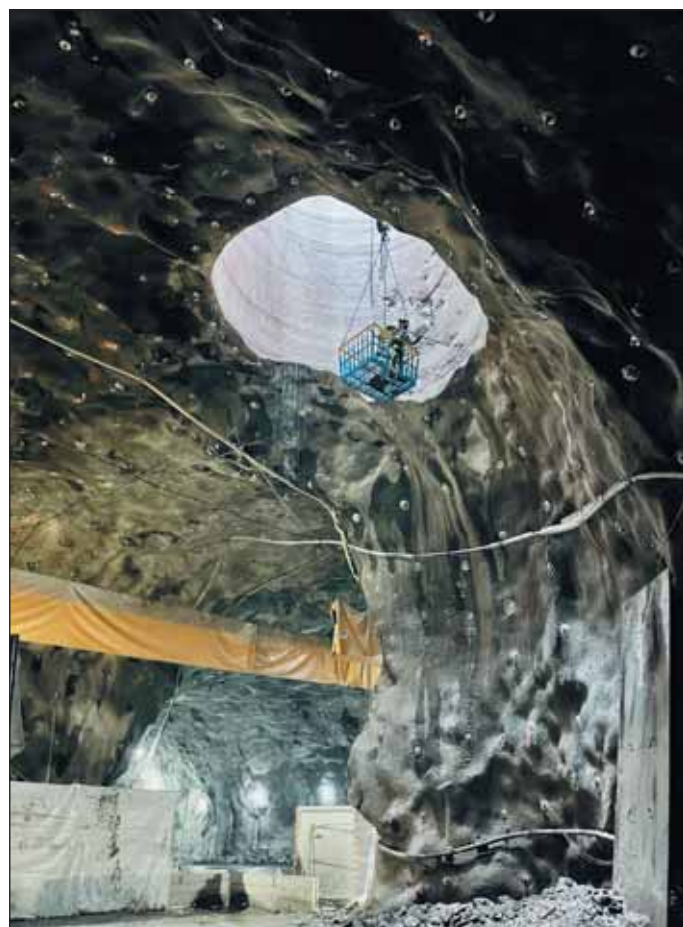
Dalším problematickým místem v této oblasti je napojení původního přístupového tunelu, který byl dříve využíván při ražbě stanice Akalla. Vzájemná pozice starého, již nepoužívaného tunelu, a nově raženého jižního traťového tunelu totiž neumožňuje plynulý postup ražeb. Nový traťový tunel podchází starý přístupový tunel (obr. 10 – levá část) a před vzájemným propojením je potřeba výrub dostatečně zajistit. Jedná se především o klín mezi stropem nového (na obr. 10 tmavá oranžová) a dnem starého tunelu (na obr. 10 světlejší oranžová). Práce v jižním tunelu (vzdálenější traťový tunel na obr. 10) byly zastaveny na staničení 15,540 a ražby mohly probíhat pouze skrz severní tunel (bližší traťový tunel na obr. 10) a diagonální propojku v 15,494. Po prorážce do stávající části byla oblast starého přístupového tunelu rozšířena, zajištěna stříkaným

The physical barrier against the effects of the pressure wave on passengers in the station is provided by two cast-in-situ reinforced concrete plugs. These plugs separate the platform from the original depot behind the station, in which the excavation of new and expansion of existing objects will be carried out (see Fig. 10). The problematic object is represented by the existing ventilation shaft, which is located right next to the glass foyer of the metro entrance concourse and the bus station platforms. Even after trying to coordinate the work with the local residents, the project owner still did not find a way to sufficiently cover this ventilation shaft so that the pressure wave and blasting products did not endanger the vicinity of the ventilation shaft.

Another problematic point in this area is the connection of the original access tunnel, which was previously used during the excavation of the Akalla station. The mutual position of the old, no longer in use, tunnel and the southern running tunnel being newly excavated does not allow for the fluent progress of excavation. The new running tunnel passes under the old access tunnel (see Fig. 10 – left) and before the mutual connection, it is necessary to sufficiently support the excavation. The problem lies primarily in the wedge between the top of the new tunnel (see Fig. 10, dark orange) and the bottom of the old tunnel (see Fig. 10, lighter orange). Work operations in the southern tunnel (more distant running tunnel in Fig. 10) were stopped at chainage km 15.540 and excavation could only proceed through the northern tunnel (nearer running tunnel in Fig. 10) and the diagonal cross passage at chainage km 15.494. After breaking into the existing part, the area of the old access tunnel was widened, stabilised with shotcrete and rockbolts, and then the preparation of the heading for the breakthrough from the southern tunnel will be proceed.



Obr. 11 Ražba šachty prováděná metodou Raise Boring
Fig. 11 Sinking the shaft using the Raise Boring method



Obr. 12 Šachta prováděná metodou Raise Boring po dokončení ražby
Fig. 12 The shaft carried out using the Raise Boring method after completion of excavation

betonem a svorníky a následně bude přistoupeno k přípravě čelby pro prorážku z jižního tunelu.

POUŽITÍ METODY WIRESAWING

V části Landingsbanan se také nachází úsek, ve kterém se oba jednokolejné autobusy metra přiblíží k dalším blíže nespecifikovaným podzemním objektům. Tyto objekty je potřeba ochránit před účinky trhacích prací a také je třeba naprosto vyloučit porušení okolního masívu. Jejich vzdálenost od tubusů metra je natolik malá, že k ražbě traťových tunelů se bude muset využít metody řezání diamantovým lanem (tzv. metoda Wiresawing). Problematické úseky jsou naštěstí díky již existující stanici přístupné jak ze strany postupu ražeb, tak ze strany od stanice a může tak být využita „otevřená“ varianta řezání, tzv. open cut (v opačném případě by musela být použita výrazně složitější varianta řezání „na slepo“, tzv. blind cut). Podél zmiňovaného oboustranně přístupného úseku se navrtají vrty průměru 160 mm a délky až 40 m, těmito vrty se provleče řezné lano a provede se řezání. Následně se za dodržení přísných limitů seismiky provedou trhací práce jádra výrubu a poté bude přistoupeno k ražbě zbylých problematických částí výrubu. Tento postup za použití řezání a následného členění čelby by měl problémové objekty v blízkosti ražeb dostatečně ochránit a zamezit jakémukoliv horninového poškození masívu v okolí tunelu.

RAŽBY VĚTRACÍCH ŠACHT

Do samostatné skupiny z pohledu metody ražeb patří větrací šachty, kterých je na projektu pět. Pro jednu z nich byla například použita metoda Raise Boring (obr. 11 a 12). Průměr řezné hlavy stroje, resp. šachty, je 6,5 m, hloubka šachty je 25 m. Další tři šachty budou prováděny již zmíněnou metodou Wiresawing. Důvodem ke zvolení těchto metod je mimo jiné blízkost velkokapacitního přírodního potrubí pitné vody a snaha eliminovat možná rizika spojená se seismickými účinky v případě použití trhacích prací. Právě tohle riziko bude velmi vysoké při rozšiřování poslední již zmíněné šachty, v blízkosti proskleného foyer vstupu do současné konečné stanice Akalla. Podle zadávací dokumentace se tato již existující šachta musí rozšiřovat pomocí trhacích prací a nesmí dojít k omezení provozu jak stanice metra, tak přilehlého autobusového nádraží. Bude tedy nutné velmi přesné plánování bezpečnostních opatření a samozřejmě i technického provedení.

SYSTEMATICKÁ INJEKTÁŽ

Z důvodu zamezení přítoků podzemní vody do budoucího hotového díla a dodržení předepsané třídy těsnosti je v celém nově raženém úseku navržena systematická injektáž (obr. 13). Traťové tunely a obě ražené stanice jsou rozděleny do dvou základních injektážních tříd IK1 a IK2, z nichž každá má dané injektážní parametry, které mohou být dále lokálně upřesněny (IK=injektering klass). V místech s kvalitním horninovým masivem bez výrazných přítoků podzemní vody je ve většině případů navržena injektážní třída IK1, v místech s většími přítoky a poruchovými zónami pak IK2. Zatímco v IK1 se provádí pouze jednofázová injektáž, v IK2 jsou prováděny dvě etapy injektáže neboli dvoufázová injektáž. Injektáže v obou třídách jsou případně doplněny o další injektážní etapu podle výsledků předchozích fází. Vlastní injektážní deštníky mají délku 24 m s překrytím 5 m, což umožňuje ražbu v délce 19 m pod každým z nich.

Důležitým prvkem pro sledování těsnosti masívu v předpolí ražeb je měření ztráty vody ve vrtu (tzv. Waterloss test), který je variantou známého Lugeonova testu. Měření ztráty vody probíhá v předem vybraných vrtech, které se realizují přednostně a ihned se v nich provádí měření. Podle výsledků měření, které je uskutečňováno

APPLICATION OF WIRESAWING METHOD

In the Landingsbanan section, there is also a section in which both monorail metro tubes approach other closer unspecified underground objects. These objects need to be protected from the effects of blasting, and damage to the surrounding rock mass must also be completely excluded. Their distance from the metro tubes is so small that a diamond wire sawing method (the Wiresawing method) will have to be used to excavate the running tunnels. Fortunately, thanks to the already existing station, problematic sections are accessible both from the direction of the excavation and from the side away from the station, and the “open” sawing option can thus be used (otherwise, the significantly more complicated “blind” sawing option would have to be used). Boreholes with a diameter of 160mm and a length of up to 40m are drilled along the above mentioned section accessible from both sides, a sawing rope is threaded through these boreholes and sawing can start. Subsequently, the blasting of the bench will be carried out while observing strict seismic limits, and then the excavation of the remaining problematic parts will proceed. This procedure, using sawing and subsequent division of the excavation face, should sufficiently protect problematic objects near the excavation operations and prevent any damage to the rock massif in the tunnel surroundings.

EXCAVATION OF VENTILATION SHAFTS

Ventilation shafts form separate group from the point of view of the excavation method; there are five ventilation shafts on the project. For example, the Raise Boring method was used for one of them (see Fig. 11 and 12). The cutting head of the machine, respectively of the shaft, is 6.5m in diameter and the shaft is 2.5m deep. The other three shafts will be excavated using the already mentioned Wiresawing method. The reason for choosing these methods is, among other things, the proximity of a large-capacity drinking water supply pipe and the effort to eliminate possible risks associated with seismic effects in the case of application of blasting. It is this risk that will be very high during the expansion of the last mentioned shaft, near the glass entrance foyer to the existing Akalla terminal station. According to the tender documents, this already existing shaft must be expanded with the help of blasting, and there must be no restrictions on the operation of both the metro station and the adjacent bus station. Therefore, very precise planning of safety measures and, of course, also technical work execution will be necessary.

SYSTEMATIC GROUTING

In order to prevent groundwater inflows into the future finished works and to comply with the prescribed waterproofing class, systematic grouting is proposed in the entire newly excavated section (see Fig. 13). The running tunnels and both mined stations are divided into two basic grouting classes IK1 and IK2, each of which has the given injection parameters that can be further locally specified (IK=injektering klass). In places with high-quality rock mass without significant groundwater inflows, grouting class IK1 is designed in most cases, and IK2 in places with larger inflows and fault zones. While in IK1 class only one-phase grouting is carried out, two stages of grouting, i.e. two-phase grouting, are performed in IK2 class. Grouting in both classes is possibly supplemented by another grouting stage according to the results of the previous stages. The grouting umbrellas themselves are 24m long with a 5m overlap, allowing for 19m long excavation under each of them.

An important element for monitoring the water tightness capacity of the rock mass in the face-advance core is the measurement of



Obr. 13 Injektáž traťových tunelů – mobilní injektážní jednotka
Fig. 13 Grouting into the bifurcation of running tunnels – a mobile grouting unit

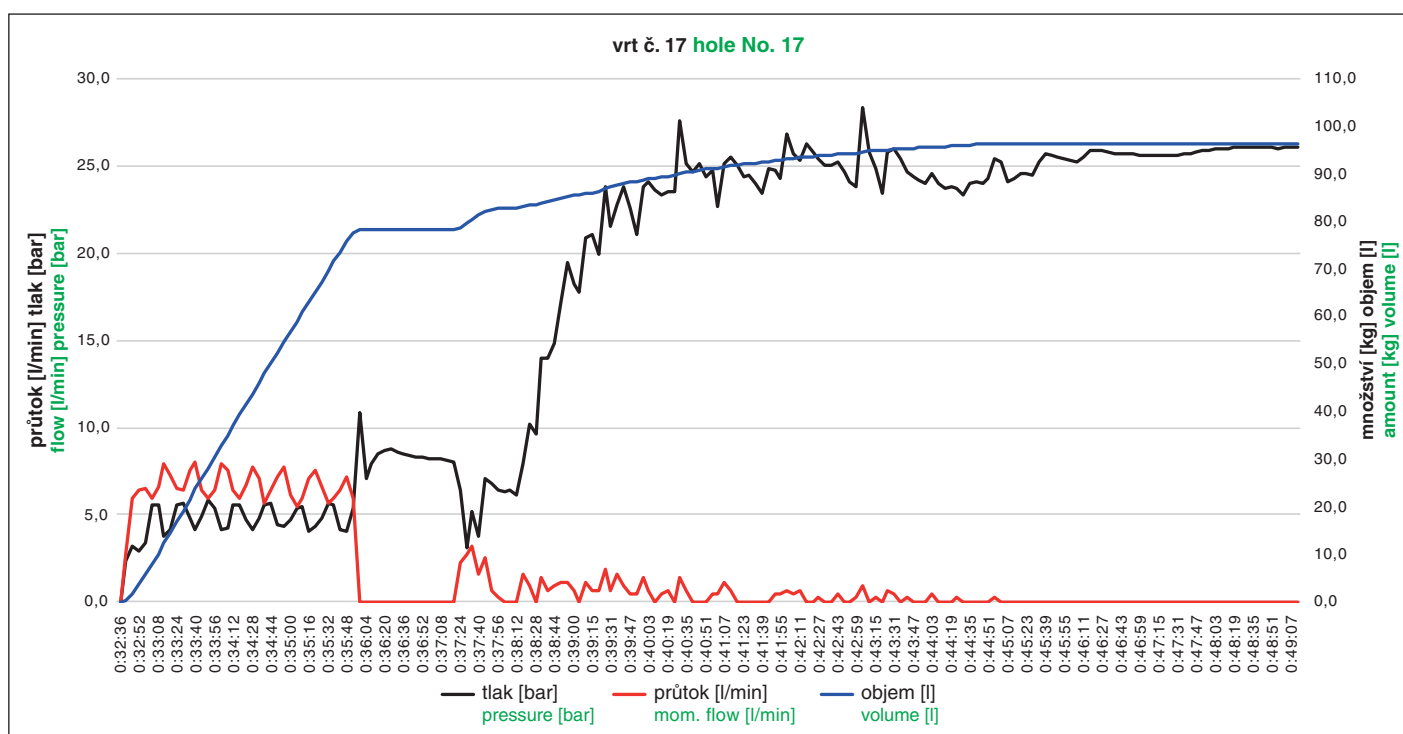
v každé etapě injektáže IK2, se určují případné doplňkové fáze injektáže. Limitem pro splnění požadavků je hodnota 1,2 l/min na celou délku vrtu při tlaku vody 6 bar.

Dna vrtů v každé etapě injektáže nesmí být vzdáleny více než 3 m (při dvou etapách injektáže jsou pak vzdáleny nejvýše 1,5 m). Aby byl dodržen tento parametr, je prováděno měření jejich přímosti. Tzv. „Straightness measurement test“ se provádí inklinometrem, který se pomocí vodícího kabelu zasouvá do vrtu a prostřednictvím Bluetooth připojení se přes aplikaci v telefonu provádí měření na každém me-

the loss of water in the borehole (the so-called Waterloss test), which is a variant of the well-known Lugeon test. The water loss is measured in pre-selected boreholes, which are carried out as a matter of priority and measurements are carried out on them immediately. Any additional grouting stages are determined according to the results of the measurement, which is carried out during each stage of the IK2 class grouting. The value of 1.2L/min is the limit for meeting the requirements for the entire length of the borehole at the water pressure of 6bar.

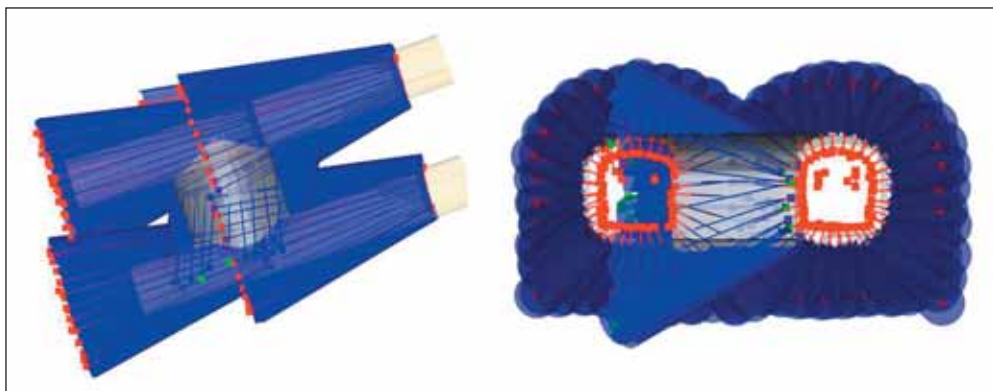
The spacing of the bottoms (ends) of the boreholes during each stage of grouting must not be smaller than 3m (in the case of two stages of grouting it must not be smaller than 1.5m). In order to comply with this parameter, the straightness of the boreholes is measured. The so-called „Straightness measurement test“ is conducted using an inclinometer that is inserted into the borehole

with the help of a guide cable and, via a Bluetooth connection; measurements are conducted on each meter of the borehole length. The measurement is subsequently processed by comparing the position of the probe with the reference measurement conducted at the beginning of the borehole and adding the coordinates of the beginning of the borehole measured by geodetic survey. The data obtained in this way is compared with the drilling plan and with the data from the drilling for a specific umbrella (the so-called MWD – Measure While Drilling).



zdroj: dokumentace stavby source: construction design documents

Obr. 14 Graf záznamu průběhu injektáže
Fig. 14 Graph of the recording of the course of grouting



zdroj: dokumentace stavby source: construction design documents

Obr. 15 Schéma injektovaného deštníku
Fig. 15 Diagram of grouted umbrella

tru délky vrtu. Měření se následně zpracovává tak, že porovnává pozice sondy vůči referenčnímu měření na začátku vrtu a doplní se geodeticky zaměřené souřadnice začátku vrtu. Takto získaná data se porovnají s vrtným plánem a s daty z vrtání konkrétního deštníku (tzv. MWD – Measure While Drilling).

Ve Švédsku není přístup k cementové injektáži založen na dosažení vysokých hodnot injektážního tlaku, jako třeba v Norsku, ale spíše na delším čase provádění injektáže při dosažení nižších tlaků. Ve většině případů předepsaný tlak nepřesáhne 30 barů. Parametry, po jejichž dosažení je injektovaný vrt prohlášený za dokončený (tzv. stop kritéria), jsou následující: po dosažení předepsaného injektážního tlaku je potřeba dosáhnout ještě nulového průniku směsi a tento stav udržet alespoň po dobu 3 min. Většinou jsou používány dvě receptury směsi s vodním součinitelem w/c (poměr voda/cement), a to 1,0 a 0,8. Při spotřebě větší než 300 l + objem vrtu se přechází na „hustší“ recepturu. Teoreticky ale může nastat situace, kdy je spotřeba první receptury stále malá a zároveň už je dosaženo předepsaného tlaku i téměř nulového průtoku, ale během měření posledních tří min dojde k malému průtoku například jedním pohybem pumpy. Měření posledních tří min, daných stop kritérii, tak musí začít znovu a celý proces injektáže jednoho vrtu tak může teoreticky trvat i několik hodin přesto, že spotřeba injektážní směsi výrazně nenarůstá. Na obr. 14 je zobrazen graf, který je generován pro každý z injektážních vrtů. Z tohoto grafu je možné vyčíst parametry popsané výše.

Každé injektážní čerpadlo a každá injektážní receptura musí před prvním použitím projít testováním („pretest“) a schválením od investora. Kvalita směsi a správná funkčnost čerpadla jsou následně průběžně kontrolovány před a v průběhu každé injektáže. Série testů obsahuje („Mud Balance test“), kdy se pomocí kontroly objemové hmotnosti směsi ověří poměr w/c (voda/cement), test viskozity směsi („Marsh cone test“), test kvality rozmíchání směsi („Filter pump test“) a test doby tuhnutí za pomoci odebrání vzorku směsi a jeho kontroly po stanovené době tuhnutí při dané teplotě („Cup test“).

Vrtání musí probíhat výhradně za pomoci plně automatického systému spojování vrtného soutyčí. Při injektáži úpadních vrtů je nutné vrt vypláchnout tlakovou vodou. Dále jsou tyto úpadní vrtu naplněny ode dna injektážní směsí a až poté je osazen pakr do ústí vývrtu. Nedojde tak k situaci, že vrt, který je naplněný vodou, zůstane při velké těsnosti masivu nevyplněný cementovou směsí. V místech s komplikovanější geometrií výrubu je vyžadován 3D model skutečně navrtaných deštníků pro kontrolu překryvu a dostatečného zainjektování všech částí budoucího díla (obr. 15).

Obecně lze říci, že v průběhu celého procesu injektáže je ze strany investora prováděna detailní kontrola všech dílčích kroků použité technologie, která směřuje k co možná nejvyšší kvalitě provádění a udržení vysokého standardu podmínek BOZP.

In Sweden, the approach to cement grouting is not based on achieving high values of grouting pressure, as for example in Norway, but rather on a longer grouting time at lower pressures. In most cases, the prescribed pressure does not exceed 30bar. There are the following parameters after reaching which the grouted borehole is declared complete (the so-called stop criteria): after reaching the prescribed grouting pressure, it is necessary to achieve zero penetration rate of the mixture and maintain this state for at least 3 minutes. Mostly, two mixture

formulas are used with a w/c ratios (water/cement ratio) 1.0 and 0.8. If the consumption is greater than 300L + the volume of the borehole, the formula is changed to the „denser“ one. However, a situation may theoretically occur where the consumption of the first formula is still small and at the same time the prescribed pressure and almost zero penetration rate are already reached, but during the last 3 minutes of measuring a small flow, for example with one motion of the pump, takes place. The measurement of the last 3 minutes, given by the stop criteria, must therefore start again and the whole process of injecting grout into one borehole can theoretically last several hours even though the consumption of the grouting mixture does not increase significantly. Fig. 14 shows the graph that is generated for each of the grouting boreholes. It is possible to read the above-described parameters from this graph.

Each grouting pump and each grouting formula must be tested („pretested“) and approved by the project owner before first use. The quality of the mixture and correct functioning of the pump are subsequently continuously checked before and during each application of the grout. The series of tests includes the Mud Balance test, where the w/c (water/cement) ratio is verified by checking the mixture density, by the mixture viscosity test (the Marsh cone test), the test of the quality of mixing the mixture (the Filter pump test) and the setting time test by taking a specimen of the mixture and checking it after the specified setting time at a given temperature (the Cup test).

Drilling must be carried out exclusively with the help of a fully automatic system for joining drilling rods. When injecting grout into dipping boreholes it is necessary to flush the hole with pressurised water. Subsequently, the dipping boreholes are filled from the bottom with grouting mixture and only then the packer is installed in the mouth of the borehole. In this way, a situation will not arise where the borehole which is filled with water remains unfilled with cement mixture due to great tightness of the rock mass. In places with more complicated geometry of the excavation, a 3D model of holes actually drilled for the umbrellas is required to check the overlap and sufficient filling with grout of all parts of the future works (see Fig. 15).

In general, it can be said that during the entire grouting process, the project owner conducts detailed inspection of all partial steps of the equipment used, which aims at the highest possible quality of the work and maintaining a high standard of health protection and accident prevention conditions.

CONCLUSION

At present, a large part of the Landingsbanan section has already been completed from the point of view of excavation. Both running



Obr. 16 Slavnostní prorážka do stanice Akalla

Fig. 16 Ceremonial breakthrough into Akalla station

ZÁVĚR

V současnosti je velká část úseku Landingsbanan z pohledu ražeb již dokončena. Oba traťové tunely ve směru od přístupového tunelu až do stanice Barkarbystaden byly proráženy 7., resp. 12. dubna 2022, a v této oblasti již probíhá instalace izolací proti vodě a předávky vyraženého díla investorovi. Ve směru do stanice Akalla došlo k prorážce diagonální propojky TvT (označení appendixů a propojek) 15+494 do stávajícího depa za stanicí 29. dubna 2022 (obr. 16). V následujících měsících budou probíhat popisované práce v problémové oblasti v blízkosti stanice Akalla a souběžně budou pokračovat ražby traťových tunelů v sekci Robothojden.

Projekt tunelu Järfälla, na kterém působí 60 kmenových zaměstnanců Metrostavu Norge AS, je komplexní a ukazuje možnosti nejnovějších technologií ražeb v podmínkách velmi kvalitních skalních hornin. Pro Metrostav Norge AS tento projekt přináší další rozšíření firemního know-how a posílení pozice na skandinávském trhu, kde Skupina Metrostav úspěšně působí už několik let. V Norsku, Švédsku, Finsku a na Islandu Metrostav vyrazil už více než 35 km tunelů a své aktivity dále rozvíjí. Cenné zkušenosti nabitě na ražbách ve Stockholmu se proto budou hodit nejen na budoucích projektech, ale především rozšířily portfolio schopností a znalostí českých tunelářů.

Ing. JIŘÍ HORČIČKA,

Jiri.Horcicka@metrostav-norge.no, Metrostav Norge AS

Recenzoval / Reviewed: Ing. Vladimír Prajzler

tunnels in the direction from the access tunnel to the Barkarbystaden station were broken through on the 7th and 12th April 2022, respectively, and in this area, the installation of waterproofing and handing over of the completely excavated working to the project owner is already underway. In the direction of the Akalla station, the diagonal cross passage TvT (marking of appendixes and cross passages) 15+494 was broken through into the existing depot behind the station on April 29, 2022 (see Fig. 16). In the following months, the described work operations will proceed in the problem area near the Akalla station, and the excavation of running tunnels in the Robothojden section will continue concurrently.

The Järfälla tunnel project, on which 60 regular employees of Metrostav Norge AS are working, is comprehensive and demonstrates the possibilities of the latest excavation techniques in the conditions of high-quality rock. For Metrostav Norge AS, this project brings a further expansion of company's know-how and strengthening of its position on the Scandinavian market, where the Metrostav Group has been successfully operating for several years. In Norway, Sweden, Finland and Iceland, Metrostav has already completed excavation of more than 35km of tunnels and is further developing its activities. Valuable experience gained during excavation of tunnels in Stockholm will therefore not only be useful in future projects, but above all, it has expanded the portfolio of skills and knowledge of Czech tunnellers.

Ing. JIŘÍ HORČIČKA,

Jiri.Horcicka@metrostav-norge.no, Metrostav Norge AS

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Teknisk beskriving KEMPÉN, H. 4713 Berg – och anläggningsentreprenad Järfällatunneln, 4713-C42-22-40001. Stockholm: Förvaltning för utbyggd tunnelbana, Stockholms Läns Landsting, 2019, 241 s.
- [2] Ingenjörsgelogisk prognos PERSSON, T. 4713 Berg – och anläggningsentreprenad Järfällatunneln, 4713-B41-24-40050. Stockholm: Förvaltning för utbyggd tunnelbana, Stockholms Läns Landsting, 2020, 96 s.

ZMRAZOVÁNÍ HORNINOVÉHO MASIVU JAKO POMOCNÉ OPATŘENÍ PRO RAŽBU TUNELU POD HLAVNÍM NÁDRAŽÍM V BERNU

ARTIFICIAL GROUND FREEZING AS A CONSOLIDATION MEASURE FOR TUNNELLING UNDER BERN MAIN STATION

SIMON KLÖSGES, MICHAEL MÜLLER

ABSTRAKT

V průběhu plánovaného podzemního prodloužení hlavního nádraží v Bernu bylo nutné vybudovat přístupový tunel ze stávající šachty. Prvních 60 m tohoto tunelu prochází nestabilním, zvodnělým a nezpevněným horninovým prostředím a vede pod stávající železniční tratí. Společnosti THYSSEN SCHACHTBAU GmbH byla zadána zakázka na zlepšení podmínek pro ražení tunelu zmrazováním horninového masivu. Horizontální směrové vrtání z šachty i výstavba a provoz zmrazovacího zařízení probíhaly v roce 2020 ve velmi omezeném prostoru bez přerušení provozu na vlakovém nádraží. Pro dostatečné nasycení vodou a tím i promrznutí nezpevněného horninového masivu bylo prováděno jeho umělé zavodnění. Po dokončení zmrazování předem definovaného horninového tělesa mohl být tunel úspěšně a bezpečně vyražen ze startovací šachty až do zdravého horninového masivu.

ABSTRACT

In the course of the planned underground extension of the central station in Bern, an access tunnel had to be constructed from an existing shaft. The first 60m of this tunnel cross through unstable, waterbearing and unconsolidated rock, and run under existing railway tracks. THYSSEN SCHACHTBAU GmbH has been commissioned the contract to carry out an artificial ground freezing measure to enhance the realization of the tunnel construction. The horizontal directional drilling work within the shaft as well as the construction and operation of the freezing plant were carried out in 2020 in a very confined space, and parallel to the ongoing operation of the train station. In order to ensure sufficient water saturation and thus the freezability of the unconsolidated rock, artificial ground irrigation procedure was operated. After completion of the predefined frost body, the tunnel was successfully and safely driven from the shaft into the bedrock.

1. ÚVOD

Švýcarská společnost regionální dopravy Regionalverkehr Bern-Solothurn (RBS) prováděla podzemní rozšíření železničního nádraží Bern RBS, které by mělo být dokončené do roku 2025. Cílem bylo vybudování podzemního nádraží pod stávajícím kolejíštěm stanice SBB (Schweizerische Bundesbahnen). Předmětem stavebního úseku 1.4 bylo vytvoření přístupového tunelu vycházejícího ze stávající šachty do nových podzemních prostor nádraží. Tento přístupový tunel bude při následném provozování nádraží sloužit jako další úniková cesta a jako trasa pro zajištění logistiky a vedení inženýrských sítí. Vzhledem k tomu, že zhruba prvních 60 m tunelu prochází zvodnělou nezpevněnou zeminou, byla společnost THYSSEN SCHACHTBAU GmbH pověřena přípravou dočasných stavebních opatření spočívajících ve zmrazení horninového prostředí. Návrh rozsahu zmrazování a z toho plynoucí geometrické polohy chladičích vrtů, vrtů pro měření teploty a pomocných vrtů byla předem stanovena zpracovatelem projektu a nebyla součástí zakázky. Popisované práce probíhaly od ledna 2020 do listopadu 2020.

2. VÝCHOZÍ POZICE

2.1 Geologická a hydrogeologická situace

Jak bylo popsáno v zadávací dokumentaci [1], prostředí je rozděleno na pevnou skalní část a nezpevněný pokryv. Podloží tvoří tzv. gümmenenské souvrství spodní sladkovodní molasy (USM) složené z více plochých střídajících se vrstev jemných až hrubých pískovců, prachovců a slínů.

Mocnost jednotlivých vrstev se pohybuje v řádu decimetrů. Molasa tvoří skalní sráz severozápadně od stanice SBB s jižním svahem, který spadá západním směrem.

Podzemní voda je ve skalním podloží vázána v pórech hrubozrnného

1. INTRODUCTION

The Swiss public transport company Regionalverkehr Bern-Solothurn RBS is carrying out the underground expansion of the Bern RBS Railway Station, which is expected to last until 2025. The aim is to build a low-level station below the existing tracks of the SBB (Schweizerische Bundesbahnen) station. The project objective of contract section 1.4 was to create an access tunnel to the future railway caverns, starting from an existing pit. This access tunnel will subsequently serve as an additional escape route and as a media and logistics conduit when the railway station is in operation. As roughly the first 60m of the tunnel passes through waterbearing unconsolidated rock, THYSSEN SCHACHTBAU GmbH was commissioned to prepare a frozen mass as temporary construction measure. The dimensioning of the frozen mass to be prepared, and resulting geometry of the freezing boreholes, temperature measurement boreholes and auxiliary boreholes, was defined in advance by the project author and was not part of the contract section. This work was carried out between January 2020 and November 2020.

2. INITIAL POSITION

2.1 Geological and hydrogeological situation

As described in the tender documents [1], the subsoil is divided into a solid rock section and a covering of unconsolidated rock material. The bedrock consists of the so-called gümmenena strata of the Lower Fresh Water Molasse (USM) which comprise multiple flat alternating beds of fine to coarse sandstones, silt stones and marls.

The thickness of the individual strata lies in the decimetre range. The Molasse forms a brow of rock northwest of the SBB station with a south slope which falls in a westerly direction.

The water in the bedrock is carried in the pore space of the coarse

pískovce a v otevřených puklinách. Hodnota hydraulické propustnosti zjištěná během vrtného průzkumu provedeného v letech 2013/2014, která se pohybuje mezi hodnotami $k = 6,9 \times 10^{-7}$ až $8,5 \times 10^{-8}$ m/s, se však jeví jako velmi nízká.

Vrstva nezpevněných pokryvů je tvořena navážkami, jílovitými sedimenty a morénou glaciálního a fluvioglaciálního původu.

Mocnost navážek je proměnlivá od několika centimetrů až do několika metrů. Mocnost sedimentů a morény je v dané lokalitě zhruba 2 m.

Díky svému jílovitému charakteru je nezpevněná vrstva pokryvů v podstatě vodonepropustná. Její propustnost je menší než 1×10^{-6} m/s. Vyskytují se však i vložky relativně čistých pískových vrstev a jemnozrnných nebo šterkovitých vrstev s vyšší propustností.

2.2 Staveniště

Staveniště leží jihozápadně od hlavního nádraží v Bernu mezi stávajícími kolejemi a řadou domů na Laupenstraße na severu (obr. 1). Před zahájením vlastních stavebních prací v úseku 1.4 byla vyhloubena jáma hloubky zhruba 17 m a dále byla nad kolejemi postavena ocelová plošina o výšce zhruba 10 m s nájezdovou



Obr. 1 Staveniště v Laupenstraße s nástupištěm, jámou (zelená) a tunelem (oranžová)
Fig. 1 Construction site at Laupenstraße with platform, pit (green) and tunnel (orange)

rampou. Jáma o půdorysných rozměrech cca $22 \text{ m} \times 15 \text{ m}$ byla zajištěna pomocí milánských stěn a má radiálně orientované rozpěry. Zhruba polovina jámy bude zakryta kolejovým mostem překrývajícím nástupiště. Předpokládá se, že tunel bude ražen severovýchodním směrem, diagonálně pod železniční trať a nástupištěm do geologického prostředí molasy.

Nástupiště má plochu asi $50 \text{ m} \times 24 \text{ m}$, na které bude umístěno zařízení staveniště s prostorem pro uskladnění stavebního materiálu. Jediný přístup využitelný pro logistiku staveniště vede mezi stávajícími budovami přes nájezdovou rampu na Laupenstraße.

3. REALIZACE PROJEKTU

3.1 Vrtné práce

Projekt byl zahájen provedením horizontálních vrtů s následnou instalací chladicích trubek. To znamenalo převrtání betonové milánské stěny v místě zhlaví vrtů vrtáním jádrových vrtů s následným směrově řízeným horizontálním vrtáním (HDD) vrtů o průměru 150 mm. Podle kontrolního plánu byla požadovaná přesnost vrtání dosažitelná u všech vrtů $< 200 \text{ mm}$. Naměřená data byla z monitorované řezné hlavy přenášena kabelem do ústí vrtu, kde byla interpretována a vyhodnocena. Vzhledem k přítomnosti podzemní vody byly vrty prováděny s bezpečnostním uzávěrem (pre-venterem). Po dosažení konečné hloubky mezi 30 až 60 m byla do výpažnic vrtů zavedena příslušná trubka o vnějším průměru

sandstone and along the open fissures. The value for hydraulic permeability established during a drilling campaign carried out in 2013/2014, which is between $k = 6.9 \times 10^{-7}$ and 8.5×10^{-8} m/s, is however very low.

The loose rock stratum is a surface layer consisting of artificial backfillings as well as underlying clayey backflow sediments and a moraine glacial and fluvioglacial origin.

The thicknesses of the artificial backfillings vary considerably from a few centimetres to several metres. The thickness of the backflow sediments and the moraine are each approx. 2m in the area of the site.

Due to its clayey composition, the loose rock stratum is essentially an aquifuge. It has a permeability of less than 1×10^{-6} m/s. However, intercalations of relatively clean sand layers and fine-grained or gravelly layers with a higher water-bearing capacity are also present.

2.2 Construction site

The construction site lies southwest of Bern mainline station between the row of houses on Laupenstraße to the north (Fig. 1). Before construction work proper for lot 1.4 started, a pit roughly 17m deep was sunk and structural steel the existing tracks and platform roughly 10m high with access ramp was built over the tracks. The pit has a ground area of roughly 22×15 m, was constructed from diaphragm walls and has star-shaped bracing. Roughly half the pit will be concealed by a track bridge and the overlying platform. It is envisaged that the tunnel be driven in the north-easterly direction, diagonally under the railway tracks and platforms into the Molasse.

The platform has an area of roughly 50×24 m on which site equipment will be set up and construction materials stored. The only



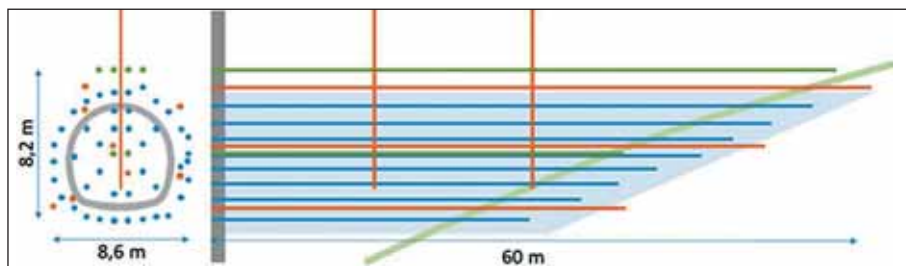
Obr. 2 Vrtná souprava vedle minipásového jeřábu na nosné konstrukci v jámě
Fig. 2 Drilling rig next to mini crawler crane on support structure in pit

101 mm s chladicím médiem. Uvolňovacím mechanismem byla řezná hlava vrtací soupravy uvolněna od ztracené korunky. Výpažnice kolem mrazicích trubek byly odstraněny. Vzniklá mezera mezi lícem vrtu a mrazicí trubkou byla vyplněna rozvolněnou horninou a zainjektována cementovou směsí.

Závrtné body vrtu byly umístěny do výšky zhruba 8,2 m nade dnem jámy. Aby bylo možné vrtat i výše položené vrty, bylo vrtací zařízení umístěno na nosnou konstrukci (obr. 2). Tato konstrukce se skládala z jednotlivých předem smontovaných desek, které byly spouštěny do jámy pomocí otočného jeřábu a spojovány dohromady. To umožnilo zkrátit dobu přestavby nosné konstrukce. V průběhu vrtných prací bylo vyvrtáno 57 horizontálních vrtů o celkové délce cca 2600 m (tab. 1). Uspořádání vrtů bylo specifikováno investorem.

Tab. 1 Přehled prováděného směrově řízeného horizontálního vrtní

Počet	Účel	Minimální délka [m]	Maximální délka [m]
43	chladicí trubka	28,5	56,8
8	vrt pro měření teploty	33,0	57,3
4	trubka pro zavlažování	56,7	57,1
2	odvodňovací trubka	38,5	40,5



Obr. 3 Schéma uspořádání vrtu s chladicími trubkami (modrá), vrty pro měření teploty (oranžová), závlahové a drenážní trubky (tmavě zelená), molasový hřeben (světle zelená)

Fig. 3 Schematic of borehole layout with freeze pipes (blue), temperature measurement boreholes (orange), irrigation and drainage drains (dark green), molasse ridge (light green)

Vrty byly uspořádány tak, aby celý průřez tunelu byl zmrazen až po stoupající hřeben molasy v předpolí (obr. 3). Pro zajištění komplexního sledování teploty byly uvnitř i vně raženého tunelu rozmístěny vrty pro měření teploty. To umožnilo přesně sledovat následný proces zmrazování.

K měření teplot byly použity optické kabely. Dva stávající vertikální piezometrické vrty, které se nacházely v ose tunelu, byly rovněž vybaveny přístroji pro sledování teploty. Dva vrty situované v podélné ose tunelu slouží k řízenému odvádění podzemní vody vytlačované zmrazeným masivem. Množství takto odvedené podzemní vody poskytuje důležitý údaj o objemové hmotnosti zmrazeného masivu.

3.2 Zavlažování podloží

Pro zajištění dostatečného nasycení horninového prostředí vodou a následně vytvoření ideálně zmrazeného horninového masivu bylo prostředí před i během zmrazování jednak syceno vodou pomocí čtyř horizontálních zavlažovacích trubek situovaných nad tunelem, jednak pomocí rozsáhlého zavlažování na povrchu. Pro účinnější kontrolu tohoto opatření bylo každé vypouštěcí potrubí zavlažovacího systému rozděleno do čtyř sekcí pomocí mechanických obturátorů a napouštěno hadicemi odděleně (obr. 4). Pro nasycení horninového masivu určeného k zmrazení bylo na běžný metr tunelu v průměru za den použito 450 l vody.

access to the site logistics is via an access ramp on the Laupenstraße and runs between the existing buildings.

3. PROJECT EXECUTION

3.1 Drilling work

The project began by drilling horizontal boreholes followed by installation of the freeze pipes. This involved opening the in-situ concrete diaphragm wall at the borehole starting points by drilling core borings, followed by horizontal directional drilling (HDD) of the actual 150mm diameter boreholes. According to the inspection plan, the required drilling accuracy was < 200mm and it was possible to achieve this for all boreholes. The measurement data was transmitted via cable from the cutter head to the mouth of the borehole where it was interpreted and evaluated. Due to the in-situ ground water, drilling was carried out with a preventer. After reaching the final depth of roughly 30 to 60m, the corresponding freeze pipe with an outer diameter of 101mm was introduced into the drill pipes and the cutter head was cast off by a release mechanism (lost drill bit). The drill pipes were moved around the freeze pipe. The resulting annular gap was filled with falling soil and injected cement.

As the borehole starting points covered a vertical distance of roughly 8.2m, the drilling implement was placed on a support structure in order to drill the boreholes that were higher up (Fig. 2). This structure consisted of individual preassembled tables which were lowered into the pit by a rotary crane and connected together. This made it possible to keep the changeover times as short as possible. 57 horizontal boreholes with a total length of approx. 2600m were made during the course of the drilling work (Tab. 1). The borehole pattern was specified by the clients.

Tab. 1 Overview over conducted horizontal directional drilling

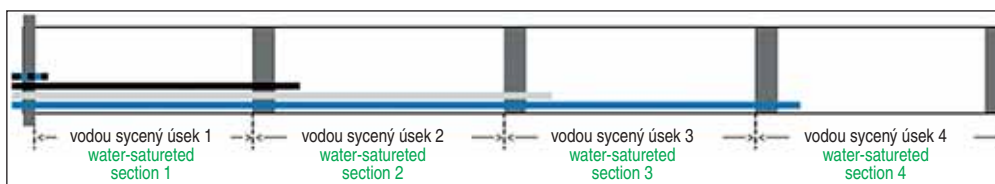
Number	Purpose	Min. length [m]	Max. length [m]
43	freeze pipe	28.5	56.8
8	temperature measurement borehole	33.0	57.3
4	irrigation drain pipe	56.7	57.1
2	drainage drain pipe	38.5	40.5

The boreholes were arranged so that the entire tunnel cross-section could be frozen down to the rising ridge of the molasse (Fig. 3). To ensure comprehensive temperature monitoring, temperature measurement boreholes were distributed inside and outside the tunnel to be excavated. This allowed the subsequent freezing process to be precisely monitored.

Fibre-optic cables were used to measure the temperatures. Two existing vertical piezometer boreholes which were located on the tunnel axis were also equipped with temperature monitoring instruments. Two boreholes at the centre of the tunnel serve to provide controlled drainage of the groundwater displaced by the frozen mass. Additionally, the quantity of discharged groundwater provides an important indication of the water density of the frozen mass.

3.2 Subsoil irrigation

To ensure sufficient water saturation and consequently the formation of an ideal frozen mass, the subsoil was irrigated before and during freezing via four horizontal irrigation drain pipes above the tunnel



Obr. 4 Schéma zavlažovacího potrubí
Fig. 4 Schematic of an irrigation drain pipe

3.3 Zmrazovací opatření

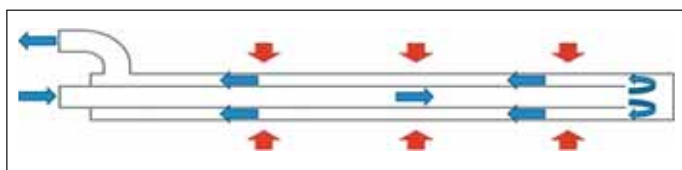
Souběžně s prováděním vrtných prací bylo na plošině instalováno zmrazovací zařízení (obr. 5). Skládalo se ze dvou vodou chlazených čpavkových mrazicích zařízení kontejnerového typu, každé s chladicím výkonem zhruba 500 kW, čističem plynu, čerpacím kontejnerem a ovládacím panelem, odkud bylo zmrazovací zařízení monitorováno a řízeno.

Po dokončení všech vrtů byly chladicí trubky kompletně smontovány a poté připojeny hadicemi k potrubnímu systému, který byl vyroben z předizolovaných svařovaných plastových trubek. Systém potrubí klesal 27 m od zmrazovacího zařízení na plošinu do jámy pod ní, aby v horninovém masivu umožnil cirkulaci chladiva ochlazeného na teplotu $-35\text{ }^{\circ}\text{C}$. Během tohoto procesu byla chladicí kapalina čerpána přes odpovídající koaxiální spádovou trubku do nejnižšího bodu chladicí trubky a poté proudila zpět prstencovým prostorem (mezikružím) v trubce (obr. 6). Tepelná energie byla z horninového masivu odčerpávána povrchem zmrazovací trubky, což způsobilo v jejím okolí zmrznutí vody obsažené v horninovém masivu. Po určité době zmrazování se jednotlivé zmrzlé válce horniny spojily a vytvořily uzavřené zmrazené těleso, které výrazně zvyšovalo stabilitu a vodotěsnost horninového masivu.

Vytvoření požadovaného zmrazeného masivu o objemu cca 4 150 m³ trvalo asi pět týdnů. Teplota masivu byla zaznamenávána pomocí optických kabelů a prezentována na online platformě, což po celou dobu zmrazování umožnilo sledovat aktuální stav i v každém okamžiku průběhu celého zmrazovacího procesu.

Nárůstem objemu zmrazeného masivu v průběhu zmrazování docházelo k nadzdvihávání povrchu v oblasti kolejí a nástupišť. Rozsah zdvihu však nebyl kritický a nepředstavoval žádné riziko pro kolejový ani pěší provoz.

Jakmile bylo vytvořeno potřebné zmrazené těleso, byly vnitřní mrazicí trubky potrubního systému odpojeny a demontovány. Milánská stěna podél obrysu tunelu byla otevřena systémem převrtávaných jádrových vrtů a poté se mohlo začít s vlastní ražbou tunelu. To bylo provedeno plnoprofilovou ražbou v prostoru kaloty



Obr. 6 Princip mrazicí trubky; chladicí kapalina (modrá) cirkuluje a odebírá tepelnou energii (červená) ze země
Fig. 6 Principle of a freeze pipe; the coolant (blue) is circulated and extracts the thermal energy (red) from the ground

and by means of extensive surface irrigation. To control this measure more effectively, each irrigation drain pipe was divided into four sections using mechanical packers and charged separately via hose lines (Fig. 4). 450L/day on average was used for irrigation of the subsoil per metre of tunnel to be frozen.

3.3 Freezing measure

The freeze plant was set up on the platform parallel to the execution of drilling work (Fig. 5). It consisted of two container-type water-cooled ammonia freezing machines each with a cooling capacity of roughly 500kW, a gas washer, a pump container and a control panel from where the freeze plant was monitored and controlled.

Once all boreholes were complete, the freeze pipes were fully assembled then connected via hose pipes to the pipe system which



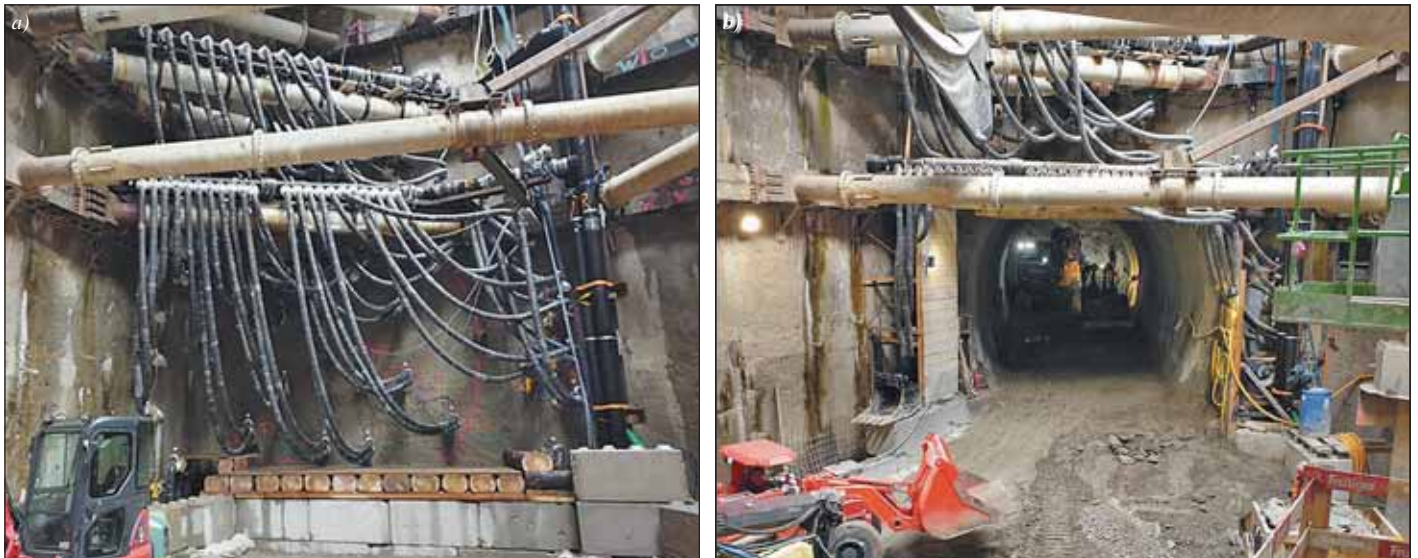
Obr. 5 Zmrazovací zařízení na plošině
Fig. 5 Freeze plant on platform

was made of pre-insulated welded plastic pipes. The system of pipes descended 27m from the freezing machines on the platform to the pit below to enable a coolant cooled to a temperature of $-35\text{ }^{\circ}\text{C}$ to circulate through the subsoil. During this process, coolant is pumped through the corresponding coaxial down-pipe to the lowest point of the freeze pipe then flows back through the annular space within the pipe (Fig. 6). Thermal energy is drawn from the subsoil via the surface of the freeze pipe which causes the water in the subsoil around it to freeze. After freezing for an appropriate length of time, the individual frozen cylinders combine to form a closed frozen mass, which significantly increases the stability and watertightness of the subsoil.

It took around five weeks to build up the required frozen mass with a volume of approx. 4150m³. The subsoil temperatures were recorded via fibre-optic cables and visualised on an online platform, which made it easy to follow the current status and overall progress of the freezing process at all times.

Due to the increase in volume during the freezing process, frost heave occurred in the area of the tracks and platforms. The extent of movement was however uncritical and did not pose any risk to the tracks or pedestrian traffic.

Once the necessary frozen mass had been established, the inner freeze pipes of the pipe system were disconnected and dismantled.



Obr. 7 Portál tunelu: a) během provádění zmrazovaného tělesa; b) při ražbě tunelů
Fig. 7 Tunnel portal: a) during frost body development; b) during tunnelling

a opěří s následnou ražbou dna. Pro rozpojování masivu byl použit tunelbagr s impaktorem a frézovacím nástavcem. Pro zajištění stability výrubu tunelu v nepevněném horninovém masivu byly použity příhradové nosníky a stříkaný beton.

Zmrazení masivu bylo během ražby tunelu udržováno pomocí periodického zmrazování (obr. 7).

4. SHRNUTÍ

Pro ražbu tunelu zvodněnými formacemi bylo nutné zmrazit oblast nepevněné horniny kolem tunelu vycházejícího z jámy a sahajícího do vodorovné vzdálenosti zhruba 60 m. Kombinace prací v omezeném prostoru a složité geometrie staveniště představovala mimořádnou výzvu, kterou společnost THYSSEN SCHACHTBAU GmbH úspěšně překonala nasazením zkušeného odborného personálu a speciálního vybavení. Nasazením nejmodernější technologie zmrazování bylo možné splnit všechny emisní požadavky předpisů, a to i přes v blízkosti staveniště ležící kancelářské a obytné budovy. Nebylo proto nutné použít žádná zvláštní protihluková opatření. Dočasné pomocné opatření zmrazováním horninového masivu umožnilo bezpečnou výstavbu tunelu bez nepříznivých dopadů na železniční dopravu v nadloží nebo na obyvatele. Tento výsledek opět dokazuje, že metoda zmrazování je moderním, bezpečným a flexibilním řešením pro geotechnicky náročné stavební projekty v oboru městského speciálního podzemního stavitelství.

SIMON KLÖSGES M.Sc.,
kloesges.simon@ts-gruppe.com,
EUR ING MICHAEL MÜLLER,
mueller.michael@ts-gruppe.com,
THYSSEN SCHACHTBAU GmbH

Článek je se svolením obou autorů, Rakouské geotechnické společnosti (ÖGG) a nakladatelství Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin převzat z časopisu Geomechanics and Tunnelling 14 (2021) číslo 5.

The diaphragm wall along the tunnel contour was then opened by drilling overlapping core borings, then tunnel driving proper could start. This was done by means of full-face driving followed by excavation of the invert. A tunnel excavator with breaker hammer and milling attachment was used. Lattice beams and sprayed concrete were used as tunnel support in the unconsolidated rock section.

The frozen mass was maintained during the tunnel driving work by means of intermittent freezing (Fig. 7).

4. SUMMARY

To excavate a tunnel through water-bearing formations, it was necessary to freeze the area of unconsolidated rock around the tunnel starting from a pit and extending over a horizontal distance of roughly 60m. The combination of working in a confined space and the complex site geometry posed a particular challenge which THYSSEN SCHACHTBAU GmbH successfully overcame by deploying experienced specialist personnel and special equipment. Using state-of-the-art freeze plant technology, it was possible to comply with all emission regulations despite the proximity of an office and residential building to the site. Separate noise protection measures were therefore not required. The temporary auxiliary measure of freezing the subsoil allowed the tunnel to be safely constructed without adversely affecting the overlying rail traffic or residents. This impressive result demonstrates once again that the freezing method is a modern, safe and flexible solution for geotechnically demanding construction projects in the specialist field of urban civil engineering.

SIMON KLÖSGES M.Sc.,
kloesges.simon@ts-gruppe.com,
EUR ING MICHAEL MÜLLER,
mueller.michael@ts-gruppe.com,
THYSSEN SCHACHTBAU GmbH

The article is taken from Geomechanics and Tunnelling 14 (2021) Issue 5, with the permission of both authors, the Austrian Geotechnical Society (ÖGG) and Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Kellerhals + Haefeli AG (2018) Teil E: Geologie und Hydrogeologie, Revision 0. Ausbau Bahnhof Bern RBS, Ausschreibung Teilprojekt 1 Rohbau, Abschnitt 1, Los 1.4 Stollen Laupenstrasse.

Uzávěrka
pro zaslání abstraktů
30. září 2022
Abstract
Submission
Deadline
September 30, 2022



**UNDERGROUND
CONSTRUCTION**

MAY 29-31, 2023

PRAGUE

**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



ASSOCIATION
INTERNATIONALE DES TUNNELS
ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN

AITES

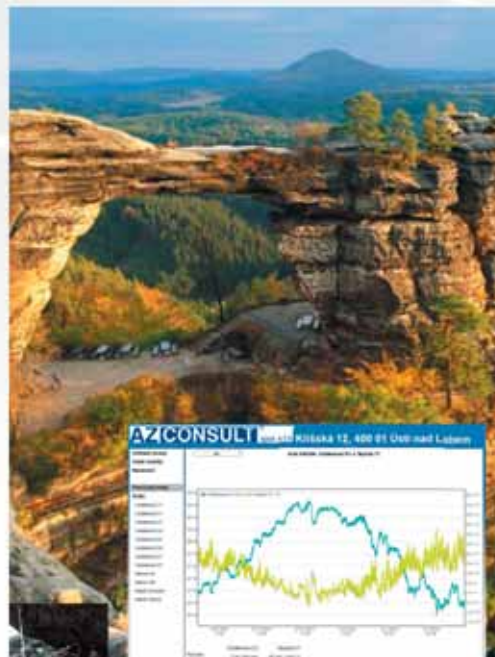
ITA

INTERNATIONAL TUNNELLING
AND UNDERGROUND SPACE
ASSOCIATION

ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ
ASOCIACE
ITA-AITES

CZECH TUNNELLING
ASSOCIATION
ITA-AITES





AZ Consult, spol. s r.o. - Klíšská 12, 400 01 Ústí nad Labem ■ www.azconsult.cz ■ azconsult@azconsult.cz

SECURING PERFORMANCE TOGETHER

SPOLEHLIVÉ PARTNERSTVÍ

Minova Bohemia s.r.o. patří již více než 25 let k předním dodavatelům kotevní techniky, injekčních systémů, čerpací a vrtné techniky.

Nabízíme ucelené portfolio technologií a produktů, které bylo prověřeno řadou úspěšných realizací v České a Slovenské republice a zahraničí.

Naším partnerům standardně poskytujeme technické poradenství pro řešení obtížných situací při výstavbě či sanacích všech typů objektů podzemního a pozemního stavitelství a geotechniky.



KOTVENÍ
UTĚSNĚNÍ
ZPEVNĚNÍ
SANACE
STABILIZACE

WWW.MINOVA.CZ

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MOZAIKA ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

■ První vysokorychlostní železnice v Indii

Pro stavbu vysokorychlostní železnice mezi městy Delhi a Meerut byly již dodány tři EPB štíty od firmy Teeratec. Mají profil 7,51 m a budou razit tunel délky 7,12 km se třemi podzemními stanicemi. Ražba bude probíhat především ve štěrkopiscích, v jemnozrnných siltech, v jílech pod hustě osídleným územím. Řezné hlavy jsou konstruovány tak, aby prošly podzemními stěnami a poradily si s neočekávanými překážkami, jako jsou staré studně a základy někdejších objektů. Zásobování ražby a dopravu rubaniny v tunelu budou zajišťovat bateriové důlní lokomotivy.

Zprovoznění úseku délky 82,15 km s jízdní rychlostí až 180 km/hod se předpokládá v roce 2025.

■ Simson nasazen na stavbě tunelu Fehmarnbelt

Jeden z největších bagrů nazvaný Simson je nasazen na stavbě tunelu Fehmarnbelt. Dosah bagru je více než 20 m a má obsah lžice 34 m³.

■ Naplavovaný tunel s osmi pruhy v kanadské Britské Kolumbii

Na dálnici 99 pod řekou Fraser v Britské Kolumbii se zahajuje stavba naplavovaného tunelu s osmi jízdními pruhy (se čtyřmi v každém směru, z nichž jeden bude určen pro autobusy). Navíc další pruh bude sloužit obousměrnému provozu cyklistů a pěších.

■ Nejdelší evropský silniční tunel proražen

V Turecku byla dokončena ražba nového 14,5 km dlouhého dvoutroubového silničního tunelu Zigana, který bude nejdelším silničním tunelem v Turecku i v Evropě. Tunel se nachází na dálnici E94 přibližně 45 km severovýchodně od černomořského přístavu Trabzon. Razit se začalo v roce 2016 metodou drill and blast.

Tunel podejde sedlo Zigana, které leží v nadmořské výšce 2032 m n. m. a které se dosud podcházelo 1,7 km dlouhým tunelem uvedeným do provozu v roce 1971. Nový tunel, který se razil 560 m pod sedlem, odstraní současná rizika, která vyplývala z prudkého stoupání a ostrých serpentín, kdy především za zimního sněžení či prudkých dešťů docházelo k mnoha nehodám, které často zablokovaly provoz na silnici.

Nový tunel bude vybaven třemi dvojicemi ventilačních šachet hlubokých až 394 m, které byly pro úsporu času raženy dovrčně z tunelu. Tunel zkrátí dnešní silnici o 8 km a jízdní dobu velkých nákladních aut až o 60 min. Zlepší také přístup okolních zemí k Černému moři, což platí především pro Írán.

■ Velké přítoky vody zdržují ražbu nejdelšího čínského tunelu

Postup ražby nejdelšího čínského tunelu i nejdelšího světového tunelu komplikují velké přítoky podzemní vody, ačkoliv ražba právě probíhá v jednom z nejsušších regionů na světě. Přívaly podzemní vody by dokázaly např. během hodiny naplnit plavecký bazén.

Ambiciózní projekt má přivést vodu z pohoří Altaj do severního regionu Xinjiang, jehož 60 % plochy pokrývá poušť Gobi.

Na konci června roku 2021, kdy bylo po dvou letech prací vyraženo skoro 60 % délky tunelu, musely být tunelovací stroje zastaveny a odtaženy zpět, aby se zabránilo jejich vážnému poškození. Výkony v těchto oblastech klesly na 200 m/měsíc, což byla zhruba

polovina z postupu očekávaného v suchých oblastech regionu Xinjiang.

Pouštní oblasti regionu Xinjiang mají velmi složitou geologickou stavbu. Navíc parametry získané z geologického průzkumu se ve skutečnosti ukázaly být daleko horšími. K zvládnutí této situace namontovali čínští odborníci na razicí stroje nové seismické detektory, které by měly lépe informovat o problémech před čelbou včetně natlakované podzemní vody hrozící průvalem.

V současnosti na projektu, který zahrnuje hlavní tunelový přívaďeč a síť rozvodných tunelů, pracuje 20 tunelovacích strojů.

■ Budování dálnice A26 v Linci

Automobilová doprava v Linci a v jeho okolí nutně potřebuje nové stavby, které pomohou zvládnout zvyšující se dopravní zátěž. V první fázi to znamená postavit nový dálniční 306 m dlouhý a 25 m široký zavěšený most přes Dunaj. Jeho nosná lana budou ukotvena ve skalnatém svahu nad Dunajem. Na most navazují dvě dálniční křižovatky vybudované z větší části v podzemí na pravém i levém břehu řeky. S tím související tunely celkové délky 3200 m byly raženy od května 2020 do 8. března 2022. Jsou charakterizovány ostřejšími rádií zatáček a velkými plochami výrubů v místech rozpletů, které dosahují až 400 m². To je největší plocha výrubu použitá do této doby na stavbách rakouských dálnic. Její rozpětí je až 33 m.

V současné době zde probíhá betonáž definitivního ostění. Velká část tunelů, včetně mostu, bude uvedena do provozu na podzim roku 2024.

Pokud se týká mostu, jeho nosná konstrukce je ocelová. Segmenty velikosti 25x10 m budou dovezeny na místo montáže na člunech, pak budou zdviženy a upevněny na nosných lanech. Následně bude každý segment přivařen k předcházejícímu dílu. Na horní části ocelové konstrukce pak bude vybetonována vozovka. Pro staveništní dopravu má být most dispoziční na jaře roku 2023.

■ Hochtief staví tunely pro rozvod elektřiny

Na severu Walesu v národním parku Snowdonia získala společnost Hochtief UK zakázku na vybudování 3,4 km dlouhého tunelu pro elektrokabely rozvodné sítě. Tunel podchází ústí řeky Dwyryd a jeho vybudování by mělo snížit vizuálně nevhodný efekt nadzemního elektrického vedení v chráněné krajině.

Podobnou zakázku společnost buduje u Londýna. Jde o tunel pro přívod elektrické energie do hlavního města Velké Británie, tentokrát délky 32 km. Také ve Švédsku se firma podílí na přívodu elektrické energie v tunelu délky 14 km pro město Stockholm.

■ Renovace železničního tunelu Bosruck

Železniční tunel Bosruck délky 4766 m, který spojuje Horní Rakousko a Štýrsko, byl dokončen v roce 1906. V současnosti prochází velkou renovací, jejíž první fáze týkající se dna tunelu a železničního svršku byla provedena v roce 2016. Druhá fáze začala koncem února 2022 a věnuje se tunelovému ostění a instalaci trakčního vedení.

Práce by měly být dokončeny koncem července 2022.

■ Výstavba nové vodní elektrárny Obervellach II. pokračuje

Na této stavbě, jejímž investorem jsou Rakouské spolkové dráhy (ÖBB), proběhla 3. března 2022 druhá prorážka tunelu. Týkala se 800 m dlouhého tunelu včetně šikmých přívaďečů. Prorážka horního přívaďeče délky 3800 m se očekávala také v březnu, tzn., že na

jaře roku 2022 byla dokončena ražba všech hlavních tunelů. Práce budou pokračovat do jarních měsíců roku 2024, následovat budou potřebné zkoušky a posléze uvedení nové elektrárny do provozu.

Elektrárna Obervellach II. zcela nahradí stávající elektrárny Obervellach I. a Lassach, které dosáhly konce svých životností, vždyť sloužily 90, resp. 100 let. Výkon nové elektrárny bude 125 GWh/rok, což je o 35 % více, než byl výkon obou z provozu vyřazených elektráren.

■ Použití termální podzemní vody z tunelu Arlberg

Termální podzemní voda ze silničního tunelu Arlberg je od konce října 2021 využívána pro vytápění provozní budovy. Její 40 let staré elektrické vytápění bylo demontováno. Staré zařízení využívalo příkon 70 kW, nové zařízení sníží spotřebu elektrické energie o dvě třetiny.

Objem investice byl 300 tis. eur.

■ Tunelování největší kanadské výpusti

Jednoduchý štít od firmy Robbins o průměru 7,95 m dokončil 3. března 2022 ražbu nové výpusti upravené odpadní vody v kanadském Torontu. Štít zahájil ražbu v březnu 2021 ze šachty o průměru 16 m, jejíž hloubka byla 85 m. Ražba probíhala převážně v břidlicích, ale také ve vápencích, jílovcích a pískovcích. Tato skladba hornin štítu Robbins velmi vyhovovala.

Nová výpust bude propojena s padesáti výtoky do jezera, což přispěje k dobrému rozptýlení vyčištěné odpadní vody v jezeře. Nahrazení 70 let staré výpusti novou přispěje k zlepšení kvality vody v jezeře Ontario i podél městského pobřeží.

■ Nový londýnský kmenový sběrač Tideway slaví dokončení ražeb

Po čtyřech rocích byly dokončeny ražby nového kmenového sběrače délky 25 km, který míří z východního do západního Londýna a v nejhlubším místě je 70 m pod hladinou Temže. V květnu 2022 dorazil tunelovací stroj Salina po ražbě tunelu délky 5,5 km do šachty u Abbey Mills, kde bude odpadní voda čerpána na povrch do nové čistírny odpadních vod.

Účelem celého grandiózního projektu je zabránit znečišťování vody v Temži městskými odpadními vodami. Londýnem by měla protékat „zdravější“ řeka než doposud. Tento významný milník byl oslaven koncertem skladatele a multi-instrumentalisty Roba Lewise, který se konal v nejhlubším místě tunelu 29. dubna 2022.

Dokončení celého projektu Tideway se předpokládá v roce 2025 po vybudování sekundárního ostění, po napojení stok, které původně ústily přímo do Temže, a po příslušných zkouškách a testech.

*Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ,
mila_novotny@volny.cz*

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ

NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

SWISS TUNNEL CONGRES 2022 V LUZERNU SWISS TUNNEL CONGRES 2022 IN LUTZERN

From June 1st to June 3rd, the STC Swiss Tunnel Congress was held in Lucerne. On the first day, there was a so-called colloquium with the topic "Operation and maintenance of underground workings", which is an extremely current topic in Switzerland. The lectures on rehabilitation of railway tunnels in operation (e.g. reconstruction of the old Lötschberg double-track tunnel) were very interesting and inspiring. Prefabrication during rehabilitation work is another big topic. On Thursday, a standard all-day conference with ten expert lectures took place, and on Friday, professional excursions to five underground construction sites in Switzerland were organised. As usual, the topics of all lectures were carefully selected. The complete congress proceedings can be freely downloaded in PDF format on the website of the Swiss Tunnel Association <https://www.swisstunnel.ch/swiss-tunnel-congress/programm/>.

Ve dnech 1. 6. až 3. 6. se po dvou letech konal v Luzernu v tradiční podobě kongres švýcarských tunelářů STC. Předcházející dva ročníky byly pouze „on line“, což bylo ve vícero prezentacích označeno jako jakási náhražka, která nemůže fyzický kontakt v žádném případě nahradit. Jako obvykle bylo první den tzv. kolokvium s tématem „Provoz a údržba podzemních děl“, což je téma ve Švýcarsku mimořádně aktuální. Není divu, při tolika podzemních dílech. Zde zaznělo celkem šest prezentací. Velmi zajímavé a inspirativní byly přednášky o sanacích železničních tunelů za provozu (např. rekonstrukce starého dvoukolejného tunelu Lötschberg), kdy na jedné koleji probíhá normální provoz elektrické tržky, byť s pomalou jízdou, a druhá kolej se kompletně nahrazuje pevnou jízdni dráhou včetně sanace ostění a technologického vybavení. Prefabrikace při sanacích je pak dalším velkým tématem,

letos byl prezentován např. prefabrikovaný stěnový dílec s vestavěnými únikovými dveřmi do tunelových propojek. Prefabrikované ostění železničních tunelů Rhétské dráhy bylo uvedeno již v čísle 1/2021 časopisu Tunnel.

Ve čtvrtek pak proběhla standardní celodenní konference s deseti odbornými přednáškami a v pátek byly organizovány odborné exkurze na pět podzemních staveb ve Švýcarsku. Z Česka se zúčastnili konference a exkurzí pouze dva zástupci z brněnské filiálky AMBERG ENGINEERING a ze Slovenska již „standardní tým“ osmi lidí firmy Basler&Hoffman, tedy firem s kořeny a vlastníky ve Švýcarsku.

Témata všech přednášek byla jako obvykle pečlivě vybraná – za zmínku a přečtení ve sborníku (viz odkaz níže) stojí určitě následující přednášky.

Příprava podzemního úložiště radioaktivního odpadu zejména palivových článků jaderných elektráren – ze šesti lokalit byly již dislokovány tři, na kterých probíhá podrobný vrtný a seismický průzkum. Na základě těchto průzkumů a bezpečnostní analýzy bude vybrána jedna výsledná lokalita. Navážení a ukládání radioaktivního odpadu do tohoto úložiště se předpokládá od roku 2050 cca následujících sto let.

Netradiční úniková štolka tunelu Kerenzerberg byla předmětem prezentace na STC již před třemi lety – tehdy jako připravovaný projekt, dnes jako velmi zajímavá stavba v plném běhu, kterou bylo možné v rámci exkurzí i navštívit.

Výstavba nových úseků a propojení linek metra U2 a U5 ve Vídni – nekonečné opravy a sanace „prokletého“ dálničního tunelu Melide – Grancia v kantonu Tessin, včetně havárií po již dříve provedených neúspěšných sanacích – ne všechno se vždy podaří.

Elektrárna Řitom – obrovské problémy při ražbě přírodních štol ve velkém spádu.

Metro Lausanne – novostavba linky m³ a rekonstrukce linky m² – ražba s nízkým nadložím v hustě zastavěném prostoru.

Kompletní sborník přednášek je volně ke stažení ve formátu PDF

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 2/2022 TUNNEL AFTERNOON 2/2022

The topic of the Tunnel Afternoon 2/2022 was the I.D metro line in Prague – design preparation and supplementary geological survey. Ing. David Krása (METROPROJEKT Praha a. s.) and Ing. Jiří Hrnčíř (Prague Public Transit Company) prepared the topic *Development to date, current status, phasing*. The basic overview and scope of the underground workings in the design was presented to the audience by the chief engineer of the design, Ing. Libor Martínek (METROPROJEKT Praha a. s.). Ing. Arch. Pavel Sýs (METROPROJEKT Praha a. s.) presented *Brief introduction to the architectural and artistic design of the stations*. Dr.-Ing. Zdeněk Žižka (METROPROJEKT Praha a. s.) gave a lecture on *Design of running tunnels driven by a shield*. Ing. Tomáš Urbánek (METROPROJEKT Praha a. s.) continued with a lecture on the *Design of mined stations*. Ing. Štefan Ivor (Metrostav a. s.) spoke about *The survey operations on the PAD4 section*. Furthermore, two lectures were presented on the topic of execution of surveys – Ing. Radek Kozubík (HOCHTIEF CZ a. s.) described the VO-OL section and Ing. Ivo Gaja (STRABAG a.s.) dedicated himself to section OL1. *Geological survey* was discussed in detail in the following section. RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D. (PUDIS a.s.) described sections PAD1 and PAD4, and Mgr. Jiří Tlamsa (SG Geotechnika a.s.) then sections VO-OL and OL1. The last lecture was *Comprehensive geotechnical monitoring of excavation of survey workings*; the topic was prepared by Ing. Igor Zemánek (GeoTec-GS, a.s.), Ing. Vojtěch Anderle and Ing. Martin Vinter (INSET s.r.o.). Thanks go to all the lecturers and Prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o. and Faculty of Civil Engineering of the CTU), who organised the lectures and moderated the entire Tunnel Afternoon. All presentations can be found at www.ita-aites.cz.

Druhé Tunelářské odpoledne roku 2022 se uskutečnilo ve středu 1. června 2022 v Centru vzdělávání Skupiny Metrostav. Tématem byla **Trasa I.D metra v Praze – projektová příprava a doplňkový geologický průzkum**.

Úvodní přednášku připravili Ing. David Krása (METROPROJEKT Praha a. s.) a Ing. Jiří Hrnčíř (Dopravní podnik hl. m. Prahy) na téma *Dosavadní vývoj, aktuální stav, etapizace*. S linkou D pražského metra počítal již návrh z roku 1983, postupně ale docházelo ke změnám projektu. Dnešní podoba návrhu trasy I.D pochází z roku 2010. Mezi hlavní cíle patří zlepšení dopravní situace jižní části města, díky výstavbě parkovišť P+R by měla být zároveň redukována doprava osobními automobily a tím by mělo dojít ke zlepšení životního prostředí v hlavním městě. Projektový manažer metra D Ing. Jiří Hrnčíř zaměřil svoji část prezentace především na pohled objednatele na důležité aspekty projektu, jako jsou legislativa, majetkoprávní zajištění, financování a harmonogram výstavby.

Základní přehled a rozsah podzemních děl v projektu přednesl posluchačům hlavní inženýr projektu Ing. Libor Martínek (METROPROJEKT Praha a. s.). Popsal situaci trasy, která obsahuje 10 stanic a jedno depo, podélný řez trasou a technologii provádění jednotlivých částí.

Ing. Arch. Pavel Sýs (METROPROJEKT Praha a.s.) uvedl *Stručné seznámení s architektonickým a výtvarným řešením stanic*, pro

na stránkách Švýcarské tunelové asociace <https://www.swisstunnel.ch/swiss-tunnel-congress/programm/>.

Ing. VLASTIMIL HORÁK,
AMBERG Engineering Brno, a.s.

představu promítl některé soutěžní návrhy stanic i vítězné návrhy, kterými by se projekt měl řídit.

Dr.-Ing. Zdeněk Žižka (METROPROJEKT Praha a. s.) měl přednášku na téma *Návrh traťových tunelů ražených štítem*. Nejprve popsal základní principy použití štítu, vzorový příčný řez, trasování, podélný řez, starty a průtahy tunelovacích strojů a pak se věnoval obtížné ražbě s nízkým nadložím pod provozovaným kolejištěm Nádraží Krč.

Blok přednášek zaměřený na projektovou přípravu zakončil Ing. Tomáš Urbánek (METROPROJEKT Praha a. s.) přednáškou o *Návrhu ražených stanic*. Sdělil základní údaje a hlavní charakteristiky ražených stanic Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova a Nové Dvory.

Přednáška *Realizace průzkumných děl na úseku PAD4* Ing. Štefana Ivora (Metrostav a.s.) byla první, která již obsahovala informace z provádění ražeb doplňkového geologického průzkumu metra I.D v Praze – základní údaje o úseku PAD4, ražbách průzkumného díla a pokusných chemických injektážích.

Po přestávce byly prezentovány dvě přednášky na téma *Realizace průzkumných děl* – Ing. Radek Kozubík (HOCHTIEF CZ a. s.) popisoval úsek VO-OL. Vysvětlil specifika výstavby, očekávané a skutečné geologické podmínky, popsal výstavbu těžní šachty o průměru 21 m a hloubce 36 m, další ražby, technologické třídy výrubu – předpokládané a realizované, zkušební injektážní pole a další zajímavosti. Ing. Ivo Gaja (STRABAG a.s.) se věnoval úseku OL1, seznámil posluchače se základními parametry realizované šachty a štoly, s cíli průzkumu, s předpokládanými geologickými a hydrogeologickými poměry, s použitými typy zajištění, nakonec shrnul závěry průzkumu.

V následující části byl podrobně probrán *Geologický průzkum*. RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D. (PUDIS a.s.) popsal úseky PAD1 a PAD4 a Mgr. Jiří Tlamsa (SG Geotechnika a.s.) pak úseky VO-OL a OL1. Oba přednášející informovali o cílech průzkumu, předpokládaných geologických poměrech, metodice a rozsahu průzkumu, realizaci průzkumných vrtů a dalších aspektech provedení průzkumu.

Poslední přednáškou byl *Komplexní geotechnický monitoring ražeb průzkumných děl*, téma připravili Ing. Igor Zemánek (GeoTec-GS, a.s.), Ing. Vojtěch Anderle a Ing. Martin Vinter (INSET s.r.o.). První dva jmenovaní se věnovali přípravě geotechnického monitoringu a jeho výsledkům. Také zahrnuli sledování hladiny podzemní vody a geotechnický monitoring inženýrských sítí, kterých je v oblasti velké množství. Ing. Vinter zakončil přednáškové odpoledne popisem monitoringu provozované trasy C pražského metra a nástinem opatření kvůli možnému ovlivnění trasy C výstavbou trasy D v místě jejich křížení a měření dopadu této výstavby na provozovanou trasu C.

Poděkování patří všem přednášejícím i prof. Ing. Matouši Hilarovi, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o. a FSv ČVUT), který přednášky zorganizoval a celé Tunelářské odpoledne moderoval. Zájem o přednášky byl velký, na místě se zúčastnilo téměř 80 lidí. Tunelářské odpoledne bylo možné opět sledovat i on-line, celkem se připojilo okolo 40 dalších posluchačů. Všechny prezentace lze nalézt na www.ita-aites.cz.

Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
CzTA ITA-AITES, z. s.

VZDĚLÁVACÍ PROJEKT PRO PŘÍPRAVU MLADÝCH ODBORNÍKŮ V OBLASTI SILNIČNÍCH TUNELŮ

EDUCATIONAL PROJECT FOR THE PREPARATION OF YOUNG EXPERTS IN THE FIELD OF ROAD TUNNELS

From September 2021, the Faculty of Civil Engineering and the Faculty of Safety Engineering of the VŠB – Technical University of Ostrava and the Faculty of Civil Engineering of the University of Žilina are implementing an educational project entitled *Support for joint professional educational activities in the preparation of young experts in the field of road tunnels in the cross-border region (TUNEDU)*. The project was supported by the European Regional Development Fund as part of the INTERREG V-A SK-CZ project call focused on cooperation between the Slovak and Czech Republics. The content of the project is holding educational seminars with the participation of experts from the practice for students of both universities, organising professional excursions to tunnel construction sites, creating innovative multimedia educational aids as well as specialised training on a unique tunnel operation management simulator, which is available at the University of Žilina. As part of the project, a Tunnel Day was also held on April 20, 2022 at the Faculty of Civil Engineering VŠB-TU Ostrava, where lectures by academic staff and experts from practice were focused on the design, construction and monitoring of tunnels, BIM technology in geotechnics and underground construction, fire safety in tunnels and fire resistance of tunnel linings, construction of tunnels according to FIDIC conditions and tunnel management took place.

Fakulta stavební a Fakulta bezpečnostního inženýrství Vysoké školy báňské – Technické univerzity v Ostravě a Fakulta stavební Žilinské univerzity v Žilině realizují od září 2021 vzdělávací projekt s názvem *Podpora společných odborných vzdělávacích aktivit v přípravě mladých odborníků z oblasti cestných tunelů v cezhraničnom regióne (TUNEDU)*. Projekt podpořil Evropský fond regionálního rozvoje v rámci projektové výzvy INTERREG

V-A SK-CZ zaměřené na spolupráci Slovenské a České republiky. Na realizaci projektu se podílejí jak odborníci z několika kateder obou partnerských vysokých škol, tak i odborníci z praxe. Hlavním cílem projektu je zvýšit úroveň a atraktivitu vzdělávání v oblasti projektování, výstavby i bezpečnosti provozu silničních tunelů a přispět tak k výchově kvalitních budoucích absolventů, kterých je stále v praxi v obou republikách nedostatek. Obsahem projektu je zejména realizace výukových seminářů s účastí odborníků z praxe pro studenty obou univerzit, realizace odborných exkurzí na tunelové stavby, tvorba inovovaných multimediálních edukačních pomůcek i specializovaná školení na unikátním simulátoru řízení provozu tunelů, který je k dispozici na Žilinské univerzitě. V rámci projektu se také konal 20. 4. 2022 na Fakultě stavební VŠB-TU Ostrava Tunelářský den, kde proběhly přednášky akademických pracovníků i odborníků z praxe zaměřené na projektování, výstavbu a monitoring tunelů, BIM technologie v geotechnice a podzemním stavitelství, požární bezpečnost tunelů a požární odolnost tunelových ostění, realizaci tunelů podle podmínek FIDIC a řízení tunelů. Studenti měli možnost se v rámci projektu rovněž seznámit v tunelu Ovčiarско s údržbovými pracemi a společně se svými pedagogy absolvovali rovněž úvodní školení na simulátoru řízení provozu. Další cykly přednášek, exkurzí a školení jsou připravovány pro následující období řešení projektu. Řešitelé projektu věří, že i tyto aktivity přispějí ke zvýšení zájmu o studium oborů souvisejících s výstavbou a řízením tunelů a ke snížení nedostatku mladých pracovníků v současné firemní praxi.

*doc. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz, Katedra geotechniky
a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-TU Ostrava*

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE

CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

ČESKÁ REPUBLIKA

METRO D – NOVÁ LINKA PRAŽSKÉHO METRA

Máme radost, že po slavnostním zahájení stavby úseku Pankrác – Olbrachtova v dubnu letošního roku můžeme i dnes oznámit a okomentovat další soubor zpráv o pozitivním vývoji projektu Metro D.

Dokladem jistě pozitivního vývoje projektu je dnes na povrchu zřetelně viditelná stavební aktivita na všech důležitých zařízeních staveniště, která ve svém důsledku přímo podporuje všechny stavební činnosti probíhající v této chvíli v neviditelném, ale pro nás ještě důležitějším podzemí. Ke konci června tak již mohly být zahájeny a prováděny ražby na mnoha pracovištích. Na lokalitě PAD1b byly ze stávající šachty zahájeny ražby přístupové a vzduchotechnické štoly směrem do stanice Pankrác (obr. 1). Na další lokalitě VO-OL byly z jiné stávající šachty provedeny ražby prvních metrů dvoukolejného tunelu, a to směrem ke stanici Pankrác v délce cca 85 m a směrem ke stanici Olbrachtova v délce cca 60 m (obr. 2). Zajímavostí těchto ražeb je, že z důvodu zde v Bohdaleckých vrstvách zastížených rozmanitostí geologických podmínek, jsou ražby ve směru

THE CZECH REPUBLIC

METRO D – NEW LINE OF PRAGUE METRO

We are happy that after the ceremonial start of construction of the Pankrác – Olbrachtova section in April this year, we can announce another set of reports about the positive development of the Metro D project and comment it.

The proof of the certainly positive development of the project is the construction activity clearly visible on the surface today on all important facilities of the construction site arrangement, which, as a result, directly supports all construction activities taking place at this moment in the underground, which is at the moment invisible for the public, but for us is even more important. By the end of June, mining could already start and be carried out at many workplaces. At the PAD1b locality, excavation of the access and ventilation tunnels in the direction of the Pankrác station started from the existing shaft (see Fig. 1). At the VO-OL locality, first metres of the double-track tunnel were



Obr. 1 Momenta spouštění vrtacího stroje do stávající šachty při zahájení ražeb na lokalitě PAD1b

Fig. 1 Snapshot of the drilling rig being lowered down the existing shaft at the start of excavation operations in the PAD1b locality

Pankrác prováděny ve svislém členění čelby a ražby ve směru Olbrachtova v členění horizontálním. Na stejné lokalitě VO-OL byly po provedení injektáží dané oblasti zahájeny i ražby patní stoly, která se pak ve své konečné podobě stane již nedílnou součástí vlastní stanice Pankrác.

Kromě prací v podzemí se začínají rozvíjet i práce na povrchu. Jako příklad zde můžeme uvést přeložky inženýrských sítí nebo instalace podpůrných záporových stěn. Velmi zajímavou se ukazuje realizace preventivních opatření pro podporu stávajících povrchových objektů z důvodu jejich dotčení budoucím průběhem ražeb v daném území. Zde jako příklad můžeme uvést řešení preventivní podpory právě takto dotčeného mostu severojižní magistrály.

Další dobrou zprávou je, že podle předpokladů byla zadavatelem vypsaná soutěž na zhotovitele dalšího úseku Olbrachtova (mimo) – Nové Dvory vč. traťových tunelů z Písnice projektu Metro D. V tuto chvíli probíhá výběrové řízení na zhotovitele stavební části a na dodavatele monitoringu a pasportu tohoto předmětného úseku. Tento úsek projektu Metro D by měl být realizován ve lhůtě 6 let, tak aby mohl být dokončen ve stejném roce jako již dnes realizovaný úsek Pankrác – Olbrachtova. Splnění tohoto předpokladu dává možnost naplnit hlavní cíl projektu Metro D, jeho uvedení do provozu v roce 2029, a to v celé jeho délce.

Práce prováděné na projektu realizačním sdružením firem Subterra – Hochtief – Strabag pod dohledem technického dozoru spol. Inženýring dopravních staveb a.s. zadavatele stavby Dopravního podniku hl. m. Prahy se tedy úspěšně rozeběhly a probíhají tak podle smluvního harmonogramu. Takže i z těchto důvodů dnes projektu Metro D dále držíme palce, zdař bůh!

*Ing. BORIS ŠEBESTA,
borissebesta61@gmail.com
Ing. MICHAL ŠERÁK,
serak@idspraha.cz*

excavated from another existing shaft in the direction of the Pankrác station, at a length of approximately 85m, and in the direction of the Olbrachtova station, at a length of approximately 60m (see Fig. 2). The interesting feature of this excavation is that due to the variety of geological conditions encountered here in the Bohdalec formation, the excavation in the direction of Pankrác is carried out using a vertical sequence, and a horizontal excavation sequence is applied in the direction of Olbrachtova station. At the same VO-OL locality, after the grouting of the particular area, excavation of the bottom gallery also started. In its final form, the gallery will become an integral part of the Pankrác station itself.

Apart from working underground, surface work is also beginning. As an example, we can mention the diversions of utility networks or the installation of supporting soldier beam and lagging walls. The preventive measures implemented for the support of existing surface structures preventing the impact on them by the future progress of excavation in the given area turns out to be very interesting. Here, as an example, we can mention the preventive support solution for a bridge on the north-southern backbone road affected in this way.

Another piece of good news is that, according to the assumptions, the contracting authority has issued a call for bids for the contract for the next section, Olbrachtova station (excluded) – Nové Dvory station, including running tunnels from Písnice of the Metro D project. At the moment, tender proceedings are underway for the civil engineering part and for the monitoring and condition survey of existing structures in this particular section. This section of the Metro D project should be carried out within a period of 6 years, so that it can be completed in the same year as the Pankrác – Olbrachtova section being already under construction today. The fulfilment of this assumption makes it possible to meet the main goal of the Metro D project, its commissioning of the entire length in 2029.

The work carried out on the project by the consortium of contractors, the companies of Subterra – Hochtief – Strabag, under the technical supervision by the company of Inženýring



Obr. 2 Pohled na část vyraženého dvoukolejného tunelu na lokalitě VO-OL
Fig. 2 View down the excavated double-track tunnel in the VO-OL locality



Obr. 3 Tunel Mezno, pohled do „interiéru“ tunelu
Fig. 3 Mezno Tunnel, view into the tunnel interior

NOVÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY NA IV. ŽELEZNIČNÍM KORIDORU

Součástí stavby „Modernizace trati Sudoměřice – Votice“ jsou i dva nové železniční tunely. Tunel Mezno (obr. 3) je ražený železniční dvoukolejný tunel celkové délky 840 m, z toho ražená část tvoří 768 m, navazující hloubená část u vjezdového portálu má délku 48 m a u výjezdového portálu 24 m. Tunel Deboreč (obr. 4) je ražený železniční dvoukolejný tunel celkové délky 660 m, z toho ražená část tvoří 562 m a navazující hloubené části u obou portálů mají délku 49 m.

Oba tunely jsou stavebně dokončeny a od 30. 6. 2022, kdy byla uvedena do zkušebního provozu jedna kolej, již plně slouží svému účelu. Provoz na druhé koleji má být zahájen v září tohoto roku. Investorem stavby je Správa železnic, státní organizace, a zhotovitelem společnost OHLA ŽS, a.s.

JEDNOKOLEJNÝ TUNEL BLANENSKÝ Č. 8/2 S E.Č. 226

V rámci stavby „Adamov – Blansko, BC“, která byla zahájena v září roku 2021, je mimo jiné i rekonstrukce „nového“ tunelu pod Novým Hradem (uveden do provozu 1992). Jedná se o přeražbu jednokolejného železničního tunelu celkové délky cca 560 m, z toho ražená část má délku cca 546 m. Postupně se provádí odstranění stávajícího železobetonového segmentového ostění, rozšíření profilu a vybudování nově-

dopravních staveb a.s. and the contracting authority, Prague Public Transit Company, have thus successfully started and is proceeding in compliance with the contractual schedule. So, even for these reasons, today we keep our fingers crossed for the Metro D project, God speed you!

Ing. **BORIS ŠEBESTA**,
borissebesta61@gmail.com
Ing. **MICHAL ŠERÁK**,
serak@idspraha.cz

NEW RAILWAY TUNNELS ON THE RAILWAY CORRIDOR IV

Two new railway tunnels are also part of the “Modernisation of the Sudoměřice – Votice rail track” construction. The Mezno Tunnel (see Fig. 3)

is a mined double-track railway tunnel with a total length of 840m, of which the already excavated part is 768m long. The connected cut-and-cover parts at both portals are 49m long each. The Deboreč Tunnel (see Fig. 4) is a mined double-track railway tunnel with a total length of 660m, of which the already excavated part is 562m long and the connected cut-and-cover parts at both portals are 49m long each.

The civil engineering parts of both tunnels have been completed and the tunnels have been fully operational since June 30, 2022, when one track was handed over for trial running. Operations on the second track are scheduled to begin in September 2022. The state organisation of Railway Administration is the project owner and OHLA ŽS, a.s. is the contractor.



Obr. 4 Tunel Deboreč, pohled na dokončený výjezdový portál
Fig. 4 Deboreč Tunnel, view of the exit portal



Obr. 5 Realizace primárního ostění – pohled ze stávajícího profilu tunelu
Fig. 5 Work on primary lining – viewed from existing tunnel profile



Obr. 6 Betonáž sekundárního ostění
Fig. 6 Concreting secondary lining

ho dvouplášťového ostění s vloženou mezilehlou izolací (obr. 5, 6). Práce na tunelu č. 8/2 realizuje společnost OHL ŽS, a.s., která je současně vedoucím společníkem společnosti „AdaBla“. Investorem stavby je Správa železnic, státní organizace.

Aktuálně (situace k 8. 7. 2022) jsou provedeny ražby a primární ostění od vjezdového (Adamovského) portálu v délce 510 m a probíhá ražba v náročných geologických podmínkách v oblasti výjezdového (Blanenského) portálu v profilu s protiklenbou. V již rozšířeném tunelu jsou následně v postupném sledu prováděny betonáže základových pásů, instalace mezilehlé izolace a bočních drenáží. Dne 21. 6. 2022 byla zahájena realizace sekundárního ostění beto-

BLANENSKÝ SINGLE-TRACK TUNNEL NO. 8/2 REG. NO. 226

The reconstruction of the “new” tunnel under Nový Hrad (commissioned in 1992) is, among other things, part of the “Adamov – Blansko, BC” construction, which was started in September. This is the re-excavation of a single-track railway tunnel with a total length of approximately 560m, of which the mined part is approximately 546m long. The existing reinforced concrete segmental lining is gradually being removed, the profile expanded and a new double-layer lining with intermediate waterproofing installed (see Fig. 5, 6). The work on tunnel No. 8/2 is carried out by the company of OHL ŽS, a.s., which is also the managing partner of the company of „AdaBla“. The state organisation of Railway Administration is the project owner. Currently, as of 8/7/2022, excavation and primary lining have been finished from the entrance (Adamov) portal at a length of 510m and excavation in a profile with an invert is underway in challenging geological conditions in the area of the exit (Blansko) portal. In the already enlarged tunnel, concreting of strip foundations, installation of intermediate waterproofing and sidewall drains are subsequently carried out in a gradual sequence. On June 21, 2022, the work on the secondary concrete lining of portal block P1 started; currently concreting of 6 tunnel blocks with a length of 12.5m has been finished. The civil engineering part of the tunnel should be completed by October 31, 2022, and track operations resumed in December 2022.

Ing. TOMÁŠ JUST,
OHLA ŽS, a.s.

ZVĚROTICE RAILWAY TUNNEL

The 370m long double-track rail tunnel in the Soběslav – Doubí track section is part of Railway Corridor No. 4, which will, after completion, link Prague with České Budějovice and further with Linz, Austria. The construction is located near the town of Soběslav and the D3 motorway route.

The construction of the Zvěrotice tunnel is practically complete, and only the newly brought topsoil already indicates its original dimensions in the area of the former construction pit. Construction of both portals has been completed and the trackwork has been laid

náží portálového bloku P1, v současné době je vybetonováno šest tunelových bloků délky 12,5 m. Tunel by měl být stavebně dokončen do 31. 10. 2022 a traťový provoz obnoven v prosinci tohoto roku.

Ing. TOMÁŠ JUST, OHLA ŽS, a.s.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL ZVĚROTICE

Dvoukolejný železniční tunel Zvěrotice délky 370 m na traťovém úseku Soběslav – Doubí je součástí IV. železničního koridoru spojujícího po dokončení Prahu s Českými Budějovicemi a dále s rakouským Lincem. Stavba se nachází v těsné blízkosti města Soběslav a trasy dálnice D3.

Výstavba tunelu Zvěrotice je prakticky dokončena a v prostoru bývalé stavební jámy již naznačuje její původní rozměry jen nově navezená ornice. Jsou dokončeny úpravy obou portálů a v tunelu je proveden železniční svršek i namontovány nosiče trakčního vedení. V souladu s požárněbezpečnostním řešením je provedeno jak značení únikových cest, tak hydrantů požárního suchovodu, který je napojen na požární nádrž a v případě požáru v tunelu může být ještě před příjezdem hasičů dálkově pomoci šoupat se servopohonem napuštěn vodou. Tunel je vybaven nouzovým osvětlením a na portálech kamerovým systémem, který umožňuje sledovat dění před portály. V tunelu je dokončeno i bezpečnostní značení podle předpisu SŽ S6, které členům údržby udává nejkratší cestu k záchranným výklenkům. Kabelovody jsou obsazeny nejen kabeláží nutnou pro obsluhu tunelu, ale i kabely probíhajícími podél celého nově budovaného železničního úseku. V kabelových šachtách jsou dokončeny ucpávky kabelových chráničků, které kabelovody rozdělují na požární úseky. Pomocí mobilních videokamer je provedena kontrola drenážního systému tunelu.

Kromě pracovních vlaků a železniční mechanizace umožňující instalaci kolejových polí nebo montáž trakčního vedení již tunelem

in the tunnel; installation of catenary carriers has been finished. In accordance with the fire safety solution; marking of both the escape routes and the hydrants on the dry fire main. The fire main is connected to the fire protection reservoir and in the event of a fire in the tunnel, it can be filled with water remotely using servo-driven valves before the arrival of firefighters. The tunnel is equipped with emergency lighting and a camera system at the portals, which allows for monitoring the events in front of the portals. In the tunnel, the safety markings according to the SŽ S6 regulation, which show the maintenance staff the shortest way to the rescue niches have also been completed. The installation of not only cables necessary for servicing the tunnel, but also cables running along the entire newly built railway section, has been finished in the cable ducts. In the cable manholes, the seals of the cable protection pipes which divide the cable ducts into fire compartments, have been completed. The tunnel drainage system inspection by mobile video cameras has been completed.

In addition to work trains and railway mechanisation allowing for the installation of track lengths or the installation of the catenary, steam locomotive 475.111 of the Iron Monument Club (see Fig. 7) has already passed through the tunnel. The locomotive is part of the static load test of the viaduct connecting the tunnel after a short rock cutting at the exit portal. Final inspections are underway in the tunnel. They are leading to the execution of the main inspection planned for August 2022. This is a condition for the commencement of the single-track operation planned for September 11 of this year.

The construction is carried out by HOCHTIEF CZ a. s. as a sub-contract for the Consortium Soběslav – Doubí, formed by the companies of STRABAG CZ a.s., EUROVIA CS, a.s. and Metrostav a.s.; SAGASTA s.r.o. is the author of final design documents for the tunnel.

Ing. LIBOR MAŘÍK, SAGASTA s.r.o.



Obr. 7 Průjezd parní lokomotivy tunelem

Fig. 7 Passage of steam locomotive through the tunnel

projela i parní lokomotiva 475.111 Iron Monument Clubu (obr. 7), která je součástí statické zatěžovací zkoušky mostní estakády, která po krátkém skalním zářezu na výjezdovém portálu na tunel navazuje. V tunelu probíhají závěrečné kontroly, které směřují k provedení hlavní prohlídky plánované na srpen 2022. Ta je podmínkou pro spuštění jednokolejného provozu plánovaného na 11. září tohoto roku.

Stavbu tunelu provádí subdodávkou firma HOCHTIEF CZ a. s. pro „Sdružení Soběslav – Doubí“ tvořené firmami STRABAG a.s., EUROVIA CS, a.s. a Metrostav a.s. Autorem realizační dokumentace tunelu je firma SAGASTA s.r.o.

Ing. LIBOR MAŘÍK, SAGASTA s.r.o.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNELY NA DIAĽNIČNEJ SIETI

Tunel Bikoš

Začiatkom leta roku 2022 napredujú práce na stavbe úseku rýchlostnej cesty R4 Prešov, severný obchvat, I. etapa v súlade so zmluvným harmonogramom. Súčasťou úseku je dvojúrovňový tunel Bikoš dĺžky 1155 m.

Začiatkom júla boli dokončené práce na sekundárnom ostení v oboch tunelových rúrach vrátane úsekov hĺbených tunelov. V západnej rúre tunela sú už ukončené kábelovody a je položené potrubie požiarneho vodovodu (obr. 8). Vo východnej rúre tunela sa realizujú štrbinové žlaby odvodnenia vozovky a pracuje sa aj na položení obrubníkov, realizácii kábelovodov a začína sa klásť potrubie požiarneho vodovodu. Stavebne ukončené sú priečne prepojenia, ktoré sú už pripravené na začiatok montáží technologického vybavenia v auguste 2022. Pokračujú aj práce na technologickej



Obr. 8 Stav prác pred realizáciou vozovky v tuneli Bikoš

Fig. 8 State of the work before the construction of the roadway in the Bikoš tunnel



Obr. 9 Technologická centrála na južnom portáli tunela Bikoš

Fig. 9 Equipment management centre at southern portal of the Bikoš tunnel

SLOVAK REPUBLIC

TUNNELS ON MOTORWAY NETWORK

Bikoš tunnel

At the beginning of the summer 2022, work on the construction of the R4 Prešov fast highway section, northern by-pass, stage I, continues in accordance with the contractual schedule. The 1155m long Bikoš tunnel is a part of the section.

At the beginning of July, work on the secondary lining was completed in both tunnel tubes, including the cut-and-cover sections. In the western tunnel tube, the cable ducts have already been completed and the installation of the fire water pipeline has been finished (see Fig. 8). In the eastern tunnel tube, slotted drains for evacuation of water from the roadway surface are being placed and also kerbs are being laid; placing cable ducts and the laying of the fire water supply pipeline is starting. The civil engineering part of the construction of the cross passages has been completed and the passages are prepared for the start of the installation of

tunnel equipment in August 2022. Work also continues on the tunnel equipment management centre at the southern portal of the tunnel (see Fig. 9). The construction of the roadway in the tunnel should take place in the autumn.

The contractor of the construction is a consortium formed by the companies of Váhostav-SK, a.s. and TuCon, a.s. The completion of the fast highway and its commissioning is expected in July 2023.

Čebrať tunnel

The 3.6km long Čebrať tunnel is part of the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway. The construction contractor is a consortium consisting of the companies of OHLA ŽS, a.s. and Váhostav-SK, a.s. The state of work

centrále na južnom portáli tunela (obr. 9). Realizácia vozovky v tuneli by mala prebehnúť v jesenných mesiacoch.

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

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. Stav prác v júli 2022 je nezmenený oproti stavu v marci, keď boli práce v tuneli utlmené z dôvodu nedoriešených zmluvných vzťahov. V južnej tunelovej rúre je vyrazených 3579 m v kalote, čo znamená, že na prerazenie ostáva 54 m. Stupeň a klenba zaostávajú za kalotou cca 50 m. V severnej tunelovej rúre je vyrazených 3490 m, ostáva ešte 123 m na prerazenie. V oboch rúrach boli rozšírené profily tunela v núdzovom zálive č. 4. Z posledného priečného prepojenia je vyrazená približne polovica. Obidve čelby sú pripravené na spustenie razenia zo západného portálu. V južnej tunelovej rúre je vybetónovaných 2660 m základových pásov, resp. spodných klenieb.

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 júli 2022 pokračujú práce v tuneli aj v portálových úsekoch pred tunelom. V tunelových rúrach a priečnych prepojeniach sa vykonáva profilácia primárneho ostenia v oblasti východného portálu tunela a pokračuje betonáž horných klenieb sekundárneho ostenia prostredníctvom ocelových pojazdných debniacich vozov. V tunelových rúrach ostáva zabetónovať posledných 100 blokov klenby. Z celkovo nasadených 5 debniacich vozov ukončil debniaci voz č. 1 betonáž svojho úseku tunela a je

in April 2022 has not changed in comparison with June 2022, when a check was put on the work operations in the tunnel because of unresolved contractual relationships. In the southern tunnel tube, 3579m of excavation in the top heading has been finished, which means that 54m remain to achieving the breakthrough. The bench and invert lag about 50m behind the top heading. In the northern tunnel tube, the excavation of 3490m long section has been finished and 123m remain to the breakthrough. Tunnel cross-sections have been enlarged in both tunnel tubes. In both tubes, the profiles of the tunnel in emergency lay-by No. 4 were enlarged. About half of the excavation of the last cross passage has been finished. The work on both headings is ready to be started from the western portal. In the southern tunnel tube, concreting of 2660m of strip foundations and inverts, respectively, has been finished.

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. The „SKANSKA-VIŠŇOVÉ“ consortium is the contractor for the construction. In July 2022, work continues in the tunnel and in the portal sections in front of the tunnel. In the tunnel tubes and cross passages, the profiling of the primary lining is being carried out in the area of the eastern portal of the tunnel. The concreting of the upper vaults of the secondary lining continues using steel form travellers. The last 100 blocks of the vault remain to be concreted in the tunnel tubes. Of the total of 5 form travellers deployed, form traveller No. 1 has finished concreting its tunnel section and is ready for dismantling. Of the total number of 20 emergency lay-bys, concreting of 11 lay-bys has already been finished. Work also continues on the concreting of the upper vaults of the cross passages, while 12 of the total number of 29 have been



Obr. 10 Hĺbené tunely na západnom portáli tunela Višňové
Fig. 10 Cut-and-cover tunnels at the western portal of the Višňové tunnel

pripravený na demontáž. Z celkového počtu 20 núdzových záливov je už zabetónovaných 11 záливov. Práce pokračujú aj na betonážach horných klenieb priečných prepojení, pričom je dokončených 12 z celkového počtu 29. Súbežne sa realizujú ďalšie práce, ako injektáže vrchlíka horných klenieb, betonovanie ozubu, rezanie vodným lúčom, razenie inšpekčných otvorov do prieskumnej štôlne, opravné a dokončovacie práce a sanácie povrchu na blokoch horných klenieb. Pripravujú sa práce na pokládke štrbinových žlabov a realizácii vozovkových vrstiev.

Naplnlo bežia práce na betonáži pláne vozovky v oboch tunelových rúrach a z oboch portálov. Úspešne sa podarilo zrealizovať v severnej tunelovej rúre 3850 m a v južnej tunelovej rúre 2050 m betonáže pláne, čo predstavuje okrem betonáže aj odťaženie cca 25 000 m³ kameniva. Tieto práce si vyžadujú precízne plánovanie logistiky v tuneli tak, aby nebol narušený harmonogram výstavby tunelových objektov. V severnej tunelovej rúre sa začali opravné práce bočnej drenáže na skúšobnom úseku.

Na západnom portáli tunela sa zabetónovali bloky hlbených tunelov a k betonáži sa pripravuje aj hlbená časť odvodňovacej štôlne (obr. 10). Pokračujú práce na stavbe prevádzkovo-technologického objektu a na stavbe portálových stien západného portálu. Na východnom portáli je pred severnou tunelovou rúrou vybudovaný kolektor a realizujú práce na stavbe prevádzkovo-technologického objektu.

*Ing. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
DOPRAVOPROJEKT, a.s.,
Ing. IVAN MICHALE,
Váhostav-SK, a.s.,
Ing. VLADIMÍR KOTRÍK,
Skanska SK a.s.*

completed. Other work operations, such as injecting grout into the top of the upper vaults, concreting of the nib, water jet cutting, drilling of inspection holes into the exploratory gallery, repair and finishing work operations and rehabilitation of the surfaces of the upper vault blocks are being carried out concurrently. Work on the laying of slotted drain pipes and the execution of roadway courses is under preparation.

Work on the concreting of the roadway bed in both tunnel tubes and from both portals is in full swing. Concreting of 3850m and 2050m in the northern and southern tunnel tubes, respectively, was successfully finished. It represents, in addition to the concreting, the excavation of approximately 25,000m³ of aggregates. These work operations require precise planning of the logistics in the tunnel so that the construction schedule for the tunnel objects is not disturbed. In the northern tunnel pipe, repairs of the sidewall drains have begun in a test section.

Concreting of blocks of cut-and-cover tunnels has been finished at the western portal of the tunnel, and the cut-and-cover part of the drainage gallery is also being prepared for concreting (see Fig. 10). Work continues on the construction of the operational and equipment management house and on the construction of portal walls of the western portal. The construction of the utility duct has been finished at the eastern portal, in front of the northern tunnel tube, and work is being carried out on the construction of the operational and equipment management house.

*Ing. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
DOPRAVOPROJEKT, a.s.,
Ing. IVAN MICHALE,
Váhostav-SK, a.s.,
Ing. VLADIMÍR KOTRÍK,
Skanska SK a.s.*

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

TUNELY NA POŠTOVNÍCH CELINÁCH, CELISTVOSTECH, OBÁLKÁCH PRVNÍHO DNE A MINCOVNÍCH DOPISECH

TUNNELS ON POSTAL STATIONERY, FULL COVERS, FIRST DAY COVERS AND MINT LETTER

Anything can be collected for pleasure and learning, collecting important and sometimes saving insignificant cultural or material values. The most widely spread collectibles are (of course) coins, followed by stamps, and postcards, taking an honourable third place. This series has in the long term been focused on postcards (mostly picture postcards) with tunnels. In addition to picture postcards, however, other objects exist in postal communication or are derived from it. After all, some with the subject of underground structures have already been presented in these series, namely the following ones:

- **Postal stationery** – in the form of a postcard (picture postcard), aerogram, postal envelope or collection receipt. Either a valid postage stamp or an image replacing it is printed on the front – address (face) – side. The postage stationery has a place for the address marked on it and its reverse side is usually empty, or intended for communication to the addressee.
- **Full cover** – a letter, envelope, postcard, cartes maximum or rarity created for a certain event and documented by a postal

act. It is often a purely collector's artefact in limited accessible quantity.

- **First day cover – FDC** – a full cover with affixed or pressed stamps bearing postmarks with the date of issue of the stamp and with the motif developing the postage stamp. FDC is also issued in a limited edition.
- **Original cover** – it complements the issue of collector's banknotes, commemorative sheets and other types of full cover with the fact that they are thematically related to the given issue.
- **Mint letter** – combination of FDC with stamps and an inserted coin or medal. The letter is then interesting in terms of collecting for both philatelists and numismatists or medal collectors.

Thus, five mint letters, four first-day covers and one full cover are presented in the paper. They were issued to commemorate four railway and four road tunnels, located mainly in Europe (six) and one each in remote countries – in Australia and Japan.

Sbírat pro radost a poučení lze cokoliv. Shromážďovat jednou významné a jindy zachraňovat nepatrné kulturní či materiální hodnoty. Nejrozšířenějšími předměty sběratelství jsou (jak také jinak) mince, následují známky a na čestném třetím místě figurují pohlednice. Tento seriál je dlouhodobě zaměřený na pohlednice (pregnantně jde o dopisnice) s tunely. Vedle pohlednic však v poštovním styku existují či jsou z něj odvozené i další objekty. Ostatně některé s námětem podzemních staveb byly již v seriálu prezentované. Jsou to:

- **Poštovní celina** – ve formě dopisnice (pohlednice), aerogramu, poštovní obálky nebo výběrky. Na přední – adresní (lícové) – straně je vytištěná buď platná poštovní známka, nebo obrázek ji nahrazující. Celina má vyznačené místo pro adresu a její rubová strana bývá prázdná, resp. určená pro sdělení adresátovi.
- **Celistvost** – dopis, obálka, dopisnice, cartes maximum nebo rarita vytvořená k určité události a dokumentovaná poštovním úkonem. Často jde o čistě sběratelský artefakt v omezeně přístupném množství.
- **Obálka prvního dne – FDC (First Day Cover)** – celistvost s nalepenými nebo přitíštěnými známkami opatřenými poštovními razítky s datem vydání známky a s motivem rozvíjejícím poštovní známku. FDC bývá rovněž vydávána v omezeném nákladu.
- **Originální obálka** – doplňuje vydání sběratelských bankovek, pamětních listů a dalších typů celistvostí s tím, že s danou emisí souvisí námětově.
- **Mincovní dopis** – kombinace FDC se známkami a vložené mince či medaile. Dopis je pak sběratelsky zajímavý jak pro filatelisty, tak i pro numismatiky nebo sběratele medailí.

V příspěvku je tak představeno pět mincovních dopisů, čtyři obálky prvního dne a jedna celistvost. Byly vydané pro připomenutí čtyř železničních a čtyř silničních tunelů, které se nacházejí převážně v Evropě (šest) a po jednom ve vzdálených zemích – v Austrálii a v Japonsku.



Obr. 1 Tunel Choceňský – poštovní celina. 1995 [sbírka autorů].

Poštovní celina (hovorově „korespondenční lístek“) byla vydaná k 150. výročí otevření Olomoucko-pražské dráhy i jako připomínka tragické smrti Ing. Jana Pernera. Hlavním motivem je historická rytina s již neexistujícím olomouckým portálem Choceňského tunelu (s dedikací císaři Ferdinandu V. nad záklenkem).

Fig. 1 Choceň Tunnel – postal stationery. 1995 [authors' collection].

Postal stationery (colloquially “correspondence card”) was issued for the 150th anniversary of the opening of the Olomouc-Prague railway and as a reminder of the tragic death of Ing. Jan Perner. The main motif is a historic engraving with the no longer existing Olomouc portal of the Choceň Tunnel (with a dedication to Emperor Ferdinand V above the safety arch).

Tunel Choceňský

Choceňský tunel byl prezentovaný v tomto seriálu již 2× – pohlednicí v č. 3/2014 a příležitostnou obálkou (celistvostí) v č. 4/2019. Nyní se jedná o poštovní celinu – tzv. „korespondenční lístek“ – obr. 1. Jen pro stručné připomenutí: bývalý Choceňský železniční tunel se nacházel na traťovém úseku Choceň – Brandýs nad Orlicí, bezprostředně při nádraží Choceň. Na projektu se podílel stavitel dráhy Ing. Jan Perner. Ten zde 9. 9. 1845 při prohlídce dokončené stavby utrpěl smrtelné zranění. Dvoukolejný tunel, původně dlouhý 255,97 m, musel být vzhledem k velmi špatnému technickému stavu mezi lety 1947–1949 snesený a byl nahrazený hlubokým zářezem [1].

Tunel Seelisberg

Švýcarský tunel Seelisberg leží na dálnici A2 spojující SRN a Francii s Itálií při jižním okraji Luzernského jezera, mezi Beckenriedem v kantonu Nidwalden a Seedorfem v kantonu Uri. Má dvě trouby, každou se dvěma jízdními pruhy a délky 9 250 m (Tunel 1) a 9 292 m (Tunel 2). K jeho výstavbě náleží rovněž dvě větrací šachty – Hattig u Emmettenu a Huttegg u Bauenu. Ražby tunelu probíhaly v úsecích Rüttenen na severu (2 × 4,3 km) a Büel na jihu (2 × 2,9 km) konvenčními postupy (podkovovitý profil s ostěním tl. 0,3 m), a za vůbec prvního nasazení hydraulicky poháněných vrtaček ve Švýcarsku. Pro centrální část Huttegg (2 × 2,0 km) byl v USA zakoupený dobově největší razicí stroj na světě (Ø 11,8 m se segmentovým ostěním tl. 0,5 m), pojmenovaný „Big John“. Ražbu TBM však provázely neustálé potíže a dílčí havárie. Na zmáhání provozních nesnází se významně podílel i Ing. Martin Herrenknecht, který se po ukončení stavby rozhodl založit ve Schwanau na Rýnu dnes již světoznámou firmu produkující tunelovací stroje. Stavba tunelu byla zahájena 1971, otevření připadlo na 12. 12. 1980 ve 12 hodin a 12 minut (obr. 2 a 3). Seelisberský tunel je



Obr. 2 Mincovní dopis ke slavnostnímu otevření tunelu Seelisberg. 1980 [sbírka autorů].

Otevření tunelu bylo originálně stanovené na 12 hodin 12 minut dne 12. 12. 1980. Dopis má číslo 982 (z 1 000 vydaných) a FDC s příležitostnými razítky je ofrankovaná dvěma známkami – 1. je k otevření Gotthardského silničního tunelu ve stejném roce a 2. je věnována Švýcarské poště – tradičnímu národnímu autobusovému dopravci. Vložená příležitostná (stříbrná) medaile má Ø 33 mm.

Fig. 2 Mint letter for the ceremonial inauguration of the Seelisberg Tunnel. 1980 [authors' collection].

The bringing of the tunnel into service was originally scheduled for 12 past 12 o'clock on 12/12/1980. The letter is numbered 982 (out of 1000 letters issued) and the FDC with occasional stamps is franked with two postmarks – the 1st one is for the inauguration of the Gotthard Road Tunnel in the same year and the 2nd one is dedicated to Swiss Post – the traditional national coach carrier. The inserted occasional (silver) medal is 33mm in diameter.



Obr. 3 FDC ke slavnostnímu otevření dálničního tunelu Seelisberg, 1980 [sbírka autorů].

Skromnější sourozenec mincovního dopisu ke stejné události z obr. 2. Hlavním motivem dopisu je barevná fotografie z otevírání tunelu.

Fig. 3 FDC to the ceremonial inauguration of the Seelisberg motorway tunnel, 1980 [authors' collection].

A more modest sibling of the mint letter for the same event as in Fig. 2. The main motif of the letter is a colour photo of the tunnel inauguration event.

po Gotthardském silničním tunelu druhý nejdelší silniční tunel ve Švýcarsku a vůbec nejdelší dvoutroubový se směrově odděleným provozem.

Roku 2013 projelo tunelem Seelisberg denně 21 800 vozidel, s podílem nákladní dopravy jen cca 10 %. Mezi 2013 až 2016 proběhla rekonstrukce tunelu s výměnou vozovky a modernizací technického vybavení [2, 3].

Gotthardský silniční tunel

Pohlednice se silničními tunely Gotthard byly uvedené již v časopise TUNEL č. 4/2014 a 3/2019. Proto opět jen velmi stručně: cestu průsmekem (Gotthardpass 2 107 m n. m.) přes hlavní rozvody mezi Rýnem a Pádem znali již Římané. První písemné zmínky jsou však až z roku 1230. Silniční tunel se postupně stal součástí jedné z nejdůležitějších švýcarských dopravních cest. Zásadním úsekem je spojení Andermattu (kanton Uri na severu) s Airolo (kanton Ticino na jihu). V tom smyslu je také silniční tunel vedený paralelně s vrcholovým železničním tunelem a portály obou objektů se nacházejí jen pár stovek metrů od sebe. Stavba silničního tunelu délky 16,918 km (ražených 16,322 km) byla zahájena 5. 5. 1970, prorážka připadla na 26. 3. 1976 a otevření se konalo 5. 9. 1980 (obr. 4). Vyražená však byla jen jedna trouba pro obousměrný provoz, doplněná na východě paralelním únikovým tunelem. Tunel má čtyři větrací šachty. Ve své době šlo o nejdelší silniční tunel světa a po téměř půlstoletí je pořád ještě třetí v pořadí. Náklady na výstavbu činily 686 mil. CHF a přišlo během ní o život 17 pracovníků.

Po srážce kamionů 24. 10. 2001 zahynulo při požáru 11 osob. Od té doby je povolený vjezd max. 150 kamionů za hodinu. Při povolené rychlosti 80 km/h trvá průjezd cca 13 min. Dnes projede tunelem cca 6,5 mil. aut/rok (v tom asi 1 mil. kamionů).

Stavbu druhé souběžné tunelové trouby v odstupu cca 70 m schválili voliči referendem v roce 2016. Využity budou stávající portály i větrací šachty. Oficiálně byly práce na druhém tunelu zahájeny 29. 9. 2021. Dokončení projektu za 2,14 mld. CHF se očekává v roce 2029, kdy bude veškerá doprava opět obousměrně převedena do nového tubusu a v letech 2028–2030 tak bude možná



Obr. 4 Mincovní dopis k otevření Gotthardského silničního tunelu, 1980 [sbírka autorů].

Dopis má číslo 159 (z 1 000 vydaných) a FDC s příležitostnými razítky je ofrankovaná dvěma známkami vydanými ke dni otevření 5. 9. 1980. Vložená je příležitostná medaile (stříbro) Ø 33 mm. Grafický motiv obálky zdůrazňuje silniční spojení švýcarských kantonů Graubünden na severu a Ticino na jihu přes Gotthardský masiv.

Fig. 4 Mint letter for the inauguration of the Gotthard road tunnel, 1980 [authors' collection].

The letter is numbered 159 (out of 1,000 issued letters) and the FDC with occasional stamps is franked with two postmarks issued on the inauguration date of 9/5/1980. The inserted occasional (silver) medal is 33mm in diameter. The cover graphic motif emphasises the road connection between the Swiss cantons of Graubünden in the north and Ticino in the south across the Gotthard massif.

první tunel rekonstruovat. Poté budou mít oba již jednosměrné tunely dva pruhy – jízdní pro příslušný směr + havarijní. Záměrem takového řešení je výrazně zvýšit bezpečnost dopravního provozu [2, 4, 5].

Gotthardský báзовý železniční tunel

Gotthardským 3 100 m vysokým horským masivem procházejí tři mimořádné tunely. Vedle silničního (viz výše) ještě dva železniční, jejichž portály jsou vyobrazené na mincovním dopisu ke slavnostnímu otevření mladšího z nich – Gotthardského báзовého železničního tunelu (obr. 5). Příběh obou gotthardských železničních tunelů je svědectvím velkého technického pokroku posledních 130 let, které je dělí od sebe, stejně jako houževnatosti a mistrovství švýcarských tunelářů.

První Gotthardský železniční (vrcholový) tunel na trase mezi Zürichem a Milánem byl otevřený v roce 1882, měří 15 km, je dvojkolejný, normálně rozchodný a spojuje stanice Göschen a Airolo. Nejvyšší bod tunelu je 1 151 m n. m. Stavba trvala 10 let (1871÷1881) a potýkala se s obrovskými technickými, finančními a bezpečnostními problémy. Mimo jiné si vyžádala téměř dvě stovky lidských životů. I proto je u nádražní budovy v Airolo památník pracovníkům, kteří zemřeli při stavbě. Tunel sice zruinoval své stavitele, ale banka, která byla pro jeho financování založena, přetrvala dodnes, je to známá Credit Suisse. Na staré trati je ve vrcholovém tunelu maximální povolená rychlost pro všechny druhy vlaků 80 km/h.

Druhý železniční Gotthardský tunel (báзовý) byl otevřený v červnu 2016 s uvedením do pravidelného provozu na konci téhož roku. Svou délkou 57,104 km se ocitl v čele žebříčku nejdelších tunelů světa, nejen železničních. Stavba je současně i nejhlubším tunelem světa, neboť cestující mají nad hlavou až 2 300 m hory. Tunel je navržený v uspořádání dvou jednokolejných tunelových

trub vzdálených od sebe standardně 40 m, ne však více než 70 m. V tunelu byly vyprojektovány dvě bezpečnostní stanice – Sedrun a Faido – v nichž je možný přejezd souprav do vedlejšího tubusu a umožňují také nouzové zastavení vlaku a evakuaci cestujících v případě poruchy. Příčné propojky mezi tunely jsou v maximální vzdálenosti 325 m, slouží pro umístění některých technologických zařízení a také jako evakuační únik z jedné trouby do druhé. Celkem jich je po trase rozmístěno 178. Severní portál je situovaný do oblasti Erstfeld (kanton Uri) 460 m n. m., jižní do oblasti Bodio (kanton Ticino) 312 m n. m. Tunel je navržený s vrcholovým zakružovacím obloukem, v němž koleje dosáhnou max. výše 549 m n. m. Pro zdárný průběh stavby bylo třeba vyřešit především způsob financování, a to pro Švýcarsky typicky referendem, dále logisticky zvládnout odvoz a uložení obrovského množství rubaniny a dopravu stavebního materiálu pro výstavbu tunelu a v neposlední řadě zajistit ekologickou a bezpečnou výstavbu a provozování tunelu. Ražba obou paralelních tubusů trvala dvanáct let a 2 500 ba-



Obr. 5 Luxusně vybavený mincovní dopis ke slavnostnímu otevření Gotthardského bázeového železničního tunelu. 2016 [sbírka autorů].

FDC je ofrankovaný složenou známkou s geometrií a geologií nejdelšího tunelu na světě se zdůrazněním jeho severního a jižního vstupu. Známkou je přerážena příležitostným razítkem s datem otevření 12. 5. 2016. Grafickým motivem obálky je kontrast dvou lokomotiv – historické parní před severním portálem starého vrcholového tunelu v Göschenen a moderního stroje projektu AlpTransit. Vložená medaile (stříbro + barevný smalt) má Ø 35 mm.

Fig. 5 Luxuriously equipped mint letter for the ceremonial inauguration of the Gotthard base railway tunnel. 2016 [authors' collection].

The FDC is franked with a compound postmark showing geometry and geology of the world's longest tunnel with emphasising its northern and southern entrances. The mark is stamped over with an occasional stamp with the date of the inauguration on May 12, 2016. The graphic motif of the cover is the contrast of two locomotives – a historic steam one in front of the northern portal of the old summit tunnel in Göschenen and the modern machine of the AlpTransit project. The inserted medal (silver) is 3mm in diameter.

rabů při ní vytěžilo cca 28 mil. t horniny, což se objemově vyrovná pěti Cheopským pyramidám. Celý podzemní systém spolu s přístupovými tunely a propojkami měří přes 150 km. Většina vyvezeného materiálu byla recyklována zpětně do betonu. Zbytek posloužil pro výstavbu tří rekreačních ostrůvků v nedalekém Luzernském jezeře. Přes veškerá opatření si stavba vyžádala devět lidských životů.

Cesta přes starý železniční tunel byla strmá a plná oblouků, nákladní vlaky ji mohly absolvovat pouze s připojením zvláštní lokomotivy. Gotthardský bázeový tunel však prochází horou v úpatí, proto zde nákladní vlaky mohou jezdit rychlostí až 160 km/h

a převážet více než dvojnásobnou hmotnost oproti starému tunelu. Osobní vlaky zde mohou jet dokonce rychlostí 250 km/hod. I díky tomu se doba cesty mezi Zürichem a Milánem po železnici zkrátila ze čtyř hodin na 160 minut.

Tunel Gran Sasso

Tunel Gran Sasso – obr. 6 – leží na dálnici A24 spojující Řím s Jaderským mořem přes stejnojmenný masiv v pohoří Abruzy. Jde fakticky o dva samostatné tunely, každý se dvěma jízdními pruhy a obousměrným provozem. Délka tunelu je uváděna 10 175 m. Stavba byla zahájena 14. 11. 1968, ale vzhledem k hospodářským potížím byly práce mezi lety 1975 až 1982 zcela zastavené. I proto byl tunel na východ (do Terama) otevřený až 1. 12. 1984, a to pouze pro jeden jízdni pruh. Postup výstavby spočíval v pilotním tunelu vyraženém trhavinami a posléze přibíraným TBM do konečného průřezu. Dne 14. 9. 1970 došlo ve Valle Fredda k průtrži vody a bahna do stroje, sice bez újmy pro raziče, ale s přerušением práce na téměř dva roky. Nicméně při ražbách na jiných místech tunelu přišlo za 25 let o život 11 pracovníků.

Současně se zahájením stavby druhého tunelu na západ (k L'Aquila) v roce 1982 započaly souběžné práce na podzemních laboratořích Italského národního institutu jaderné fyziky. Laboratoře, dokončené 1993, se nacházejí v hloubce cca 1 400 m pod masivem Gran Sasso, s přístupem z podzemní křižovatky v tunelu. Náklady na celý projekt tunelu Gran Sasso tak nakonec vzrostly z předpo-



Obr. 6 FDC – Jan Pavel II. v L'Aquila. Setkání se staviteli silničního tunelu Gran Sasso. 1980 [sbírka autorů].

FDC je ofrankovaná známkou věnovanou Italskému Červenému kříži a opatřenou příležitostným razítkem ke konané události s datem 30. 8. 1980. Hlavním grafickým motivem dopisu je Svatý otec ve skupině pracovníků s jižním portálem tunelu v pozadí.

Fig. 6 FDC – John Paul II in L'Aquila. Meeting with the builders of the Gran Sasso road tunnel. 1980 [authors' collection].

The FDC is franked with a postmark dedicated to the Italian Red Cross and provided with an occasional stamp for the event held on 30/8/1980. The main graphic motif of the letter is the Holy Father in a group of workers with the southern portal of the tunnel in the background.

kládaných 80 mld. ITL až na cca 1 700 mld. ITL (dnes asi 890 mil. €), tzn. více než 20x!

Jde o třetí nejdelší silniční tunel v Itálii (po tunelech Fréjus a Mt. Blanc) a nejdelší silniční nacházející se zcela na italském území. Současně jde o nejdelší tunel v Evropě se dvěma tubusy o dvou jízdniích pružích. Dálnice přes horu Grand Sasso dnes ale není příliš využívána, snad i proto byla trasa přejmenovaná na „Velkou vyhlídkovou dálnici národního parku Gran Sasso a Monti della Laga“ [8, 9].

Tunel pod kanálem La Manche

Soubor pohlednic s železničním tunelem pod kanálem La Manche byl uvedený a široce komentovaný v čísle 4/2020. Pro připomenutí jen krátce: ražba dnes třetího nejdelšího tunelu na světě byla zahájena v roce 1988. Dílo sestává ze dvou hlavních dopravních tunelů Ø 8,8 m vzdálených od sebe 30 m. Mezi nimi je vedený předražžený průzkumný tunel Ø 5,8 m, dnes sloužící jako servisní. Každých 375 m jsou tunely příčně propojené. Čistá délka podzemní trasy činí 50,45 km, z toho 37,9 km vede pod mořem, které je zde hluboké mezi 30 až 50 m. Z anglické strany bylo nasazeno

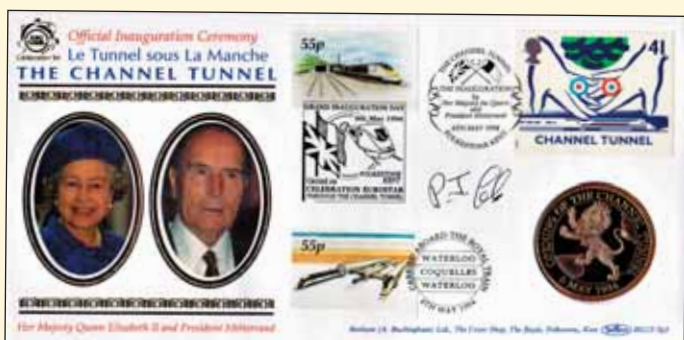


Obr. 7 Mincovní dopis k oficiálnímu otevření tunelu pod La Manche. 1994 [sbírka autorů].

Velký mincovní dopis (A5) je o frankovaný shodně dvěma britskými a dvěma francouzskými známkami k události, s razítky národních pošt (s datem 3. 5. 1994 – tj. tři dny před oficiálním zahájením provozu). Vložená je mince korunní kolonie Gibraltar (obecný kov? Ø 39 mm) s nominální hodnotou 2,8 ecus.

Fig. 7 Mint letter for the official commissioning of the Channel Tunnel. 1994 [authors' collection].

The large mint letter (A5) is franked identically with two British and two French postmarks for the event, with stamps of the national post offices (dated 3/5/1994 – i.e. three days before the official commencement of operation). A Crown Colony of Gibraltar coin is inserted (general metal? Ø 39mm) with the value of 2.8 ecus.



Obr. 8 Mincovní dopis k oficiálnímu otevření tunelu pod La Manche. 1994 [sbírka autorů].

Na mincovním dopisu (z limitované edice 5 000 ks) je královna Spojeného království Elisabeth II. a prezident Francie Mitterrand. List je o frankovaný třemi britskými známkami s příležitostnými razítky k velké události konané dne 6. 5. 1994. Vložená bronzová medaile Ø 38 mm má na aversu britského lva a na reversu galského kohouta. Bonusem je autogram p. Philipa Cole, „strojvedoucího“ první oficiální lokomotivy.

Fig. 8 Mint letter for the official commissioning of the Channel tunnel. 1994 [authors' collection].

The mint letter (from a limited edition of 5,000 pieces) features Queen Elisabeth II of the United Kingdom and French President Mitterrand. The sheet is franked with three British postmarks with occasional stamps for the great event held on 06/05/1994. The inserted bronze medal Ø 38mm has a British lion on the obverse and a Gaelic cock on the reverse. The autogram of Mr. Philip Cole, the „engine driver“ of the first official locomotive is a bonus.

šest otevřených štítů (po třech na podmořský a na pevninský úsek). Z Francie, ve složitějších podmínkách, postupovalo pět dvouplášťových zeminových štítů (EPB). První prorážka v servisním tunelu byla 1. 12. 1990. Tunel byl pro provoz otevřený 6. 5. 1994.

Stavební náklady v cenách roku 1985 byly plánované na 4,65 mld. GBP; byly však překročeny o 80 %. Při stavbě přišlo o život 10 pracovníků (někdy se udává 12), z nichž osm bylo Britů.

Ke stavbě tunelu bylo vydáno velké množství materiálů – odborných, upomínkových, propagačních i popularizačních. Je mezi nimi také řada FDC či mincovních dopisů – dva z nich jsou představené na obr. 7 a 8 [10].

Tunel Hokuriku

Tunel Hokuriku leží na hlavní železniční trati Hokuriku (japonsky: 北陸本線 „Hokuriku-honsen“). Trať je dlouhá 176,6 km a spojuje stanici Maibara v prefektuře Shiga se stanicí Kanazawa v prefektuře Ishikawa. Obsluhuje stejnojmenný region na severním pobřeží Honšú. Rozchod je 1 067 mm, standard na konvenčních tratích v Japonsku mimo vysokorychlostní tratě, s max. rychlostí 130 km/h. Původní železnice, provozovaná od roku 1913, byla jednokolejná; nedostatek přepravních kapacit při poválečné obnově země si vyžádal zlepšení sklonových a směrových poměrů i zdvoukolejnění. Ve třech velkých přeložkách je tak dnes trasa vedená v nové stopě.



Obr. 9.1 a 9.2 FDC doplňující emisi poštovní známky k otevření tunelu Hokuriku. 1962 [sbírka autorů].

Na „příbalovém“ lístku (obr. 9.2) jsou japonsky a anglicky uvedené parametry příležitostné poštovní známky. Hlavním motivem obálky je vlak vyjíždějící z portálu tunelu. Zajímavostí je přetisk v anglickém textu v záhlaví obrázku, posunující vydání obálky o tři měsíce vzhledem ke zpoždění stavby.

Figures. 9.1 and 9.2 The FDC supplementing the postmark issue to the inauguration of the Hokuriku Tunnel. 1962 [authors' collection]

On the „enclosure“ card (Fig. 9.2) there are parameters of the occasional postmark presented in Japanese and English. The main motif of the cover is a train emerging from the tunnel portal. An interesting feature is the overprint in the English text in the header of the picture, postponing the issue of the cover by three months due to a construction delay.

V rámci jedné z přeložek byl mezi Tsurugou a Imajo vybudovaný 13 870 m dlouhý tunel Hokuriku, kromě vysokorychlostní trať Shinkansen nejdelší v Japonsku a šestý nejdelší vůbec. Tunelová přeložka byla otevřená 10. 6. 1962 již jako dvoukolejná a elektrifikovaná (obr. 9.1 a 9.2). Její stavba trvala 4,5 roku, když tunel byl ražený ještě klasickou Rakouskou soustavou – tzv. „moderní“, ale již s inovativním použitím ocelových prvků ponechaných v betonovém ostění, což eliminovalo nebezpečné odstraňování dřevěných podpěr a práce byly obecně efektivnější a bezpečnější. Ocelové podpěry také zajistily širší pracovní prostor a umožnily ražbu dvojkolejného tunelu. Došlo i k pokusům o plný profil (full-face tunnelling). Metoda použitá při stavbě tunelu Hokuriku se spodní klenbou byla posléze přijatá jako standardní pro japonskou složitou geologii a používaná i pro dlouhé dvojkolejné tunely sítě Shinkansen.

Dne 6. 11. 1972 začal v tunelu Hokuriku hořet pozdní noční vlak „Kitaguni“ směřující z Ósaky do Aomori. Při neštěstí zahynulo 30 lidí včetně jednoho člena posádky a 714 cestujících bylo zraněno. Mrtvé přitom nezahubil oheň, ale otrava CO₂. Vyšetřování ukázalo na pochybení v nedostatečné protipožární ochraně a v předpisech nařizujících v případě požáru zastavit vlak v tunelu [11, 12].

Sydney – přístavní tunel

Pohlednice s tímto objektem byla představená již v TUNELU 4/2017. Opět pro připomenutí: přes přístav v Sydney vedou dvě dvoupruhové trouby silničního tunelu. Účelem stavby bylo snížení dopravního zatížení známého mostu (Sydney Harbour Bridge). Délka tunelu je 2 260 m a stavbu lze rozdělit na tři konstrukční části: hloubené rampy – severní délky 900 m a jižní délky 400 m a střední 960 m dlouhý naplavaný úsek. Podmořská sekce usazená v hloubce 25 m pod hladinou do předem provedené rýhy sestává z osmi prefabrikovaných naplavených dílů, které byly postaveny v Port Kembla, cca 100 km od Sydney. Tunel byl otevřený 30. 8. 1992 – obr. 10.



Obr. 10 FDC ke slavnostnímu otevření Sydney Harbour Tunnel. 1992 [sbírka autorů].

Příležitostná razítka nesou datum až 10. 9. 1992? FDC je ofrankovaná dvojitou známkou k otevření tunelu, známkou se siluetou světoznámé opery v Sydney a známkou s přístavem Sydney a dále je opatřena hologramem s č. 0020. Obálka byla odeslána leteckou poštou do Prahy 29. 8. 1992, tj. jeden den před oficiálním otevřením tunelu.

Fig. 10 The FDC for the ceremonial commissioning of the Sydney Harbour Tunnel. 1992 [authors' collection].

Occasional stamps are dated up to 9/10/1992? The FDC is franked with a double postmark with the silhouette of the world-famous Sydney Opera House and a Sydney Harbour postmark, and is also provided with a hologram with the number 0020. The cover was sent by air mail to Prague on August 29, 1992, i.e. one day before the official inauguration of the tunnel.

Náklady na projekt činily 554,25 mil. AUS \$. V roce 2008 projelo tunelem cca 90 000 vozidel za den. Od roku 2009 je tranzit zpoplatněný, podle denní doby 2,50 až 4 AUS \$ [13].

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
Ing. MILAN MAJER,
Ing. RICHARD SVOBODA, Ph.D.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ZIMEK, P. *Z historie železničních tunelů*. 1. vyd. Praha: ČD, ?, 32 s.
- [2] KOVÁRI, K. DESCOEUDRES, F. – editors: *Tunnelling Switzerland*. 2. vyd. Zürich. Swiss Tunnelling Society. 2002
- [3] Seelisberg Tunnel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < Seelisberg Tunnel – Wikipedia >
- [4] Gotthard Road Tunnel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < Gotthard Road Tunnel – Wikipedia >
- [5] Ceremony marks start of second Gotthard tunnel construction [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < Ceremony marks start of second Gotthard tunnel construction – SWI swissinfo.ch >
- [6] Gotthardský tunel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < <https://www.xsvycarsko.cz/gotthardsky-tunel/> >
- [7] Nejdelší železniční tunel světa se otevřel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/nejdelsi-zeleznicni-tunel-sveta-se-otevrel/> >
- [8] Traforo del Gran Sasso [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < Traforo del Gran Sasso – Wikipedia >
- [9] The Gran Sasso Highway Tunnel: the story and project of Europe's longest double-barrel tunnel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < Gran Sasso Highway Tunnel: The Project & Story – We Build Value >
- [10] Channel Tunnel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < https://en.wikipedia.org/wiki/Channel_Tunnel >
- [11] Hokuriku Main Line [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < https://en.wikipedia.org/wiki/Hokuriku_Main_Line >
- [12] A History of Railways Tunnels in Japan [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < <https://www.ejrcf.or.jp/jrtr/jrtr66/pdf/38-51.pdf> >
- [13] Sydney Harbour Tunnel [online]. [cit. 2022-06-25]. Dostupné na internetu < https://en.wikipedia.org/wiki/Sydney_Harbour_Tunnel >

VÝROČÍ ANNIVERSARIES

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSC. PĚTASEDMDEŠÁTNIKEM PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSC. SEVENTY-FIVE YEARS OLD

V době, kdy čtete toto číslo časopisu Tunel, bude již mít prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc., oslavu svých krásných 75. narozenin za sebou. Narodil se 19. června 1947 v jižních Čechách, na které stále rád vzpomíná a kam se i často vrací.

Jako absolvent Českého vysokého učení technického začal pracovat v oboru slaboproudé elektrotechniky a největších úspěchů v této profesi dosáhl ve Vojenském výzkumném ústavu. Ačkoliv součástková základna byla tehdy velmi omezená, tak spolu se svým kolektivem dovedl do stadia výroby tehdy špičkové akustické zařízení, které je dnes k vidění v Muzeu pozemního vojska v Lešanech.

Po roce 1990 se začal věnovat automatizaci a takovým zlomovým bodem v jeho dalším profesním směřování byla projekce a výstavba technického vybavení Strahovského automobilového tunelu v Praze, především systém řízení dopravy. Začal se více zajímat o interakce mezi dopravou a technickým vybavením, analyzovat zkušenosti získané při uvádění do provozu a odsud už byl jen krok k jeho dlouholetému působení na ČVUT – Fakultě dopravní. Pedagogická činnost a souběžné působení ve funkci technického ředitele projekční a realizační firmy ELTODO mu poskytly výchozí podmínky pro jeho další činnosti v oblastech dopravy, které zahrnují oblast legislativy, vypracování do té doby chybějících předpisů pro technické vybavení tunelových staveb, které platí dodnes, i zapojení do standardizačních procesů v České republice i v zahraničí. Obor „telematika“ by se bez jeho přičinění určitě nedostal do pozice základního stavebního prvku silniční dopravy. I při tomto značném pracovním vytížení si vždy našel čas na mezinárodní prezentaci České republiky v oblasti dopravy a nezanedbával ani pedagogickou činnost, jak si jistě vzpomenou dnes již stovky jeho žáků, a to nejen v České republice. Nelze opominout ani jeho působení v redakční radě časopisu Tunel v letech 1997 až 2016. Na světové konferenci vždy vozil několik výtisků tohoto reprezentačního časopisu.

Má i štěstí, že v tomto oboru pokračuje i jeho syn Ondřej.

Všech úspěchů dosáhl Pavel Příbyl svou pílí a pracovním nasazením, ale bez jednoho člověka by se mu to určitě nepodařilo a je třeba ho jmenovat. Tím je jeho manželka Marie, která mu vždy poskytovala potřebné zázemí pro jeho práci.

Co přát oslavenci závěrem? Je vidět, že vše se mu dařilo i dále, tak snad pouze pevné zdraví, dobré červené víno a chuť pustit se do řešení ještě nějakých dostatečně neprobádaných oblastí vědění.

*Ing. JIŘÍ ŠTEFAN,
Stefan.J@eltodo.cz, ELTODO, a.s.*



By the time you are reading this issue of TUNEL journal, the celebration of Prof. Pavel Příbyl, CSc.'s beautiful 75th birthday will be over. He was born on June 19, 1947 in South Bohemia, which he still fondly remembers and where he often returns.

As a graduate of the Czech Technical University, he started working in the field of low-current electrical engineering. He achieved his greatest success in this profession at the Military Research Institute. Although the component base was very limited at the time, he, together with his team, brought to the stage of production the at that time top acoustic equipment, which can be seen today in the Museum of Ground Forces in Lešany.

After 1990, he began to devote himself to automation, and a turning point in his further professional focus was the design and construction of technical equipment for the Strahov automobile tunnel in Prague, especially the traffic control system. He became more interested in the interactions between transportation and technical equipment, analysing the experience gained during commissioning, and from there it was only a step to his long-term work at the CTU – Faculty of Transportation Sciences. Pedagogical activity and concurrent work in the position of technical director of the design and implementation company ELTODO provided him with the starting conditions for his further activities in the areas of transportation, which cover the area of legislation, the development of regulations for technical equipment of tunnel structures that were missing until then and which are still valid today, as well as involvement in standardisation processes in the Czech Republic and abroad. The field of „telematics“ would certainly not have reached the position of a basic construction element of road transportation without his contribution. Even with this considerable workload, he always found time for the international presentation of the Czech Republic in the field of transportation and did not neglect his teaching activities, as today already hundreds of his pupils will surely remember, and not only in the Czech Republic. Neither his work on the editorial board of TUNEL journal between 1997 and 2016 can be overlooked. He always carried several copies of this representative journal to world conferences.

He is also lucky that his son Ondřej is also continuing in this field.

Pavel Příbyl achieved all his successes with his diligence and work commitment, but without one person he certainly would not have succeeded and the person needs to be named. It is his wife Marie. She has always provided the background necessary for his work.

What should we wish Prof. Příbyl in conclusion? It can be seen that everything went well and is going well, so perhaps only good health, good red wine and the desire to tackle some still insufficiently explored areas of knowledge.

*Ing. JIŘÍ ŠTEFAN,
Stefan.J@eltodo.cz, ELTODO, a.s.*

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ A SLOVENSKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

VALNÉ SHROMÁŽDĚNÍ CZTA ITA-AITES GENERAL ASSEMBLY OF CZTA ITA-AITES

The General Assembly of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association was held on Wednesday June 8. The meeting was opened and managed by the chairman of the CzTA, Ing. Ivan Hrdina. At the beginning, commemorative medals of the CzTA were presented. The commemorative medals were received by Ing. Libor Mařík, Ing. Jaroslav Němeček and Ing. Ivan Hrdina. Ing. Hrdina informed the CzTA members about the activities of the association since the last session of the General Assembly. This was followed by Economy Report of the association. It was presented by Ing. Václav Soukup. In 2021, the association again achieved a favourable result. Ing. Markéta Prušková, Ph.D., familiarised those present with the association's activity plan for 2022. The current status of CzTA working groups was informed about by doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D. Prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. briefly informed about the preparation of the Underground Construction Prague 2023 conference. The conference is planned for May 29 to 31, 2023, essential information is available on the conference website www.psp Praha.cz. The session continued with the evaluation of the student competition for the best diploma thesis in the field of underground construction for the year 2021. The first place was won by Ing. Michal Bernard from FAST VŠB TU-Ostrava with the topic of *Optimisation of driving metro tunnels in Stockholm*. The second place belongs to Ing. Filip Vnenčák from FAST VŠB TU-Ostrava, who participated in the competition with a diploma thesis on the topic *Interaction of the primary tunnel lining*

with the rock mass in relation to the load on the secondary lining. Ing. Kateřina Kratochvílová from the Faculty of Civil Engineering of the CTU in Prague took the third place. In her diploma thesis, she focused on *The influence of input parameters on the numerical model of the Hlávkův Bridge utility tunnel.*

Valné shromáždění České tunelářské asociace ITA-AITES se konalo ve středu 8. června 2022 v hotelu Olšanka, Táborská 23, Praha 3. Jednání zahájil a řídil předseda CzTA Ing. Ivan Hrdina.

Na začátku jednání tradičně proběhlo předání pamětních medailí CzTA, pamětní medaili obdržel Ing. Libor Mařík (obr. 1 vlevo), Ing. Jaroslav Němeček (obr. 1 vprostřed) a Ing. Ivan Hrdina (obr. 1 vpravo). Pro poslední dva jmenované bylo, předpokládáme, udělení medaile překvapením.

Ing. Hrdina dále tradičně informoval členy CzTA o činnosti asociace od minulého zasedání valného shromáždění, kdy pokračovalo vydávání časopisu Tunel. Tunelářská odpoledne (do současnosti jich asociace uspořádala již 40) se podařilo konat nejenom on-line, ale i prezenčně.

Dalším bodem jednání byla zpráva o hospodaření asociace, kterou přednesl Ing. Václav Soukup. V roce 2021 dosáhla asociace opět příznivého výsledku, kdy její hospodaření skončilo ziskem (bylo to způsobeno převážně stále ještě omezenou možností konat běžné akce). Dále byli přítomní seznámeni s návrhem rozpočtu asociace na



Ing. Libor Mařík Ing. Libor Mařík

Obr. 1 Předávání pamětních medailí CzTA

Fig. 1 Handing over commemorative medals of the CzTA



Ing. Libor Mařík Ing. Libor Mařík

Obr. 2 Ocenění studenti – od leva Ing. Bernard, Ing. Vnenčák a Ing. Kratochvílová

Obr. 2 Recognised students – pictured left to right – Ing. Bernard, Ing. Vnenčák and Ing. Kratochvílová

rok 2022. Tento rok zatím běží všechny akce obvyklým způsobem, doufejme, že tomu tak bude i do konce roku. Proto však rozpočet počítá se ztrátou, která bude dotována ze zisku minulých let.

Ing. Markéta Prušková, Ph.D., obeznámila přítomné s plánem činnosti asociace na rok 2022, jedná se zejména o přípravu časopisu Tunel a pořádání Tunelářských odpolední. Odborný zájezd se pro rok 2022 plánuje na Slovensko, na tunely v okolí Prešova. Dále je plně rozbehla příprava konference Podzemní stavby Praha. O současném stavu pracovních skupin CzTA, kdy činnost některých z nich je utlumená, informovala následně doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.

Poté vystoupil prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D., se stručnou informací o přípravě konference Podzemní stavby Praha 2023. Konference je plánována na dny 29. až 31. května 2023 v kongresovém centru hotelu Clarion, na základě kladných zkušeností se společenský večer uskuteční opět v Břevnovském klášteře. Příjem abstraktů je umožněn do konce září tohoto roku, další termíny a podstatné informace jsou obsaženy na webových stránkách konference www.psp Praha.cz.

Zasedání pokračovalo vyhodnocením studentské soutěže o nejlepší diplomovou práci z oboru podzemního stavitelství za rok 2021.

První místo získal Ing. Michal Bernard z FAST VŠB TU-Ostrava s tématem *Optimalizace ražeb tunelů metra ve Stockholmu* (školicitel doc. Vojtasík). Druhé místo patří Ing. Filipu Vnenčákovi z FAST VŠB TU-Ostrava, který se účastnil soutěže s diplomovou prací na téma *Interakce primárního tunelového ostění s horninovým masivem ve vztahu k zatížení sekundárního ostění* (školicitelka doc. Hrubešová). Třetí místo obsadila Ing. Kateřina Kratochvílová z FSv ČVUT v Praze. Ve své diplomové práci se zaměřila na *vliv vstupních parametrů na numerický model kolektoru Hlávčův most* (školicitel doc. Pruška). Všem oceněným poblahopřál a předal cenu předseda CzTA Ing. Ivan Hrdina.

Část zasedání zaměřená na odbornou tematiku tentokrát byla dost netradiční. Ing. Petr Hybský ze společnosti Metrostav a.s. připravil přednášku na téma *Trochu jiné tunelování* – o vizích Elona Muska o budoucnosti podzemních staveb, jak by mělo vypadat efektivní tunelování podle jeho představ.

Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
pruskova@ita-aies.cz, generální sekretář CzTA

NOVÉ TECHNICKÉ PODMIENKY TP 099 PROTIPOŽIARNA BEZPEČNOSŤ CESTNÝCH TUNELOV

THE NEW TECHNICAL SPECIFICATION TP 099 FIRE SAFETY OF ROAD TUNNELS

At the beginning of June 2022, the new Technical Specification TP 099 Fire Safety of Road Tunnels became applicable to the Slovak Republic. The TP was prepared by the Slovak Road Administration and issued by the Ministry of Transport and Construction of the Slovak Republic after several years of preparation, which included tunnel design specialists from as well as the Presidium of Fire and Rescue Corps of the Ministry of the Interior of the Slovak Republic. TP 099 applies to all newly designed road tunnels in the Slovak Republic. They also apply to a reasonable extent to existing tunnels, namely to the extent defined by the relevant ministries.

Začiatkom júna 2022 nadobudli platnosť nové technické podmienky TP 099 *Protipožiarna bezpečnosť cestných tunelov* platné pre Slovenskú republiku. TP pripravila Slovenská správa ciest a vydalo Ministerstvo dopravy a výstavby SR po niekoľkoročnej príprave, do ktorej boli zapojení špecialisti na projektovanie tunelov z viacerých spoločností, ako aj Prezídium hasičského a záchranného zboru Ministerstva vnútra SR. TP 099 platia pre všetky novonavrhované cestné tunely v SR. Platia v primeranej miere aj pre existujúce tunely, a to v rozsahu vymedzenom príslušnými ministerstvami.

Hlavným autorom TP je Ing. Ján Dekánek, ktorý pre čitateľov časopisu Tunel pripravil stručnú informáciu o obsahu nových TP a hlavných aspektoch navrhovania požiarnej bezpečnosti pre cestné tunely v Slovenskej republike.

Azda najzásadnejším je umožnenie návrhu a realizácie nielen cementovej vozovky, ako tomu bolo doposiaľ, ale aj vozovky z asfaltových a asfalto cementových zmesí. Povolená je trieda reakcie na oheň A₂-s1 podľa STN EN 13501-1. Na chodníky sa povoľuje navrhovať okrem betónu aj asfaltová a asfalto cementová zmes s triedou reakcie najviac B₂-s1. Tieto zmesi sa povoľujú v tuneloch I. aj II. kategórie (pozri čl. 4.1 a 4.2 TP 099) pri akejkoľvek dĺžke tunelových rúr.

V TP 099 sú vymedzené druhy priestorov, ktoré musia tvoriť samostatný požiarne úsek. To platí pre priestory v tuneli i pre prie-

story v objektoch mimo tunela, spravidla pre portálové budovy. Pre niektoré z nich je priamo v TP 099 určené požiarne riziko.

Požiarne odolnosť bežných stavebných (požiarnych) konštrukcií sú klasifikované podľa normovej teplotnej krivky podľa STN EN 13501-2. Výnimku tvorí vodorovná konštrukcia oddeľujúca vetrací kanál od tunelovej rúry umiestnený pod stropom tunelovej rúry. Pre túto konštrukciu je v TP 099 zadaná vlastnosť R_{mod} hodnotená v súlade s čl. 4.1 STN EN 13501-2 podľa modifikovanej uhlíkovodíkovej krivky a ďalších kritérií uvedených v čl. 8.3.9 TP 099.

Pre bezpečnostné značenie sa umožňuje v širokom rozmedzí používať značky z STN EN ISO 7010, napríklad značky č. E033 a E034 pre označenie vodorovne posuvných dvier na únikových cestách, značka F005 pre tlačidlový hlásič EPS atď. Okrem toho je navrhnutý piktogram pre nadzemný požiarne hydrant, ktorého tvar je uvedený vo vzorových listoch VL 5, ktoré bolo potrebné revidovať z titulu nadobudnutia účinnosti TP 099.

V tunelových rúrach a núdzových zálivoch sa umožňuje navrhovať vodné stabilné hasiace zariadenie (SHZ) za podmienok, ktoré vymedzuje TP 099. Návrh SHZ nie je viazaný na žiadne parametre tunela, ale závisí od analýzy rizík a od záveru bezpečnostnej dokumentácie s prihliadnutím na ekonomickú efektívnosť takéhoto zariadenia.

Veľký dôraz sa v TP 099 kladie na trvalú dodávku elektrickej energie, t.j. na zásobovanie elektrických zariadení, ktoré musia byť v činnosti počas požiaru. Určujú sa najmä požiadavky na zdroje elektrickej energie, na káblové trasy a na elektrické rozvádzače.

Novou požiadavkou PBS je povinnosť preukazovania vlastností požiarne odolnosti konštrukcií a požiarne odolnosti zariadení. V TP 099 sú uvedené, že zhotoviteľ požiarnej konštrukcie je povinný písomnou formou vyhotoviť jej osvedčenie, ktoré pozostáva z dokumentov vymenovaných v čl. 23.3.2 TP099. Vlastnosti požiarne odolnosti zariadení vymenovaných v čl. 23.4.2 sa osvedčujú ich funkčnou skúškou.

Ing. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, STA



Progress Enablers



ŽS
OHLA

3G

PRAGUE

CONSULTING
ENGINEERS

LET'S GO AHEAD



REKONSTRUKCE ADAMOV - BLANSKO



HPP KARGI - TURECKO



METRO D - PRAHA



SEMMERING - RAKOUSKO



KORALM - RAKOUSKO



HPP SHUAGHEVI - GRUZIE