

Tu nel

č. 1
2016

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





Již 90 let spolehlivý partner
při přípravě a realizaci staveb

ARCADIS CZ a.s., divize Geotechnika
nabízí investorům, projektantům, zhotovitelům

Komplexní řešení geotechnických problémů

- inženýrskogeologické, stavební a geotechnické průzkumy
- numerické modelování a stabilitní výpočty
- projektování, řízení a realizace geotechnických staveb
- odborné geotechnické konzultace, supervize a stavební dozor
- geotechnický monitoring a řízení rizik
- laboratorní a terénní zkoušky

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

OBSAH

Editorial:

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., předseda redakční rady časopisu Tunel	1
Úvodníky:	
Mgr. Lucie Bohátková, ředitelka divize Geotechnika, ARCADIS CZ a.s.	2
Ing. Martin Höfler, ředitel a předseda představenstva PUDIS a.s.	3
Tunel Prešov – interpretácia výsledkov inžinierskogeologického prieskumu	
Mgr. Michal Kubiš, Ph.D., Ing. Jozef Majerčák, Mgr. Jana Copláková, RNDr. Anna Grenčíková, GEOFOS, s.r.o.	4
Úloha geotechnického monitoringu a inženýrskogeologické dokumentace v rámci výstavby tunelu Považský Chlmec	
Mgr. Jiří Tlamsa, Mgr. Anna Vojtěchovská, Ph.D., ARCADIS CZ a.s.	13
Tunel Turecký vrch – sanácia krasových javov	
RNDr. Tomáš Molčan, Mgr. František Teták, Ph.D., GEOFOS, s.r.o.	24
Geotechnický monitoring pro část stoky CO3 raženou mikrotunelováním pod Královskou zahradou Pražského hradu	
Mgr. Libor Síl, Mgr. Pavel Tůma, RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., PUDIS a.s.	29
Poznátky z inženýrskogeologického průzkumu pro tunel Radlice	
RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., Mgr. Libor Síl, Mgr. Pavel Tůma, Ing. Boleslav Březina, PUDIS a.s.	40
Zjištění napjatosti horninového masivu metodou odlehčení štolou pro první podtunelování řeky Vltavy metrem v roce 1973	
Ing. Jiří Hudek, CSc., PUDIS a.s.	51
Příklad plasticitního posouzení dluhí ocelové výztuže obdélníkové stavební šachty podle ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3 s využitím stabilitního výpočtu	
doc. Dr. Ing. Jakub Dolejš, Ing. Michal Sedláček, Ph.D., Ko-Ka s.r.o.	61
Fotoreportáž zo slávnostného otvorenia diaľničného úseku D1 Jánovce – Jablonov, II. úsek s tunelom Šibeník	
Fotoreportáž z konferencie Tunely a podzemné stavby 2015 v Žiline	73
Fotoreportáž ze slavnostní prorážky jižní tunelové trouby tunelu Považský Chlmec 28. ledna 2016	
Ze světa podzemních staveb	80
Zprávy z tunelářských konferencí	82
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice	83
Výročí	88
Z historie podzemních staveb	93
Zpravodajství České tunelářské asociace	96
Bibliografie	98

REDAKČNÍ RADA/EDITORIAL BOARD

Čeští a slovenští členové / Czech and Slovak members

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – Stavební fakulta ČVUT v Praze (předseda/Chairman)
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. – GEOTest, a.s.
Ing. Miloslav Frankovský – TERRAPROJEKT, a.s.
doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. – 3G Consulting Engineers, s.r.o.
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. – VUT Brno, FAST
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D. – VŠB-TU Ostrava
RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D. – PUDIS a.s.
Ing. Viktória Chomová – STA
Ing. Jan Korejčík – Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
Ing. Ján Kušnir – REMING CONSULT a.s.
Ing. Libor Mařík – HOCHTIEF CZ a.s.
Ing. Miroslav Novák – METROPROJEKT Praha a.s.
doc. Dr. Ing. Jan Pruška – Stavební fakulta ČVUT v Praze
prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODO, a.s.
Ing. Boris Šebesta – METROSTAV a.s.
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AVČR v.v.i.
Ing. Pavel Šourek – SATRA, spol. s r.o.

VYDAVATEL

Česká tunelářská asociace a Slovenská tunelárska 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

Dělnická 12, 170 00 Praha 7, tel.: +420 702 062 610
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Vedoucí redaktor: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Odborní redaktori: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Pavel Šourek, RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Grafické zpracování: DTP Martin Pek, nám. T. G. Masaryka 737, 290 01 Poděbrady
Tisk: H.R.G. spol. s r.o., Litomyšl
Foto na obálce: Pohled na závěs štítu z raženého tunelu Ejpvovice (foto Ing. Jiří Junek)

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:

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., the Chairman of the Editorial Board	1
Mgr. Lucie Bohátková, Director of Division Geotechnika, ARCADIS CZ a.s.	2
Ing. Martin Höfler, Director and Chairman of the Board of Directors, PUDIS a.s.	3
Prešov Tunnel – Interpretation of Results of Engineering Geological Exploration	
Mgr. Michal Kubiš, Ph.D., Ing. Jozef Majerčák, Mgr. Jana Copláková, RNDr. Anna Grenčíková, GEOFOS, s.r.o.	4
Geotechnical Monitoring and Engineering Geological Documentation in the Považský Chlmec Tunnel Construction Process	
Mgr. Jiří Tlamsa, Mgr. Anna Vojtěchovská, Ph.D., ARCADIS CZ a.s.	13
Turecký Vrch Railway Tunnel – Treatment of Karst Area	
RNDr. Tomáš Molčan, Mgr. František Teták, Ph.D., GEOFOS, s.r.o.	24
Geotechnical Monitoring for the Part of Sewer CO3 Driven under Královská Zahrada Garden of Prague Castle Using Microtunnelling	
Mgr. Libor Síl, Mgr. Pavel Tůma, RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., PUDIS a.s.	29
Knowledge from Engineering Geological Survey for Radlice Tunnel	
RNDr. Radovan Chmelař Ph.D., Mgr. Libor Síl, Mgr. Pavel Tůma, Ing. Boleslav Březina, PUDIS a.s.	40
Determination of Rock Massif State of Stress Using the Stress-Relief Gallery Method for the First Passage of Metro Tunnels Under the Vltava River in 1973	
Ing. Jiří Hudek, CSc., PUDIS a.s.	51
Example of Plasticity Assessment of Steel Colliery Support of a Rectangular Construction Shaft According to CSN EN 1993-1-1 Eurocode 3 Using a Stability Calculation	
doc. Dr. Ing. Jakub Dolejš, Ing. Michal Sedláček, Ph.D., Ko-Ka s.r.o.	61
Picture Report from the Inauguration Ceremony at the Jánovce – Jablonov Section of the D1 Motorway, Stretch No.2 with the Šibeník Tunnel	
Picture Report from the Conference Tunnels and Underground Construction Žilina 2015	73
Picture Report from Ceremonial Breakthrough of the Southern Tube of Považský Chlmec Tunnel on 28th January 2016	
The World of Underground Constructions	80
News from Tunnelling Conferences	82
Current News from the Czech and Slovak Underground Construction	83
Anniversaries	88
From the History of Underground Constructions	93
Czech Tunnelling Association ITA-AITES Report	96
Bibliography	98

Ing. Václav Veselý – ARCADIS CZ a.s.
Ing. Ondrej Vida – SKANSKA SK, a.s.
Ing. Jan Vintera – Subterra a.s.
Ing. Jaromír Zlámal – POHL CZ, a.s.
CzTA ITA-AITES: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

Zahraniční 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. John A. Hudson – IMPERIAL COLLEGE, UK
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. Ove Stephansson – GFZ Potsdam, Germany
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 and obligatory issues for 35 libraries and other subjects

OFFICE

Dělnická 12, 170 00 Praha 7, tel./fax: +420 266 793 479
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Editor-in-chief: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Technical editors: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Pavel Šourek, RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: DTP Martin Pek, nám. T. G. Masaryka 737, 290 01 Poděbrady
Printed: H.R.G. spol. s r.o., Litomyšl
Cover photo: A view of the TBM trailing gear from the mined Ejpvovice tunnel (photo courtesy of Jiří Junek)

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

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

CZTA:

Čestní členové:

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

Členské organizace:

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

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

ARCADIS CZ a.s.
Geologická 4/988
152 00 Praha 5

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

BASF Stavební hmoty
Česká republika s.r.o.
K Májovu 1244
537 01 Chrudim

Stavební fakulta ČVUT v Praze
Thákurova 7
166 29 Praha 6

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

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

Energie - stavební a báňská a.s.
Vašíčkova 3081
272 04 Kladno

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-Záběhlce

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.
Na Moráni 3/360
128 00 Praha 2-Nové Město

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

MAPEI, spol. s r.o.
Smetanova 192/33
772 11 Olomouc

METROPROJEKT Praha a.s.
I. P. Pavlova 1786/2
120 00 Praha 2

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

OHL ŽS, a.s.
Burešova 938/17
602 00 Brno-Veveří

POHL cz, a.s.
Nádražní 25
252 63 Roztoky u Prahy

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

Promat s.r.o.
V. P. Čkalova 22/784
160 00 Praha 6

PROMINECON CZ a.s.
Revoluční 25/767
110 00 Praha 1

PUDIS a.s.
Nad vodovodem 2/3258
100 31 Praha 10

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
Čerčanská 12
140 00 Praha 4

SAMSON PRAHA, spol. s r. o.
Týnská 622/17
110 00 Praha 1

SATRA, spol. s r.o.
Sokolská 32
120 00 Praha 2

SIKA CZ, s.r.o.
Bystřická 1132/36
624 00 Brno

SMP CZ, a.s.
Pobřežní 667/78
186 00 Praha 8

SPRÁVA ÚLOŽIŠŤ
RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ
Dlážděná 1004/6
110 00 Praha 1-Nové Město

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

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

SŽDC, s. o.
Dlážděná 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.
Bezová 1658
147 01 Praha 4

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

STA:

Čestní členovia:

doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc.
Ing. Jozef Frankovský
prof. Ing. František Klepsatel, CSc.
Ing. Juraj Keleši

Členské organizácie:

ALFA 04, a. s.
Jašíkova ul. 6
821 03 Bratislava

AMBERG Engineering Slovakia, s. r. o.
Somolíckého 819/1
811 06 Bratislava

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

BASF Slovensko, s. r. o.
Prievozská 2
821 09 Bratislava

BASLER & HOFMANN SLOVAKIA,
s. r. o.
Panenská 13
811 03 Bratislava

DOPRASTAV, a. s.
Drieňová ul. 27
826 56 Bratislava

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

GEOCONSULT, spol. s r. o.
Miletičova 21
P.O.BOX 34
820 05 Bratislava

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

GEOSTATIK spol. s r. o.
Kragujevská 11
010 01 Žilina

HOCHTIEF CZ a.s.
org. zložka Slovensko
Miletičova 23
821 09 Bratislava

HYDROBETÓN, s. r. o.
Stavitel'ská 3
831 04 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

MAPEI SK, s. r. o.
Nádražná 39
900 28 Ivanka pri Dunaji

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

NÁRODNÁ DIAĽNIČNÁ
SPOLOČNOSŤ, a. s.
Mlynské nivy 45
821 09 Bratislava

Niedax, s.r.o.
Pestovateľská 6
824 04 Bratislava

OBO Bettermann s.r.o.
Viničnianska cesta 13
902 01 Pezínok

OHL ŽS, a.s., o.z.
Furmanská 8
841 03 Bratislava 47

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

PUDOS PLUS, spol. s r. o.
Račianske Mýto 1/A
839 21 Bratislava 32

PRÍRODOVEDECKÁ FAKULTA UK
Katedra inžinierskej geológie
Mlynská dolina G
842 15 Bratislava

REMING CONSULT, a. s.
Trnavská cesta 27
831 04 Bratislava

RENESCO, a. s.
Panenská 13
811 03 Bratislava

SIKA SLOVENSKO, spol. s r. o.
Rybničná 38/e
831 06 Bratislava

SKANSKA SK, a. s.
Závod Tunely
Košovská cesta 16
971 74 Prievidza

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST
Miletičova ul. 19
826 19 Bratislava

SLOVENSKÉ 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 61/A
825 18 Bratislava

STU, Stavebná fakulta
Katedra geotechniky
Radlinského 11
813 68 Bratislava

TAROSI c.c., s.r.o.
Slávičie údolie 106
811 01 Bratislava

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

TERRAPROJEKT, a. s.
Podunajská 24
821 06 Bratislava

TUBAU, a. s.
Bytčická 89
010 09 Žilina

TuCon, a. s.
K cintorínu 63
010 04 Žilina - Bánová

TUNGUARD, s.r.o.
Osloboditeľov 120
044 11 Trstené pri Hornáde

URANPRES, spol. s r. o.
Fraňa Kráľa 2
052 80 Spišská Nová Ves

ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV
Watsonova ul. 45
043 53 Košice

VÁHOSTAV-SK, a. s.
Hlinská 40
010 18 Žilina

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 technológií a manažmentu stavieb
Univerzitná 8215/1
010 26 Žilina

Vážené čtenářky, vážení čtenáři,

s prvním letošním číslem našeho časopisu se k vám dostává výtisk svým způsobem jubilejní. Časopis TUNEL, jedna z významných a trvalých aktivit České tunelářské asociace a Slovenskej tunelárskej asociácie ITA-AITES má výročí – číslem 1/2016 se otvírá 25. ročník jeho vydávání. TUNEL poprvé spatřil světlo světa v prvním čtvrtletí roku 1992 jako zpravodaj Československého tunelářského komitétu ITA-AITES, s podtitulem „Podzemní stavby (vývoj, výzkum, projektování, realizace)“. Bezprostředně navazoval na svého úspěšného předchůdce, kterým byl zpravodaj čs. tunelářského komitétu METRO.



Téměř sto dosud vydaných čísel TUNELU čtenářům poskytlo z oblasti podzemního stavitelství obrovské množství odborných informací z našich zemí i ze zahraničí. Jako předseda stávající redakční rady si dovoluji vyslovit upřímný dík všem minulým i současným přispěvatelům, členům redakční rady i technickým pracovníkům za jejich obětavý přínos k vysoké odborně-edukační i formální kvalitě TUNELU, která nepochybně zvýšila mezinárodní povědomost o velmi dobré úrovni podzemního stavitelství v České a Slovenské republice.

Během své dvacetipětileté existence prodělal TUNEL řadu vesměs pozitivních změn formálních, organizačních i personálních. Zájemcům o jejich podrobný výčet doporučuji článek uvnitř tohoto jubilejního čísla od autorů nejlépe obeznámených s historií vydávání TUNELU – Ing. Karla Matznera, Ing. Miloslava Novotného a Ing. Markéty Pruškové, Ph.D.

Svoje čtvrtletní mini výročí prožil 19. 12. 2015 i Tunelový komplex Blanka a nutno konstatovat, že velmi důstojně. Jeho očekávané přínosy jsou evidentně patrné v kvalitě dopravy v rozsáhlé a dříve kritické oblasti Holešovic a Letné. Stávající zvyraznění dlouhodobých problémů v oblasti devídkého Vítězného náměstí jde na vrub již dříve realizovaného a nevyhovujícího dopravního řešení (včetně přechodů pro chodce). Zvýšení intenzity a snížení kvality dopravy na navazujících jižních, západních a severních hlavních komunikacích jednoznačně a logicky souvisí s nevyhnutelnou etapovitostí výstavby pražského radiálně-okružního dopravního systému. Jeho pokračování a dokončení závisí na politických rozhodnutích. Před pár měsíci jeden z příliš mladých politiků další pokračování výstavby kategoricky odmítl, naštěstí neuspěl ani s nápadem, ani osobně v zastávané funkci. Současný trend odpovědných politiků je naopak vstřícný a pevně věřím, že zůstane zachován. Nicméně o termínu dokončení celého radiálně-okružního dopravního systému v Praze se neodvažují spekulovat. To, co je do dnešních dnů hotovo, nám trvalo asi čtyřicet let, ambiciózní představa z roku 1974 předpokládala dokončení celého systému během dvaceti let.

Pět článků publikovaných v tomto čísle přináší aktuální a zajímavé informace z různých podzemních staveb se zaměřením na geotechnický průzkum (tunel Prešov a tunel Radlice), geotechnický monitoring (tunel Považský Chlmec a mikrotunelování v Královské zahradě Pražského hradu), sanační práce (krasové jevy v tunelu Turecký Vrch). Šestý článek je odborná reminiscence na měření primární napjatosti horninového masivu při prvním podchodu Vltavy tunelem metra v roce 1973, sedmý článek obohacuje toto číslo teorií plastického posouzení ocelové výztuže šachet podle Eurokódu 3. Osobní preference nepochybně usnadní výběr z této diverzifikované nabídky. Jen doufám, milé čtenářky a vážení čtenáři, že vám nevdaná trapnost současné „česko-libanonské story“ nevzala chuť číst cokoliv. TUNEL za nic nemůže, zachovejte mu, prosím, svoji přízeň i nadále.

Srdečně zdraví Jiří Barták, předseda redakční rady

Dear readers,

the first this year's TUNEL journal issue which has arrived in your hand is in a way jubilee. The journal, one of the important and permanent activities of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association and the Slovak Tunnelling Association, celebrates an anniversary – it starts the 25th year of publishing by the issue No. 1/2016. TUNEL saw the light for the first time in the first quarter of 1992 as the newsletter of the Czechoslovak Tunnelling Association, with the sub-title „Underground structures (development, research, design, realisation)“. It directly continued with publishing its successful predecessor, METRO newsletter of the ITA-AITES Czechoslovak Tunnelling Committee.

The nearly one hundred TUNEL journal issues published till now have provided readers with immense amount of technical information from the field of the underground construction engineering, from our countries as well as from abroad. In the position of the chairman of the current Editorial Board, I would like to express sincere thanks to all past and current authors of papers, members of the Editorial Board and technicians for their selfless contribution to the high technically educational and even formal quality of TUNEL, which has undoubtedly increased the international awareness of the very good level of underground construction engineering in the Czech and Slovak Republics.

During the twenty five years of its existence, TUNEL underwent many positive formal, organisational and personal changes. I am recommending to the readers interested in a detailed list reading the paper contained in this jubilee issue, prepared by the authors best acquainted with the history of TUNEL publication - Ing. Karel Matzner, Ing. Miloslav Novotný and Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

The Blanka complex of tunnels celebrated its first quarterly mini-anniversary on 19/12/2015 and it is possible to state that it was with great dignity. Its awaited benefits are evident in the quality of transportation in the extensive and formerly critical area of Holešovice and Letná. The current accentuation of long-term problems in the area of Vítězný Náměstí Square/ Circle in Dejvice are attributable to the previously realised and inconvenient traffic solution (including pedestrian crossings). The increase in the traffic flow density and deterioration of traffic quality on the connecting southern, western and northern major roads is unambiguously and logically associated with the unavoidable division of the development of the Prague radial-circular traffic system into stages. Its continuation and completion depends on political decisions. Several months ago, one of too young politicians categorically refused the continuation of the project development. Fortunately, he did not succeed, neither with the idea nor personally in his position. On the contrary, the current trend among responsible politicians is accommodating and I firmly believe that it will remain preserved. Nevertheless, I do not dare speculate about the completion deadline for the entire radial-circular traffic system in Prague. The work which has been completed until today took forty years, whilst the ambitious idea from 1974 assumed that the entire system would be completed within twenty years.

Five papers published in this TUNEL issue bring current and interesting information from various underground construction sites, with the focus on geotechnical investigation (the Považský Chlmec tunnel and microtunnelling under Královská Zahrada Garden of Prague Castle) and the treatment of karst phenomena at the Turecký Vrch tunnel. The sixth paper is a professional reminiscence of measuring primary stress in rock mass during the work on the first passage of metro tunnel under the Vltava River in 1973. The seventh paper enriches this TUNEL issue by the theory of plastic assessment of steel reinforcement (support) according to Eurocode 3. Personal preferences will undoubtedly facilitate the selection from this diversified offer. I only hope, dear readers, that the unbelievable awkwardness of the current Czech-Lebanese story has not deprived you of your desire for reading. TUNEL journal is not responsible, kindly preserve your favour for it even in the future.

Cordial greetings from Jiří Barták, the Chairman of the Editorial Board



VÁŽENÉ KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

je to má první příležitost napsat krátký úvodník do časopisu Tunel, a to hned do prvního čísla roku 2016. Pro naši divizi Geotechnika, která je významnou součástí společnosti ARCADIS CZ a.s., je tento rok významný minimálně ze dvou důvodů.

Naše divize Geotechnika oslavuje v roce 2016 již 90 let svého působení, nejprve na československém a nyní na českém i slovenském trhu. Naše společnost byla nejdříve známa jako Stavební geologie s. p., posléze jako Stavební geologie – Geotechnika a. s., následně jako ARCADIS Geotechnika a. s. a v současné době jako ARCADIS CZ a.s. divize Geotechnika.

V roce 2016 se také koná jeden z velkých svátků tunelové obce, a to 13. ročník mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2016, který je pořádán pod záštitou České tunelářské asociace ITA-AITES. Význam této konference podtrhne i to, že se souběžně v jejím rámci uskuteční i 3. ročník Východoevropské tunelářské konference (EETC 2016).

V našem oboru, který zahrnuje souběh geologie, geotechniky, pozemního a podzemního stavitelství, je sdílení informací nejdůležitějším prostředkem k odbornému růstu. Proto si myslím, že podpora setkávání odborníků na půdě například konferencí je prostředkem k odbornému růstu jednotlivců a jejich prostřednictvím i firem. Pro profesní růst je třeba na těchto setkáních prezentovat nejen úspěchy, ale i neúspěchy. Neboť jen poučením z chyb, které se staly a které je potřeba na odborném fóru prezentovat a rozebrat, dochází k růstu našeho oboru. Také je přínosné se zamyslet nad tím, jak jsou řešeny úkoly a problémy podzemních staveb v jiných zemích a otevřít naši mysl novým myšlenkám a postupům. Víím, že je to obtížné, a i když odborná veřejnost nové myšlenky a postupy přijme, je velice důležité přesvědčit o jejich správnosti a užitečnosti i veřejné investory.

Naše divize Geotechnika, spolu s naší dceřinou společností Geofos s. r. o., je v současné době přítomna na většině významných podzemních staveb v České a Slovenské republice. Ať se jedná o Radlickou radiálu a Teplický tunel, doběh metra V.A v České republice, tak o tunely Polana a Svrčinovec na D3, tunele Žilina a Ovčiarisko na D1 a tunel Považský Chlmec na D3 ve Slovenské republice. Na všech těchto stavbách se snažíme našim partnerům přinést co největší přidanou hodnotu prostřednictvím našich služeb a zároveň jim poskytnout komfort a znalosti jedné z největších konzultačních společností ve střední Evropě.

Doufám, že v roce 2016 budeme mít možnost prokázat, že české podzemní stavitelství je na vysoké úrovni a je schopno řešit i ty nejsložitější úkoly tohoto oboru. Přejme si také, aby český stát, který je největším investorem velkých infrastrukturních staveb na našem území, nenechal v tomto roce ani v letech příštích náš obor zahynout a my nebyli nuceni uplatňovat své kapacity pouze v okolních evropských státech.

S hornickým Zdař Bůh vám všem přeji vše nejlepší a mnoho úspěchů v roce 2016.



DEAR COLLEAGUES, TUNEL JOURNAL READERS,

this is the first opportunity for me to write a short leader to TUNEL journal, just to the first issue of 2016. For our Division Geotechnika, which is an important part of ARCADIS CZ a.s., this year is important for two reasons as a minimum.

Our Division Geotechnika will celebrate this year already 90 years of its operations on the Czechoslovak market and now even the Czech and Slovak markets.

Our company was initially known as Stavební geologie s. p., then as Stavební geologie – Geotechnika a. s., and, currently, it is known as Division Geotechnika of ARCADIS CZ a.s.

In addition, one of the great feasts of the tunnelling community, the 13th international conference Underground Construction Prague 2016, which is organised under the auspices of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, will be held in 2016. The importance of this conference will be emphasised also by the fact that the 3rd biennial Eastern European Tunnelling Conference (the EETC 2016) will be held jointly within the framework of the UC 2016 conference.

In our branch, comprising the concurrence of geology, geotechnics, underground construction and building, sharing information is the most important means of professional growth. For that reason I think that support for meetings of professionals on the grounds of, for example, conferences is means for professional growth of individuals and, through them, even of companies. It is necessary for the professional growth to present not only achievements but also failures at these meetings. It is so because of the fact that the growth in our industry is possible only through learning lessons from the mistakes which were made and which must be presented and analysed at professional forums. Another beneficial thing is to think about the ways in which tasks and problems of underground construction are solved in other countries and to open our minds to new ideas and procedures. I know that it is difficult and, even if the professional public accepts the new ideas and procedures, it is still very important to persuade even public project owners about the correctness and utility of them.

Our Division Geotechnika, together with Geofos s. r. o., our daughter company, is currently present at the majority of important underground construction projects in the Czech and Slovak Republics. No matter whether it is the Radlice radial road, the Teplice tunnel, the completion of the metro extension V.A in the Czech Republic or the Polana and Svrčinovec tunnels on the D3, the Žilina and Ovčiarisko tunnels on the D1 and the Považský Chlmec tunnel on the D3 in the Slovak Republic. We strive to provide the highest possible added value to our partners at all these projects through our services and, at the same time, to provide them with comfort and knowledge of one of the largest consultancy firms in Central Europe.

I believe that we will have the opportunity in 2016 to prove that the Czech underground construction industry is at a high level and is capable of solving even the most complicated tasks of this industrial branch. Let us even wish that the Czech state, which is the largest investor and client at large infrastructural projects in the Czech Republic, will not let our industrial branch perish in the years to come so that we will not have to apply our capacities solely in surrounding European countries.

Greeting you with the mining God Speed You, I wish you all the best and much success in 2016.

MGR. LUCIE BOHÁTKOVÁ

*ředitelka Divize Geotechnika, ARCADIS CZ a.s.
Director of Division Geotechnika, ARCADIS CZ a.s.*

VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL, KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ,

Je mi ctí, že mám po pěti letech opět možnost pozdravit jménem společnosti PUDIS a.s. čtenářskou obec časopisu Tunel. V letošním roce oslaví naše společnost 50 let od založení v roce 1966. Je to jubileum významné, a tak jako stejné jubileum v životě lidském je vhodné jej důstojně a významně oslavit. Stejně jako lidé, tak i firmy procházejí složitějšími životními obdobími, přicházejí nemoci, kterým se není možno bránit, protože nejsou žádné vyzkoušené a doporučené medikamenty. Prevence nepomohla, i když se na ni dbalo. Asi nejsme sami, kdo si takovým obdobím v nedávné minulosti prošel. Jsem rád, že mohu dnes vyjádřit přesvědčení, že nemoc odezněla a nyní nastává období úspěšné rekonvalescence. Optimismus vyjadřuji především proto, že PUDIS se vždy zabýval nejen podzemními stavbami, ale také městským inženýrstvím a extravilánovými silničními stavbami, a doufáme, že to tak bude moci být i v budoucnu. V těchto segmentech totiž přichází znatelné oživení trhu, poptávka je násobně vyšší než před pár lety a honoráře jsou také důstojnější. Přejme si proto, aby tento trend setrval či aby se tendence alespoň neobrátila opačným směrem.

Vrátím se k našemu letošnímu jubileu. Dovolte mi v té souvislosti úvahu, co vlastně takové jubileum fakticky znamená. V našem případě je to podle mého názoru především závazek k historii. Tradice, kterou PUDIS a.s. na trhu má, je velmi silnou motivací pro budoucnost. Obtížně se však navazuje na cokoliv jiného, čím se PUDIS v minulosti zabýval, protože například technologie, software, přístupy, legislativa i nároky objednatelů se rychle a často mění, čemuž je potřeba se ihned přizpůsobit, a tedy měnit zaběhlé zvyklosti.

PUDIS a.s. v předloňském roce změnil majitele, což bylo impulzem k inovacím. Změnili jsme organizační strukturu, přičemž dostali prostor mladší kolegové, a to jak ve vyšším, tak středním managementu. S oživením trhu přišlo i poměrně hodně práce, proto se také zvýšil tlak na efektivitu výroby. Pro úspěch i dobré vnímání na trhu je nezbytné včasné a kvalitní dokončení zakázek, a to klade značné nároky na všechny jedince zapojené na zakázce a jejich přístup k práci. Bez snahy o vzájemnou empatii a vstřícnost je pak jakákoliv práce o mnoho složitější, často i zbytečně deprimující. Proto společnosti PUDIS a.s. k jubileu touto cestou přeji, aby tyto vlastnosti patřily jak všem kolegům uvnitř, tak i partnerům vně firmy.

Motivací pro dobře odvedenou práci může být také příjemné a lidské pracovní prostředí, anebo práce na významných zakázkách, při jejichž realizaci pak projektant či jinak zainteresovaný odborník nepochybně musí mít dobrý pocit z odvedené práce. Proto jsme rádi, že můžeme přijímat výzvy v podobě projektu pražské Radlické radiály, přeložky silnice I/12 (prodloužené Štěrboholské radiály), opravy Hlávkova mostu v Praze, novostavby úseku dálnice R35 nebo realizačních dokumentací několika dálničních staveb, či mnoha menších, ale neméně významných městských investic. Všem zákazníkům za tuto možnost děkujeme.

Závěrem nezbývá než popřát všem dobrou kondici, hodně nezbytného zdraví a pracovních i osobních úspěchů.

Na zdraví!



DEAR TUNEL JOURNAL READERS AND COLLEAGUES,

I am honoured that after five years I have again the opportunity to greet the readers of TUNEL journal on behalf of PUDIS a.s. Our company will celebrate the 50th anniversary of its foundation in 1966. It is a significant anniversary and, as in the human life, it is worthwhile to celebrate it seriously and with dignity. Just as people, the companies also pass through more complicated periods of life; diseases come which cannot be resisted because there

are no tried and recommended medicaments available. Prevention did not help despite the fact that it was cared for. Probably we are not alone who have recently passed through such a period. I am happy that I can today express my persuasion that the disease has passed away and the period of successful recovery has begun. I express my optimism first of all with respect to the fact that PUDIS has always been involved not only in underground construction but also in urban engineering and rural road construction projects and we hope that it might be the same even in the future. It is so because of the fact that they are the segments where considerable market recovery starts to appear, the demand is multiply higher than several years ago and honorariums are also more dignified. Let us therefore wish that this trend persists or, at least, the tendency does not turn into the opposite direction.

I will return to this year's anniversary of our company. Allow me in this context contemplation what such an anniversary actually means. In our case it is, in my opinion, first of all commitment to history. The tradition PUDIS a.s. has on the market is a very strong motivation for the future. But it is difficult to build on anything else PUDIS was engaged in before because, for example, technologies, software, approaches, legislation and requirements of clients quickly and frequently vary and it is necessary to conform to it, which means to change established customs.

In the year before, PUDIS a.s. changed its owner, which gave an impulse to innovations. We changed the organisational structure, where younger colleagues from the higher as well as medium management levels got space. Relatively much work appeared with the market recovery and, as a result, the pressure on production effectiveness got increased. It is necessary for success and positive perception on the market to complete contracts on time and at high quality level. It puts high demands on all individuals participating in the contract and their approach to the work. Without efforts for mutual empathy and helpfulness, any work is much more complicated, often even unnecessarily disheartening. For that reason I wish PUDIS a.s. on the occasion of the anniversary that these properties belong both to all colleagues inside the company and also to external partners.

The motivation for well performed work can be enhanced by pleasant and human working environment or working on important contracts where the designer or a professional involved in another way must undoubtedly have a good sense of accomplishment. For that reason we are glad that we can accept the challenges in the form of the design for the Radlice radial road, the diversion of the I/12 road (the Štěrboholy radial road extension), the repair to the bridge of Hlavka in Prague, the construction of a new section of the R35 express highway or detailed designs for several motorway structures or many smaller but not less important urban investment projects. We thank all customers for this opportunity.

To conclude, nothing else remains than to wish all of you good condition, great health and working as well as personal success.

Cheers!

ING. MARTIN HÖFLER

ředitel a předseda představenstva, PUDIS a.s.

Director and Chairman of the Board of Directors, PUDIS a.s.

TUNEL PREŠOV – INTERPRETÁCIA VÝSLEDKOV INŽINIERSKOGEOLOGICKÉHO PRIESKUMU

PREŠOV TUNNEL – INTERPRETATION OF RESULTS OF ENGINEERING GEOLOGICAL EXPLORATION

MICHAL KUBIŠ, JOZEF MAJERČÁK, JANA COPLÁKOVÁ, ANNA GRENČÍKOVÁ

ABSTRAKT

Podrobná etapa inžinierskogeologického a hydrogeologického prieskumu úseku diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh zhodnotila inžinierskogeologické, geotechnické a hydrogeologické pomery v trase tunela Prešov. Súčasťou prieskumu bolo aj posúdenie stability portálových úsekov, rozčlenenie a charakteristika horninového masívu tunelových rúr. V trase severnej a južnej tunelovej rúry boli vyčlenené geotechnické úseky a následne kvázihomogénne bloky, v ktorých bola hodnotená kvalita horninového masívu (RQD, RMR, QTS).

ABSTRACT

The detailed stage of the engineering geological and hydrogeological exploration of the Prešov West – Prešov East section of the D1 motorway assessed the engineering geological, geotechnical and hydrogeological conditions on the Prešov tunnel route. The assessment of the stability of portal section and, the division and characteristics of ground mass to be passed through by the tunnel tubes was also part of the survey. Geotechnical sections and, subsequently, quasihomogeneous blocks in which the rock mass quality (RQD, RMR and QTS) was to be assessed, were earmarked on the alignment of both the northern and southern tunnel tube.

ÚVOD

Projektovaný tunel Prešov je súčasťou navrhovanej trasy diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh v km 100,348–102,620 v masíve od doliny Za Kalváriou, po vyústenie do údolia rieky Torysa. Projektčne sú navrhnuté dve tunelové rúry, severná a južná (obr. 1). Celková dĺžka severnej tunelovej rúry je 2230,5 m pričom razená časť je 2165,5 m a dĺžka južnej tunelovej rúry je 2244 m, pričom razená časť predstavuje 2187 m. Tunel je zaradený do kategórie 2T 7,5/100 s pozdĺžnym sklonom tunelových rúr 2,8 %, klesajúcim do údolia rieky Torysa. Tunelové rúry sú vedené v osovej vzdialenosti 40 m, v mieste portálových objektov asi 25 m. Razenie tunela je navrhnuté metódou NRTM – cyklické razenie, razenie podľa vystrojovacích tried s delenou čelbou. Výrub tunela sa bude horizontálne deliť na kalotu, stupeň, dno, resp. spodnú klenbu.

V období august 2012 až január 2013 bola realizovaná spoločnosťou Geofos, s.r.o. Žilina podrobná etapa inžinierskogeologického a hydrogeologického prieskumu trasy diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh, ktorého súčasťou je aj projektovaný tunel Prešov.

PRIRODNÉ A GEOLOGICKÉ POMERY

V zmysle regionálneho geomorfologického členenia Slovenska je územie diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh súčasťou Podhľno-magurskej oblasti, celku Spišsko-Šarišské medzihorie a celku Šarišskej vrchoviny. Územie sa vyznačuje eróznou-denudačným typom reliéfu. Od toku rieky Torysy územie začleňujeme do oblasti Lučenecko-košickej zníženej, celku Košickej kotliny.

Na geologickej stavbe územia projektovaného tunela sa vyskytujú flyšové paleogénne horniny, ktoré sú na povrchu prekryté kvartérnymi sedimentmi. Podrobným inžinierskogeologickým prieskumom trasy tunela bol overený deluviálny komplex, zosuvné delúvium s blokovými deformáciami v oblasti východného portálu a podložné paleogénne, flyšové komplexy zubereckého súvrstvia, s charakteristickým striedaním sa ílovcovo-pieskovcových vrstiev. Vplyvom vertikálnych

INTRODUCTION

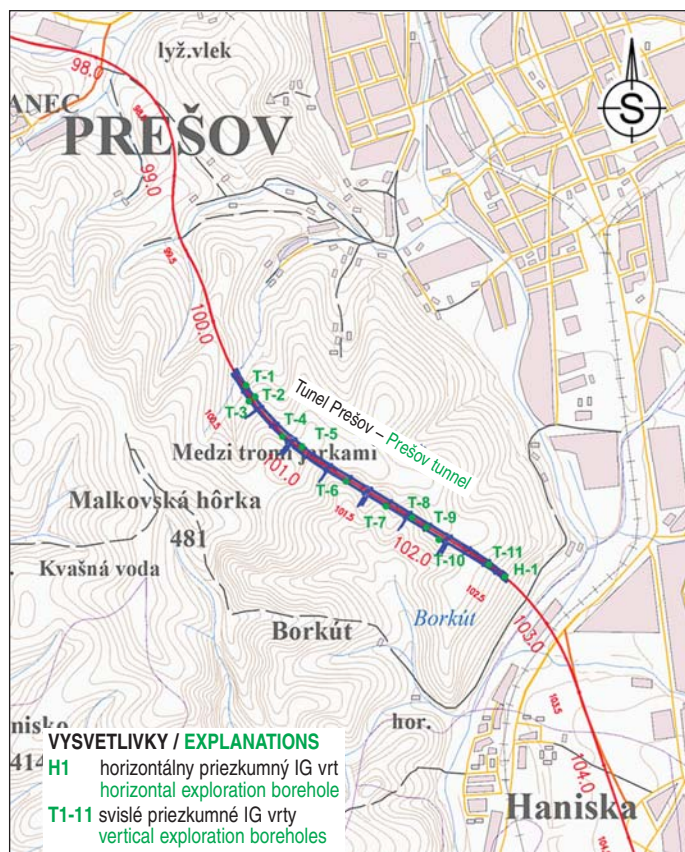
The Prešov tunnel being designed is part of the Prešov West – Prešov East section of the D1 motorway under design. It is located at the motorway chainage km 100.348 – 102.620, in the massif starting from Za Kalváriou valley up to the exit to the Torysa river valley. The design proposes two tunnel tubes, the northern and southern one (see Fig. 1). The total length of the northern tunnel tube amounts to 2230.5m, with the mined part 2165.5m long; the length of the southern tunnel tube is 2244m, with the mined part 2187m long. The tunnel is categorised as 2T 7.5/100 with the longitudinal gradient of tunnel tubes descending at 2.8% to the Torysa river valley. The distance between the centres of the tunnel tubes is 40m or, at the portal structures, approximately 25m. The NATM cyclical excavation method is designed for the excavation, according to excavation support classes, with the face excavation divided horizontally into sequences – top heading, bench, bottom and invert, respectively.

The detailed stage of engineering geological and hydrogeological exploration of the Prešov West – Prešov East section of the D1 motorway, part of which is the Prešov tunnel, during August 2012 to January 2013.

NATURAL AND GEOLOGICAL CONDITIONS

In terms of the regional geomorphological division of Slovakia, the area of the Prešov West – Prešov East section of the D1 motorway is part of the Podhale-Magura area, the Spiš-Šariš intermountain basin unit and the Šariš Highland unit. The area is characterised by erosion-denudation relief type. From the Torysa river on, the area is incorporated into the area of the Lučenec-Košice Lowland, which is part of the Košice Basin.

Flysh-type evolution Palaeogene rock types overlaid by Quaternary sediments are present in the geological structure of the area of the tunnel being designed. The detailed engineering geological exploration of the tunnel area verified an open deluvial complex, landslide deluvium with block deformations in the area of the eastern portal and underlying Palaeogene, flysh-type evolution complexes of the Zuberec Formation with characteristic



Obr. 1 Prehľadná situácia navrhovaného tunela Prešov, s vyznačením porcie prieskumných inžinierskogeologických vrtov

Fig. 1 General layout of the Prešov tunnel being designed, with the portion of engineering geological exploration boreholes

a horizontálnych pohybov jednotlivých blokov hornín pozdĺž zlomov sa do úrovne tunela dostali súvrstvia s rôznym zastúpením ílovcov a pieskovcov, čo poukazuje na výraznú heterogenitu horninového prostredia. Horninový masív je porušený viacerými zlomovými systémami s orientáciou SV-JZ, S-J a SSZ-JJV. Sklon zlomov sa pohybuje v rozsahu 60–85°. Zuberecké súvrstvie v predmetnom území nie je uložené horizontálne, ale je generálne uklonené k SV. Veľkosť sklonu plôch vrstevnatosti sa pohybuje v rozsahu 10–35°.

METODIKA RIEŠENIA PODROBNÉHO INŽINIERSKOGEOLOGICKÉHO PRIESKUMU

Inžinierskogeologické, geotechnické a hydrogeologické pomery tunela boli preskúvané zvislými jadrovými IG vrtmi (11 vrtov; celková dĺžka 887 m) a horizontálnym jadrovým IG vrtom (1 vrt; celková dĺžka 150 m) v trase tunelových rúr, kopanými sondami (3 sondy; 14 m), monitorovacími hydrogeologickými a inklinometrickými vrtmi (10 vrtov; celková dĺžka 246 m) v mieste portálov, karotážnymi meraniami vo vrtoch, geofyzikálnymi meraniami v profiloch (metóda multi-elektrodového merania zdanlivých elektrických odporov) a laboratórnymi skúškami mechaniky zemín a hornín (Grenčíková et al., 2012). Vrtné práce boli realizované vrtnou súpravou Hanjin D&B 10D, metódou wire-line dvojitou, resp. trojitou jadrovkou (obr. 2). Táto metóda zabezpečila kvalitný výnos vrtného jadra aj v tektonicky porušených úsekoch.

Výsledky podrobného inžinierskogeologického prieskumu boli spracované v pozdĺžnych inžinierskogeologických rezoch pre južnú a severnú tunelovú rúru (obr. 3). Portálové úseky boli spracované v samostatných pozdĺžnych a priečných profiloch.

Pre účely komplexného hodnotenia inžinierskogeologických a geotechnických pomerov v trase tunela Prešov bol horninový

alternation of claystone-sandstone beds. Strata with various proportion of claystone and sandstone got to the tunnel level as a result of vertical and horizontal movements of individual rock blocks along faults. This fact indicates the significant heterogeneity of the rock environment. The rock mass is disturbed by numerous NE-SW, N-S and NNW-SSE trending fault systems. The dip of the faults varies from 60° to 85°. The Zuberec Formation beds are not deposited horizontally in the area of operations. They generally dip toward NE. The magnitude of the dip of bedding planes varies from 10° to 35°.

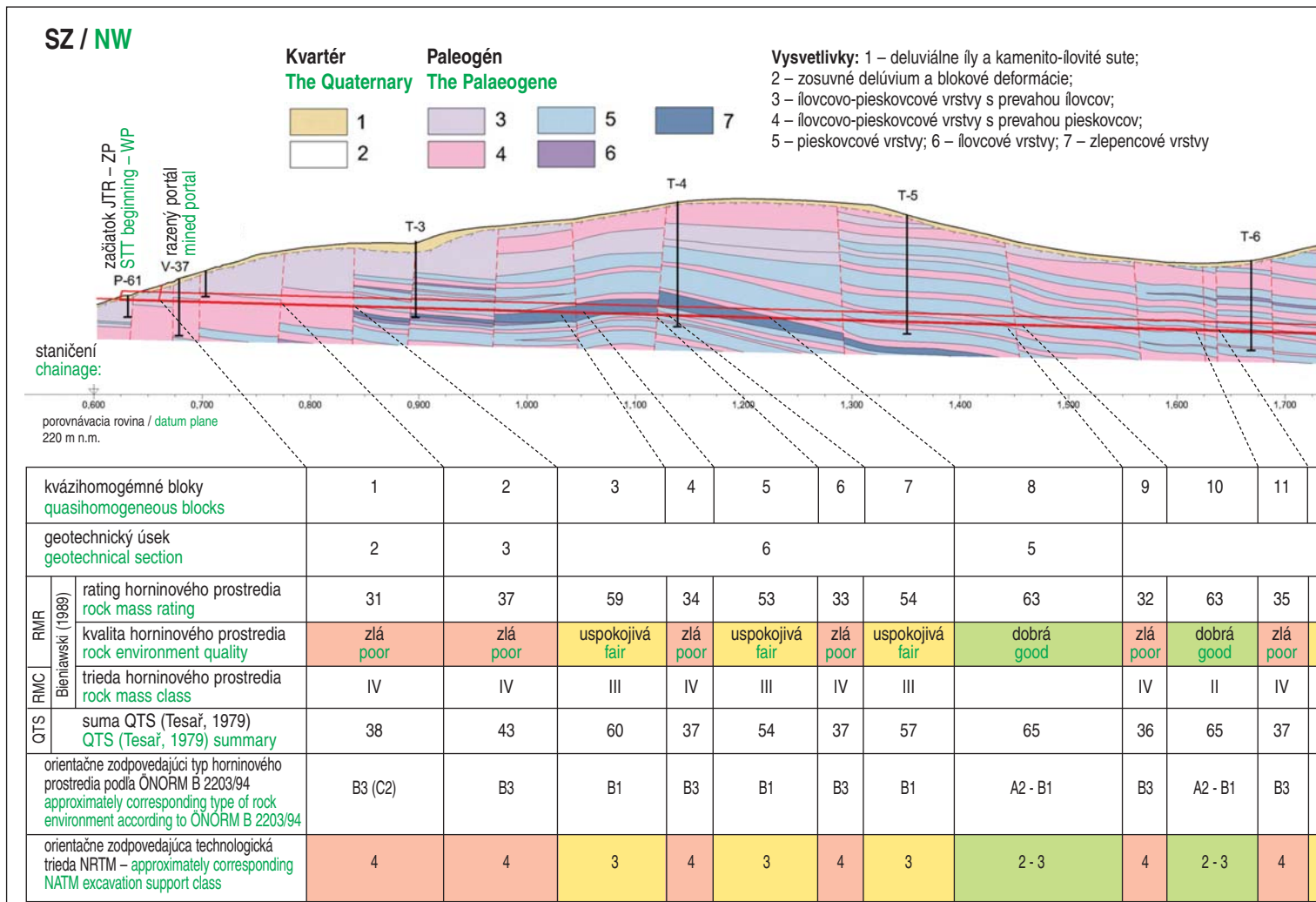
METHODOLOGY OF THE SOLUTION TO THE DETAILED ENGINEERING GEOLOGICAL SURVEY

Engineering geological, geotechnical and hydrogeological conditions were surveyed by vertical cored EG boreholes (11 boreholes; total length of 887m) and horizontal cored EG boreholes (1 borehole 150m long) on the alignment of the tunnel tubes, trial pits (3 pits; 14m), monitoring hydrogeological and inclinometer boreholes (10 boreholes; total length of 246m) in the locations of portals, borehole survey, geophysical measurements in profiles (the multielectrode method of measuring apparent electric resistance) and soil and rock mechanics laboratory testing (Grenčíková et al., 2012). The drilling operations were realised using Hanjin D&B 10D drill rig using the wire-line method with a double- and triple-tube coreborels (see Fig. 2). This method provided good quality retrieval of drilling core even in tectonically faulted sections.

The results of the detailed engineering geological survey were processed in longitudinal engineering geological sections



Obr. 2 Vrtanie zvislého jadrového inžinierskogeologického vrtu T-1
Fig. 2 Carrying out the vertical engineering geological cored borehole T-1



Obr. 3 Zjednodušený pozdĺžny inžinierskogeologický rez južnou tunelovou rúrou s vyznačenými kvázihomogénnymi blokmi

Fig. 3 Simplified longitudinal engineering geological section through the southern tunnel tube with quasihomogeneous blocks marked in

masív na základe výsledkov z inžinierskogeologického prieskumu rozčlenený na bloky a úseky s rovnakými vlastnosťami:

1. litologické typy v zmysle základného geologického členenia;
2. inžinierskogeologické a geotechnické typy (IG, GT typ) hornín z hľadiska špecifikácie geotechnických vlastností;
3. kvázihomogénne bloky;
4. geotechnické úseky.

HODNOTENIE INŽINIERSKOGEOLOGICKÝCH, GEOTECHNICKÝCH A HYDROGEOLOGICKÝCH POMEROV

Horninový masív bol podľa zastúpenia IG a GT typov, tektonických a hydrogeologických pomerov rozčlenený do kvázihomogénnych blokov. Bloky charakterizujú prevládajúce geotechnické podmienky razenia vyjadrené priradenými technologickými triedami v zmysle NATM. Pre severnú tunelovú rúru (STR) bolo v celej dĺžke vyčlenených 27 základných blokov a pre južnú tunelovú rúru (JTR) bolo vyčlenených 25 kvázihomogénnych blokov (obr. 3). Hranice medzi blokmi tvoria strmé tektonické zlomy, ktoré boli identifikované geofyzikálnym prieskumom. Jednotlivé bloky horninového masívu boli hodnotené podľa horninovej klasifikácie Bieniawského (1989). Triedy hornín RMC boli zostavené podľa ratingového bodového ohodnotenia RMR, zohľadňujúceho pevnosť hornín v prostom tlaku σ_c , indexu kvality hornín RQD, vzdialenosť a charakter diskontinuit, vplyv podzemnej vody a smer a úklon diskontinuit, hlavne vrstevnatosti k osi a smeru razenia. Pre reálne zohľadnenie posledného

for the southern and northern tunnel tubes (see Fig. 3). The portal sections were processed in separate longitudinal sections and cross-sections.

The rock mass was divided on the basis of the results of engineering geological exploration for the purpose of the comprehensive assessment of engineering geological and geotechnical conditions along the Prešov tunnel alignment divided into blocks and sections with identical properties as follows:

1. lithological types in the meaning of the basic geological division;
2. engineering geological and geotechnical types (EG, GT type) of rock from the aspect of the specification of geotechnical properties;
3. quasihomogeneous blocks;
4. geotechnical sections.

ASSESSMENT OF ENGINEERING GEOLOGICAL, GEOTECHNICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

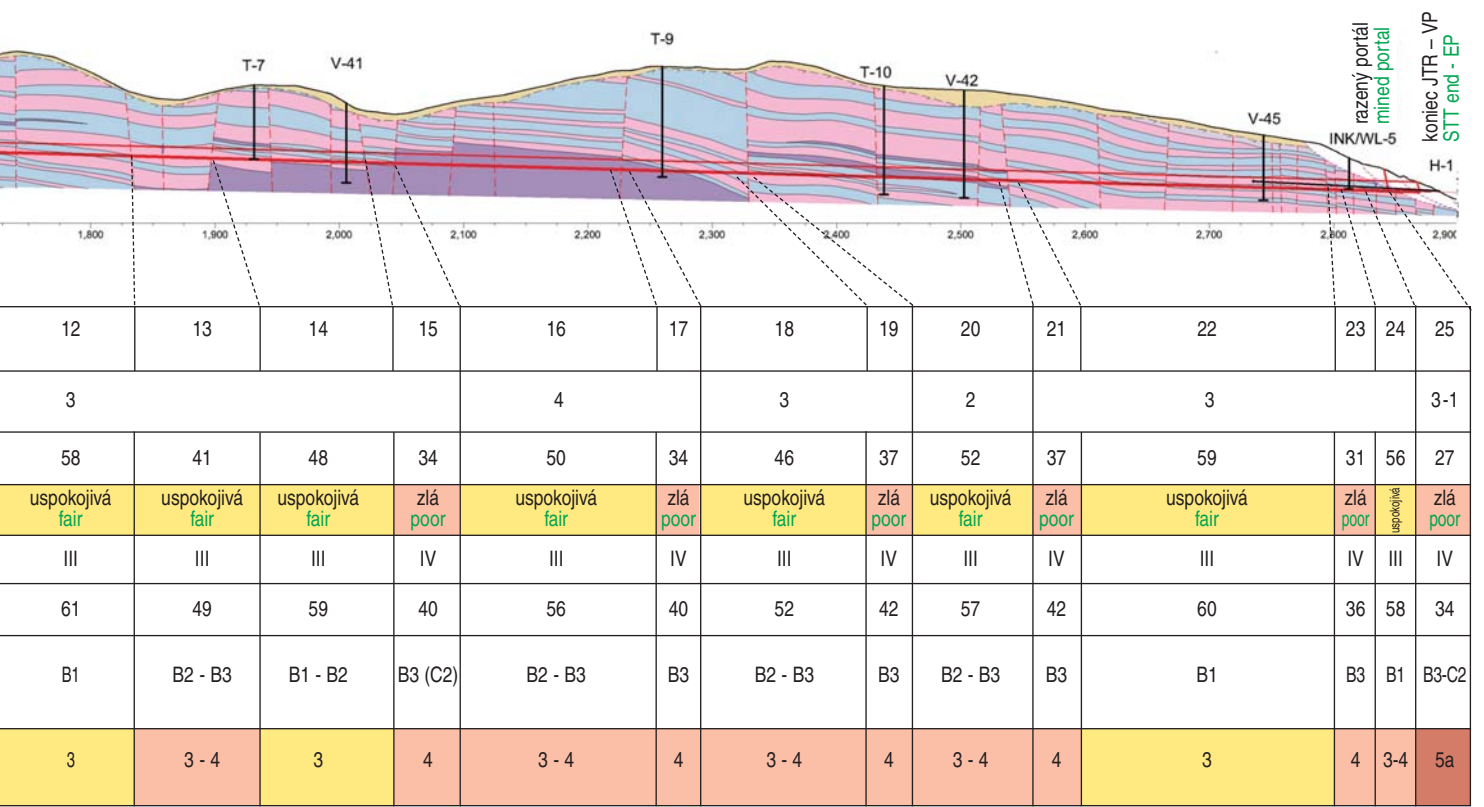
The rock mass was divided according to the proportions of EG and GT types and tectonic and hydrogeological conditions divided into quasihomogeneous blocks. The blocks are characterised by prevailing geotechnical excavation conditions expressed by the NATM excavation support classes assigned to them. Regarding the northern tunnel tube (NTT), 27 basic blocks were earmarked within the overall length, whilst 25 quasi homogeneous blocks were earmarked for the southern tunnel tube (STT) (see Fig. 3). The borders between the blocks are formed by steep tectonic faults which were identi-

Explanations: 1 – deluvium claystone and stony-clayey debris;
 2 – landslide deluvium and block deformations;
 3 – claystone-sandstone beds with claystone prevailing;
 4 – claystone-sandstone beds with sandstone prevailing;
 5 – sandstone beds;
 6 – claystone beds;
 7 – conglomerate beds

Kvalita horninového prostredia / Rock environment quality RMR (Bieniawski 1989)

dobrá good uspokojivá fair zlá poor

JV / SE



vplyvového faktora v ratingovom hodnotení bolo potrebné najskôr poznať, z ktorej strany sa bude tunel raziť. V prípade tunela Prešov sa predpokladá smer razenia dovrhne od východného portálu a úpadne od západného portálu. Popri RMR klasifikácii bola aplikovaná klasifikácia skalných a poloskalných hornín pre podzemné stavby QTS (Tesař, 1989), s orientačným vyjadrením technologických tried NRTM.

V masíve tunela Prešov bolo celkom vyčlenených 6 typov geotechnických úsekov. Pri rozčlenení boli zohľadnené zastúpenie predpokladaných IG a GT typov, najmä zo skupiny nepriaznivých, so zohľadnením geotechnických vlastností s interpretáciou možnosti výskytu nepriaznivých geotechnických pomerov.

Deluviálne sedimenty (geotechnický úsek 1) boli zistené v oblasti západného portálu. Majú charakter piesčitých ílov (F4/CS), pevnej konzistencie, ale najmä kamenito-ílovitých sutí (G5/GC). V priestore západného portálu je hrúbka kvartérnych sedimentov 1,2 až 4,5 m.

Zosuvné delúvium bolo zistené v oblasti východného portálu tunela Prešov. Jeho hrúbka sa pohybuje v rozsahu od 4 do 8 m. Zosuvné delúvium je zastúpené piesčitým ílom (F4/CS) a ílom so strednou až vysokou plasticitou (F6-F8/CI-CH), tuho-pevnej až pevnej konzistencie a kamenito-ílovitými (F2/CG) až ílovito-kamenitými sutami (G5/GC), s polohami blokov porušených ílovcov a pieskovcov. Hrúbka zosunutých blokov paleogénnych hornín sa pohybuje v rozsahu od 3 do 10 m.

Ílovcovo-pieskovcové vrstvy, s prevahou ílovcov nad pieskovecami (geotechnický úsek 2), vystupujú najmä

fied by the geophysical survey. Individual rock mass blocks were assessed according to the rating system introduced by Bieniawski (1989). The RMC rock classes were determined according to the RMR rockmass rating taking into consideration the unconfined compression rock strength σ_c , the RQD rock quality designation, the spacing and character of discontinuities, the effect of groundwater and the trend and dip of discontinuities, first of all bedding planes relative to the direction of the tunnel excavation. It was first of all necessary for realistic assessing the last influence factor in the rating system to determine the direction from which side the tunnel will be driven. In the case of the Prešov tunnel, it is assumed that the tunnel will be driven inclined upwards from the eastern portal and on a down gradient from the western portal. In the case of the RMR classification, the QTS classification system (Tesař, 1989) for hard rock and semi-rock for underground structures was applied, with indicative expression of NATM excavation support classes.

The total of 6 types of geotechnical sections were earmarked for the Prešov tunnel massif. The proportion of the assumed EG and GT types was taken into consideration during the work on the division, first of all from the group of unfavourable ones, with geotechnical properties taken into account using the interpretation of the possibility of the occurrence of unfavourable geotechnical conditions.

Deluvial sediments (geotechnical section 1) were identified in the area of the western portal. They have the character of sandy clay (F4/CS) with firm consistency, but mainly of stony-clayey debris (G5/GC). The thickness of the Quaternary sediments in the area of the western portal is 1.2 to 4.5m.

v oblasti západného portálu, v kvázihomogénnom bloku č. 20 v južnej tunelovej rúre a v bloku č. 21 v severnej tunelovej rúre. Pre tieto vrstvy je charakteristické striedanie laminovaných až tenko vrstevnatých polôh (10–130 mm) ílovcov a pieskovcov v pomere cca $I_c:P_c=2:1$. Horniny sú prevažne rozpukané, porušené, stredne až silno zvetrané, nízkej až veľmi nízkej pevnosti (R4-R5). V hlbších častiach masívu sú slabo zvetrané až zdravé, tenkej vrstevnatosti (60–200 mm), nízkej pevnosti (R4).

Ílovcovo-pieskovcové vrstvy, s prevahou pieskovcov nad ílovcami (geotechnický úsek 3), tvoria podstatnú časť horninového masívu tunela Prešov. Vyskytujú sa v blokoch číslo 2, 8, 11, 13, 19, 23, 24, 26 severnej tunelovej rúry a v blokoch číslo 2, 10, 12, 13, 14, 18, 22, 24 južnej tunelovej rúry. Pre tieto vrstvy je typické striedanie laminovaných, veľmi tenkých až tenkých vrstiev (20–200 mm) jemnozrnných až strednozrnných pieskovcov s ílovcami, v pomere $P_c:I_c=2:1$. Pevnosť hornín je stredná (R3) až nízka (R4). Horniny sú prevažne zdravé až slabo zvetrané. V blízkosti portálov a oblasti tektonických porúch sú horniny stredne až silno zvetrané, porušené, s nízkou až veľmi nízkou pevnosťou (R4-R5).

Pieskovcové vrstvy, s ojedinelými polohami ílovcov (geotechnický úsek 4) sa vyskytujú v kvázihomogénnych blokoch číslo 3, 7, 10 severnej tunelovej rúry a v blokoch 3 a 8 južnej tunelovej rúry. Pieskovce sú rôznej zrnitosti od jemnozrnných, strednozrnných až po hrubozrnné, ktoré pozvoľne prechádzajú do drobnozrnných zlepencov. Hrúbka vrstiev je veľmi premenlivá, pohybuje sa v rozsahu 60 až 2000 mm (obr. 4), lokálne môžu obsahovať laminy ílovca do 10 %. Pevnosť pieskovcov predstavuje pomerne široký rozsah od nízkej pevnosti (R4), cez strednú (R3) až po vysokú pevnosť (R2). Pieskovce sú v oblasti tunelových rúr zdravé až slabo zvetrané, v rozvoľnenej zóne masívu a v blízkosti tektonických porúch sú stredne až silno zvetrané.

Ílovcové vrstvy, s ojedinelými polohami pieskovcov (geotechnický úsek 5) boli na základe výsledkov z vrtných geologických prác a geofyzikálneho prieskumu identifikované v kvázihomogénnych blokoch číslo 16 a 17 v severnej tunelovej rúre a v bloku číslo 16 v južnej tunelovej rúre. Ílovce sú laminované až veľmi tenko vrstevnaté (6–60 mm), nízkej až veľmi nízkej pevnosti (R4-R5) a obsahujú laminy až tenké vrstvy jemnozrnných pieskovcov (do 15 %). Ílovce sú v úseku tunelových rúr zdravé až slabo zvetrané (obr. 5). V tektonicky porušených zónach sú ílovce silno až úplne zvetrané a nadobúdajú charakter ílovitých zemín.

Zlepencové vrstvy, s vložkami pieskovcov a ílovcov (geotechnický úsek 6) tvoria priebežné polohy, ktoré sa predpokladajú v blokoch číslo 4, 5, 6, 7 južnej tunelovej rúry a blokoch číslo 4, 5, 6 severnej tunelovej rúry. Zlepencové vrstvy tvoria polohy v hrúbke 5 až 13 m. Sú budované zlepencami, s pozvoľným prechodom do hrubozrnných pieskovcov a vložkami ílovcov. Pevnosť zlepencov je nízka (R4). Zlepence sú zdravé až slabo zvetrané.

Vybrané geotechnické parametre a charakteristiky horninového masívu geotechnických úsekov sú uvedené v tabuľke 1.

Pre oblasť západného portálu tunela Prešov je charakteristické pomerne priaznivé prostredie pre zakladanie objektu. Kvartér je zastúpený vrstvou deluviálnych ílov, siltov a kamenito-ílovitých sutí. Horninový masív tvoria ílovcovo-pieskovcové vrstvy s prevahou ílovcov ($I_c > P_c$). Horniny sú výrazne vrstevnaté s laminovanou až tenkou hrúbkou vrstiev (10–130 mm). Úklon vrstiev je priaznivý cca 10–20° smerom do masívu. Ílovcovo-pieskovcové vrstvy sú vo vrchnej časti

Landslide deluvium was identified in the area of the eastern portal of the Prešov tunnel. Its thickness varies between 4 and 8 m. The landslide deluvium is represented by sandy clay (F4/CS) with medium to high plasticity and clay with medium to high plasticity (F6-F8/CI-CH), stiff to firm consistency, and stony-clayey debris (G5/GC) with layers of blocks of disturbed claystone. The thickness of the slid blocks of the Palaeogene rock ranges from 3 to 10 m.

Claystone-sandstone layers with claystone prevailing over sandstone (geotechnical section 2), emerge mainly in the area of the western portal, in the quasi homogeneous block No. 20 in the southern tunnel tube and block No. 21 in the northern tunnel tube. These layers are characterised by the alternation of laminated to thinly bedded layers (10-130mm) of claystone and sandstone in the proportion ca $M_s:S_s=2:1$. The rock is mostly fractured, faulted, medium to heavily weathered, with low to very low strength (R4-R5). In deeper parts of the massif the rock is weakly weathered to fresh, thinly bedded (60-200mm), with low strength (R4).

Claystone-sandstone layers with sandstone prevailing over claystone (geotechnical section 3) form a significant part of the Prešov tunnel massif. They occur in blocks No. 2, 8, 11, 13, 19, 23, 24 and 26 of the northern tunnel tube and blocks No. 2, 10, 12, 13, 14, 18, 22 and 24 of the southern tunnel tube. Typical for these layers is the alternation of laminated, very thin to thin layers (20-200mm) of fine-grained to medium-grained sandstone with claystone in the proportion $S_s:M_s=2:1$. The rock strength is medium (R3) to low (R4). The rock types are mostly fresh to weakly weathered. Near portals and in the area of tectonic faults they are medium to heavily weathered, faulted, with low to very low strength (R4-R5).

Sandstone layers with sporadic claystone layers (geotechnical section 4) exist in quasi homogeneous blocks No. 3, 7 and 10 of the northern tunnel tube and blocks No. 3 and 8 of the southern tunnel tube. The gradation of the sandstone varies from fine-grained, medium grained to coarse-grained, which slowly pass to fine-grained conglomerates. The thickness of the layers is very variable, varying between 60mm and 2000mm (see Fig. 4); they can locally contain laminae of claystone up to 10 per cent. The scope of sandstone strength is relatively very wide, from low strength (R4) through medium strength (R3) up to high strength (R2). The sandstone is fresh to weakly weathered in the area of tunnel tubes and up to medium to heavily weathered in the vicinity of tectonic faults.

Claystone layers with sporadic sandstone layers (geotechnical section 5) were identified on the basis of the results



Obr. 4 Ukážka výnosu vrtného jadra pieskovcových vrstiev z vrtu T-2, hĺbkový interval 57–62 m, zobrazený úsek predstavuje dobrú kvalitu horninového masívu

Fig. 4 Example of the drill core recovery from sandstone beds from borehole T-2, the depth interval 57-62m, the depicted section represents good quality of rock mass

silno až úplne zvetrané. Dosah zóny silného zvetrania je 2 až 4 m. Pod týmito vrstvami vystupujú stredne až slabo zvetrané ílovcovo-pieskovcové vrstvy, s nízkou až veľmi nízkou pevnosťou (R4-R5). Ich hrúbka sa pohybuje v rozsahu 1–4,5 m.

Východný portál tunela Prešov je situovaný na svahu SV smerom od údolia rieky Torysa. Svah na ktorom je situovaný portál je postihnutý svahovými deformáciami blokovitého charakteru. Na svahu možno pozorovať výrazné odlučné hrany až do výšky 10 m. Takisto akumulčná oblasť má zreteľné ohraničenie. Hĺbky šmykových plôch v zosuvnom území dosahujú 10 až 15 m, pričom bazálna šmyková plocha zasahuje až do hĺbky 18 m. Plytšie šmykové plochy prechádzajú deluviálnymi sedimentmi a hlbšie šmykové plochy, po ktorých dochádzalo k pohybu pieskovcových blokov, sa vyvinuli predovšetkým na zvetraných plochách ílovcov, ktoré majú charakter ílov (F6/CI, F8/CH, F2/CG), tuho-pevnej konzistencie. Zosuvné delúvium má vo vrchnej časti charakter ílov (F4/CS, F6/CI, F8/CH), tuho-pevnej až pevnej konzistencie. Ich hrúbka je 4 až 8 m. Hlbšia časť je tvorená deluviálnymi suťami (F2/CG, G5/GC), s blokmi zosunutých hornín prevažne pieskovcového zloženia. Hrúbka zosunutých blokov je premenlivá a predstavuje pomerne široký rozptyl od 1 m až po 10 m (obr. 6). Pevnosť pieskovcov v zosunutých horninových blokoch je stredná (R3).

Hydrogeologické pomery v trase tunela Prešov sú ovplyvnené geologicko-tektonickou stavbou masívu a hydrogeologickou

from geological borehole survey and geophysical survey in quasihomogeneous blocks No.16 and 17 in the northern tunnel tube and block No. 16 in the southern tunnel tube. The claystone is laminated to thinly bedded (6-60mm), with low to very low strength (R4-R5) and it contains laminae to thin beds of fine-grained sandstone (up to 15%). The claystone is fresh to weakly weathered in the section of the tunnel tubes (see Fig. 5). In tectonically faulted zones the claystone is heavily to completely weathered, assuming the character of clay soil.

Conglomerate layers with sandstone and claystone interbeds (geotechnical section No. 6) are formed by continual layers. We predict them for blocks No. 4, 5, 6 and 7 of the southern tunnel tube and blocks No. 4, 5 and 6 of the northern tunnel tube. The thickness of the conglomerate beds ranges from 5m to 13m. They are formed by conglomerates slowly passing to coarse-graded sandstone and claystone interbeds. The strength of the conglomerates is low (R4). The conglomerates are fresh to weakly weathered.

Selected geotechnical parameters and characteristics of the rock mass in the geotechnical sections are presented in Table 1.

The area of the western portal of the Prešov tunnel is characterised by environment relatively favourable for foundation of structures. The Quaternary is represented by a layer of deluvial clay, silt and stony-clayey debris. The ground mass is formed by claystone-sandstone layers with claystone prevailing (Ms>Ss). The rocks are significantly bedded, with laminated to

Tab. 1 Vybrané geotechnické parametre a charakteristiky horninového masívu tunela Prešov
Table 1 Selected geotechnical parameters and characteristics of the Prešov tunnel rock massif

	Pevnosť v prostom tlaku Uniaxial compressive strength	Modul pretvárnosti – masív Modulus of deformation – massif	Parametre efektívnej šmykovej pevnosti Parameters of effective shear strength		Poissonovo číslo Poisson's ratio	Index kvality hornín Rock quality de- signation	Klasifikácia horn. prostredia Rock mass rating	Klasifikácia horn. prostredia Rock mass classifi- cation
	σ_c (MPa)	E_{def} (MPa)	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	ν	RQD (%)	RMR	QTS
Geotechnický úsek 1 kvartér -delúvium Geotechnical section 1 Quaternary – deluvium	- -	5 - 22 5 - 22	24 - 30 24 - 30	0 - 15 0 - 15	0,35 - 0,42 0.35 - 0.42	- -	- -	- -
Geotechnický úsek 2 Geotechnical section 2 Ic>Pc / Ms>Ss	3,12 - 15,58 3.12 - 15.58	50 - 600 50 - 600	25 - 32 25 - 32	25 - 120 25 - 120	0,25 - 0,35 0.25 - 0.35	31 - 86 31 - 86	31 - 52 31 - 52	51 - 69 51 - 69
Geotechnický úsek 3 Geotechnical section 3 Pc>Ic / Ss>Ms	7,48 - 24,07 7.48 - 24.07	250 - 1000 250 - 1000	32 - 37 32 - 37	30 - 130 30 - 130	0,243 - 0,337 0.243 - 0.337	45 - 92 45 - 92	41 - 60 41 - 60	60 - 76 60 - 76
Geotechnický úsek 4 Geotechnical section 4 Ic>>Pc / Ms>>Ss	3,80 - 10,22 3.80 - 10.22	100 - 400 100 - 400	28 - 36 28 - 36	30 - 130 30 - 130	0,328 - 0,341 0.328 - 0.341	35 - 84 35 - 84	34 - 50 34 - 50	53 - 68 53 - 68
Geotechnický úsek 5 Geotechnical section 5 Pc>>Ic / Ss>>Ms	9,90 - 59,95 9.90 - 59.95	600 - 3000 600 - 3000	34 - 40 34 - 40	90 - 280 90 - 280	0,154 - 0,289 0.154 - 0.289	50 - 95 50 - 95	45 - 63 45 - 63	63 - 83 63 - 83
Geotechnický úsek 6 Geotechnical section 6 Zl>Pc>Ic / Co>Ss>Ms	8,05 8.05	150 - 500 150 - 500	30 - 36 30 - 36	60 - 130 60 - 130	0,35 0.35	30 - 87 30 - 87	33 - 54 33 - 54	53 - 71 53 - 71

Vysvetlivky: Ic – ílovec, Pc – pieskovec, Zl – zlepenec / Explanation: Ms – mudstone, Ss – sandstone, Co – conglomerate

rozvodnicou, ktorá delí masív Malkovskej hôrky na oblasť tvorenú flyšovým súvrstvom (oblasť medzi Troma jarkami) a oblasť tvorenú pieskovecami (vrcholová časť). Oblasť masívu tvorená flyšovým zubereckým súvrstvom, v ktorom bude razený tunel Prešov, je odvodňovaná odtokom zrážkových vôd do potokov Vydumanec a bezmenných prítokov Malkovského potoka. Okrem prevládajúceho povrchového odtoku ďalšia časť zrážkových vôd prestupuje do zvetraninového pláštá rozvolnených paleogénnych hornín. Flyšové súvrstvie v koridore tunela Prešov predstavuje ako celok málo zvodnené a veľmi nízko priepustné prostredie s puklinovou a lokálne aj medzizrno-puklinovou priepustnosťou silne zvetraných polohách. Obeh podzemnej vody sa sústreďuje do strmých subvertikálnych puklinových zón a pásom intenzívneho rozpukania tektonických porúch. Tieto môžu predstavovať privilegované hydraulické cesty pre pohyb vôd do väčšej hĺbky s pomalým obehom. Vzhľadom na to, že počas realizácie vrtov bola evidovaná čiastočná alebo úplná strata vrtného výplachu, dá sa predpokladať, že puklinová priepustnosť hornín môže byť výrazne vyššia. Predpokladá sa, že hlavné priesaky a prieniky podzemnej vody do tunelových rúr budú v oblastiach nad morfológickými zníženinami a údoliami, kde je výraznejší dosah zóny rozvolnenia horninového masívu, ďalej v oblastiach križovania sa výrazných tektonických porúch a v puklinových zónach na kontakte priepustných pieskovecov a nepriepustných ílovcov. Priesaky a prieniky vody do výrubu tunela sa budú prejavovať častejšie hlavne v období s trvalejšou zrážkovou činnosťou a v období topenia sa snehu. Odhadované prítoky podzemných vôd do výrubu tunela by sa mohli v týchto miestach pohybovať rádovo od 0,01 do 0,5 l/s, maximálne do 1,0 l/s.

CHARAKTERISTIKA HLAVNÝCH RIZÍK A NAVRHOVANÉ OPATRENIA

Na základe výsledkov z inžinierskogeologického prieskumu bolo horninové prostredie zhodnotené ako heterogénne z hľadiska:

- litológie, stupňa zvetrania, veľkosti blokov a stupňa pevnosti hornín;
- degradácie geotechnických parametrov hornín až na úroveň zemín v dôsledku tektonického porušenia a zvetrania v blízkosti tektonických porúch;
- svahové deformácie v oblasti východného portálu;



Obr. 5 Ukážka výnosu vrtného jadra ílovcových vrstiev z vrtu T-9, hĺbkový interval 98–106 m, zobrazený úsek predstavuje uspokojivú kvalitu horninového masívu

Fig. 5 Example of the drill core recovery from mudstone beds, from borehole T-9, the depth interval 98–106m, the depicted section represents fair quality of rock mass

thin thickness of beds (10–130mm). The dip of layers is favourable, ca 10–20° into the massif. The claystone-sandstone layers are heavily to completely weathered in the upper part. The reach of the heavy weathering zone is 2 to 4m. Medium to slightly weathered claystone-sandstone layers with low to very low strength (R4–R5) are under these beds. Their thickness ranges from 1 to 4.5m.

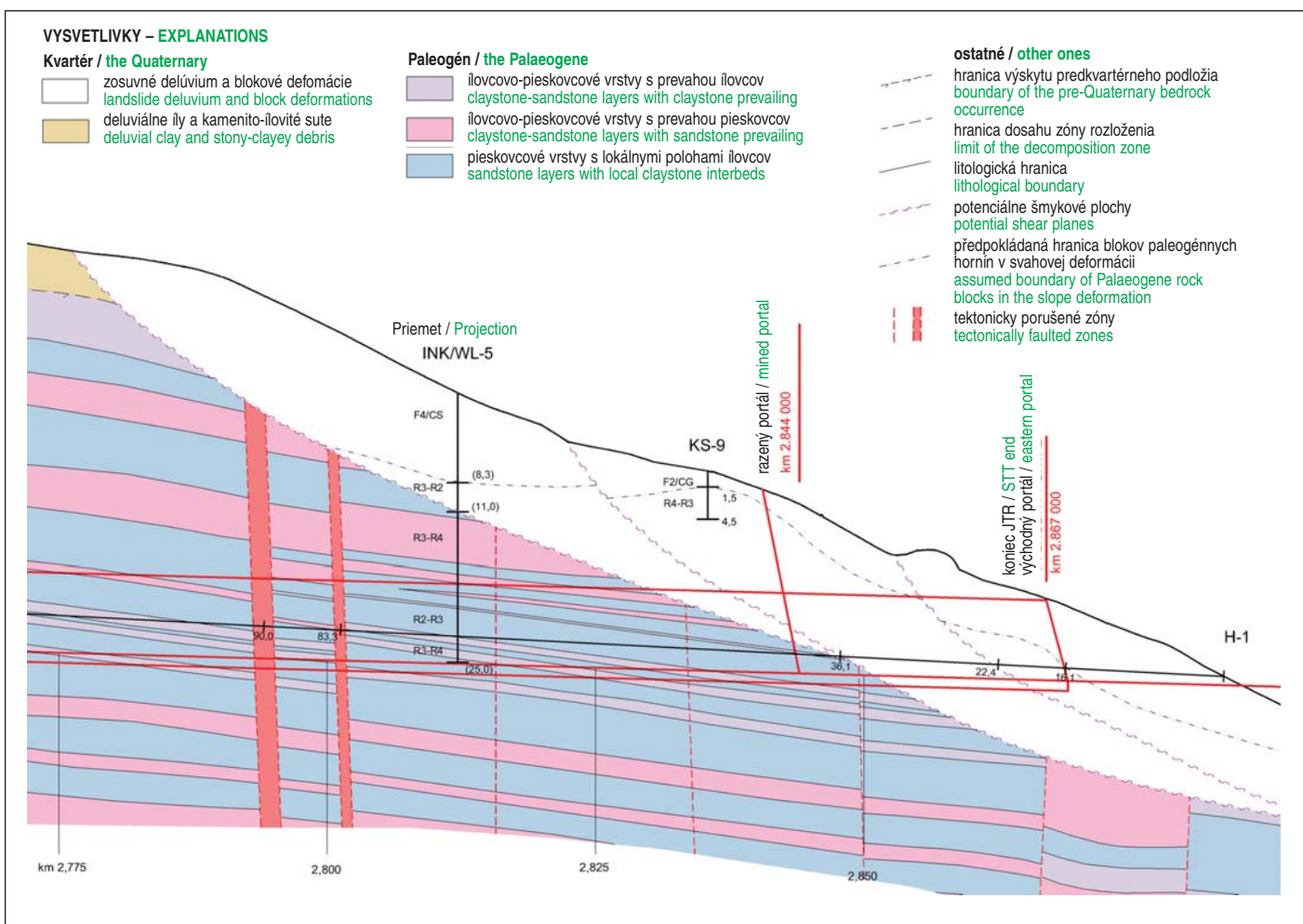
The eastern portal of the Prešov tunnel is located on the slope in the NE direction to the Torysa river valley. The slope on which the portal is located is affected by blocky character slope deformations. Significant jointing edges up to 10m high can be observed on the slope. The accumulation area has also distinct boundaries. The depths of shear planes in the landslide area reach 10 to 15m, with the basal shear plane extending up to the depth of 18m. Shallower shear planes pass through deluvial sediments and deeper shear planes, along which movements of sandstone blocks occurred, developed first of all on weathered surfaces of claystone, which have the character of clay (F6/CI, F8/CH, F2/CG) with stiff-hard consistency. The landslide deluvium has the character of clay (F4/CS, F6/CI, F8/CH) in the upper part. Their depth reaches 4 to 8m. The deeper part is formed by deluvial debris (F2/CG, G5/GC) with blocks of slid rock blocks mainly with the sandstone composition. The thickness of the slid blocks is variable, representing relatively wide scatter from 1m up to 10m (see Fig. 6).

Hydrogeological conditions along the Prešov tunnel are affected by the geological-tectonic structure of the massif and hydrogeological divide dividing the Malkovská Hôrka massif into an area with flysh strata (the area between Tri Jarky) and the area formed by sandstone (the top part). The part of the massif formed by the flysh Zuberec Formation, through which the Prešov tunnel will be driven, is drained by the outflow of rain water to creeks, the Vydumanec and nameless tributaries of the Malkov creek. Apart from the prevailing surface outflow, another part of rainwater infiltrates into the weathered mantle and loosened Palaeogene mantlerock. The flysh strata within the Prešov tunnel corridor represents as a whole a water-bearing and very little permeable environment with fissure type of permeability, locally even intergrain-fissure permeability type in heavily weathered layers. The circulation of groundwater is concentrated into steep sub-vertical fissure zones and zones of intensely jointed tectonic faults. They can represent privileged hydraulic paths for the movement of water to a greater depth with slow circulation. With respect to the fact that partial or complete loss of drilling mud was registered during the realisation of boreholes, it is possible to assume that the fissure permeability of rock can be significantly higher. We assume that the main seepage and penetration of groundwater into tunnel tubes will be in the areas above morphological depressions and valleys, where the reach of the rock mass loosening zone is more pronounced, further in areas of tectonic faults intersections and in fissure zones on contact between permeable sandstone and impermeable claystone. Seepage and ingress of water into the tunnel excavation will manifest themselves mainly in periods with more persistent rains and snow melting periods. Estimated inflow of groundwater into the tunnel excavation in these locations could vary from 0.01 to 0.5L/s, maximum up to 1.0L/s.

CHARACTERISTICS OF MAIN HAZARDS AND PROPOSED MEASURES

The rock environment was assessed on the basis of the results of engineering geological survey as heterogeneous from the aspect of:

- lithology, the degree of weathering, the size of blocks and the degree of rock strength;
- the degradation of geotechnical parameters of rock down to the level of soils resulting from tectonic faulting and



Obr. 6 Pozdĺžny inžinierskogeologický rez južnou tunelovou rúrou v mieste východného portálu

Fig. 6 Longitudinal engineering geological section through the southern tunnel tube in the location of the eastern portal

- nestability klenby, čelby a stien v dôsledku rozvoľnenia masívu a tektonického porušenia horniny, s ohľadom na možnosť vypadávania klinov horniny po plochách diskontinuit, možnosť odlupovania platní horniny po vrstevných plochách vzhľadom na mierny úklon vrstiev;
 - nestability stropu v oblasti svahovej deformácie v oblasti východného portálu;
 - citlivosti ílovcových hornín na zmeny vlhkosti a mrazové cykly, podmieňujúce rýchle zvetrávanie a degradáciu geotechnických parametrov hornín;
 - možnosť výskytu priesakov a lokálnych prítokov podzemných vôd do výrubu tunela v tektonicky predisponovaných úsekoch v obdobiach s trvalejšou zrážkovou činnosťou a v období topenia sa snehu;
 - rozbreďania a zmien geotechnických vlastností na styku s podzemnou, ale i s technologickou vodou, z úrovne poloskalnej horniny na zeminu, mäkkej až kašovitej konzistencie, v zónach tektonického porušenia ílovcových hornín.
- Z pohľadu hodnotenia hlavných rizík boli navrhnuté tieto opatrenia:

- v oblasti západného portálu odporúčanie zabezpečiť portálové steny kĺncovaním;
- v oblasti východného portálu je potrebné dobudovať funkčný monitorovací systém na sledovanie svahových pohybov;
- zářezy a odrezy v oblasti východného portálu sa odporúčajú zabezpečiť kotvenými zárubnými múrmí;

weathering in the vicinity of tectonic faults;

- slope deformations in the area of the eastern portal;
- instability of the vault, face and walls as a result of loosening of rock mass and tectonic faulting of rock mass with respect to the possibility of falling of rock wedges along discontinuity surfaces, the possibility of loosening rock plates along bedding planes with respect to the low inclination gradients;
- instability of the roof in the area of slope deformations in the area of the eastern portal;
- sensitivity of claystone to changes in moisture and freezing cycles conditioning rapid weathering and degradation of geotechnical parameters of consistency in zones of tectonic faulting of claystone rock types.
- the possibility of occurrence of seepage and local inflows of groundwater into the tunnel excavation in tectonically predisposed sections in periods with longer rains and in snow melting periods;
- slaking and changes in geotechnical properties from the level of semi-rock to soil on contact with groundwater or process water, assuming soft to liquid consistency in zones of tectonic faulting of claystone-type rock types.

The following measures were proposed from the aspect of assessing the main risks:

- a recommendation to stabilise portal walls by nailing in the area of the western portal;
- it is necessary to complete the functional monitoring system for observing slope movements;
- we recommend that trenches and side-hill cuttings in the area of the eastern portal be stabilised by anchored revetment walls;

- v priortálových úsekoch realizovať úpravu a zachytenie povrchových a podzemných vôd do dláždených rigolov a ich zvedenie do recipientu mimo portálovú oblasť;
- zabezpečenie stability klenby (stropu) tunela vhodnými technickými a technologickými opatreniami (mikropilóťový dáždnik), najmä v priortálových úsekoch;
- zabezpečenie stability, klenby tunela vhodnými opatreniami (ihľovanie), nakoľko sa predpokladá pomerne mierne uloženie vrstiev a možnosť odlupovania sa platní až blokov horniny pozdĺž plôch vrstevnatosti;
- zachytávať prítoky a priesaky podzemnej vody a odvádzať ju z tunela, aby nedošlo k znehodnocovaniu geotechnických parametrov ťolcov ich rozbreďaním a zvetrávaním;
- vzhľadom na citlivosť ťolcových hornín na styk s vodou a rozbreďanie pri pojazdoch mechanizmov je potrebné zabrániť únikom technologickej vody.

ZÁVER

V rámci podrobného inžinierskogeologického a hydrogeologického prieskumu územia trasy diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh boli preskúmané geologické pomery územia projektovaného tunela Prešov. Prieskum bol zameraný na overenie geologicko-tektonickej stavby územia, zistenie inžinierskogeologických a geotechnických pomerov v trase tunela, posúdenie stability zosuvných území v portálových oblastiach, následné rozčlenenie a charakteristiku horninového masívu tunela Prešov. V trase tunela Prešov boli vypracované inžinierskogeologické rezy osami severnej a južnej tunelovej rúry, s vyčlenenými kvázihomogénnymi úsekmi podľa klasifikácie Z. T. Bieniawského (1989). Z charakteristiky vyčlenených úsekov podľa RMR vyplýva, že v trase navrhovanej južnej tunelovej rúry predstavujú zlú kvalitu horninového prostredia úseky v dĺžke 382 m (17 %), uspokojivú kvalitu horninového prostredia predstavujú úseky v dĺžke 1421 m (65 %) a dobrú kvalitu prostredia predstavujú úseky v dĺžke 384 m (18 %). V trase navrhovanej severnej tunelovej rúry predstavujú zlú kvalitu horninového prostredia úseky v dĺžke 439,5 m (20 %), uspokojivú kvalitu horninového prostredia predstavujú úseky v dĺžke 1363 m (63 %) a dobrú kvalitu horninového prostredia predstavujú úseky v dĺžke 363 m (17 %).

Mgr. MICHAL KUBIŠ, Ph.D.,
michal.kubis.sk@gmail.com,

Ing. JOZEF MAJERČÁK, jozef.majercak@geofos.sk,

Mgr. JANA COPLÁKOVÁ, jana.coplakova@geofos.sk,

RNDr. ANNA GREŇČÍKOVÁ,
anna.grencikova@geofos.sk,
GEOFOS, s.r.o.

Recenzovali / Reviewed: Ing. Róbert Zwilling,
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D.

- improving the pre-portal sections and catching surface and ground water in paved gutters in portal sections and diverting it to a recipient outside the portal area;
- ensuring stability of the tunnel vault (roof) by suitable technical and technological measures (canopy tube pre-support), mainly in portal sections;
- ensuring stability of the tunnel vault by suitable measures (spiling) because we expect relatively moderate deposition of layers and the possibility of peeling of plates up to blocks of rock along bedding planes;
- capturing inflows and seepage of groundwater and diverting them from the tunnel to prevent degradation of geotechnical parameters of claystone by weathering and turning to slush;
- with respect to the sensitivity of claystone rock types to contact with water and slaking due to mechanisms running on the surface, it is necessary to prevent spilling of process water.

CONCLUSION

Geological conditions of the area for the Prešov tunnel being designed were examined within the framework of the detailed engineering geological and hydrogeological survey along the alignment of the Prešov West – Prešov East section of the D1 motorway. The survey was focused on the verification of the geological-tectonic structure of the area, identification of engineering geological and geotechnical conditions along the tunnel alignment, assessment of stability of landslide areas in portal areas, subsequent division and characteristics of the Prešov tunnel rock mass. Engineering geological sections on the northern tunnel tube and southern tunnel tube centre lines were carried out along the Prešov tunnel alignment, with quasi homogeneous blocks specified according to the Z. T. Bieniawski (1989) classification system. It follows from the characteristics of the sections specified according to the RMR that, on the alignment of the southern tunnel tube being designed, sections 382m long in total (17%) represent poor quality of rock environment, sections at the total length of 1421m (65%) represent good quality quality and 384m (18%) represent good quality. On the northern tunnel tube alignment, poor quality of rock environment is represented by 439.5m long sections (20%), good quality quality of rock environment is represented by sections 1363m long in total (63%) and fair quality of rock environment is represented by sections 363m long in total (17%).

Mgr. MICHAL KUBIŠ, Ph.D.,
michal.kubis.sk@gmail.com,

Ing. JOZEF MAJERČÁK, jozef.majercak@geofos.sk,

Mgr. JANA COPLÁKOVÁ, jana.coplakova@geofos.sk,

RNDr. ANNA GREŇČÍKOVÁ,
anna.grencikova@geofos.sk,
GEOFOS, s.r.o.

LITERATURA / REFERENCES

- BIENIAWSKI, Z. T. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil and petroleum engineering*. A Wiley-Interscience publication, 1989, 249 s.
- GREŇČÍKOVÁ, A. et al. *Diaľnica D1 Prešov západ – Prešov juh. Podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum*. Žilina: Geofos, 2012, 139 s.
- JUHÁS, B., KOPČÁK, J. *Diaľnica D1 Prešov-západ – Prešov-juh. Inžinierske stavby*, 2013, č. 4, s. 10-12.
- MAŠLÁROVÁ, I. et al. *Diaľnica D1 Prešov západ – Prešov juh. Orientačný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum*. Spišská Nová Ves: Uranpres, 2008.
- TESAŘ, O. *Klasifikace skalných a poloskalných hornin pro podzemní stavby*. Autoreferát k disertační práci. Ved. Rada UK Praha, 1989, 23 s.

ÚLOHA GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU A INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ DOKUMENTACE V RÁMCI VÝSTAVBY TUNELU POVAŽSKÝ CHLMEC

GEOTECHNICAL MONITORING AND ENGINEERING GEOLOGICAL DOCUMENTATION IN THE POVAŽSKÝ CHLMEC TUNNEL CONSTRUCTION PROCESS

JIŘÍ TLAMSA, ANNA VOJTĚCHOVSKÁ

ABSTRAKT

Tunel Považský Chlmec o celkové délce 2,2 km je součástí nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) a je navržený jako tunel se dvěma tunelovými troubami o dvou jízdních pružích. Ražba tunelu je prováděna metodou NRTM jak z definitivních portálů v místě napojení na přilehlé mostní objekty, tak i z dočasných portálů nacházejících se přibližně ve středu tunelu v samostatné stavební jámě. Vzhledem k náročnosti stavebních konstrukcí a složitým geologickým podmínkám v podobě tektonicky postižených hornin bradlového pásma (slepence, pískovce a jílovce) a mocných poloh kvartérních uloženin různých geotechnických vlastností se realizace stavby od svého zahájení neobešla bez komplexního geotechnického a hydrogeologického monitoringu. V rámci jednotlivých stavebních objektů v podobě stavebních jam, jednotlivých portálů a samotné ražby tunelových trub bylo v mnoha případech názorně ukázáno, že přínos geotechnické činnosti na takovémto typu stavby spočívá jak v zajištění celkové bezpečnosti výstavby, tak zejména její adaptaci na zastižené geotechnické podmínky odrážející se v jejím urychlení a snížení nákladů.

ABSTRACT

The Považský Chlmec tunnel, with the total length of 2.2km, is part of the new Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) Tunnel section of the D3 motorway. It is designed as a structure consisting of two double-lane tunnel tubes. The tunnel is being driven using the NATM method, not only from both definite portals in the locations of the connections to the ends of adjacent bridges, but also from temporary portals located approximately in the middle of the tunnel, in a separate construction pit. With respect to demanding building structures and complex geological conditions in the form of tectonically affected rock types of the Klippen Belt (conglomerates, sandstone and mudstone) and thick layers of Quaternary sediments with various geotechnical properties, the realisation of the construction could not do without comprehensive geotechnical and hydrogeological monitoring from the beginning. In many cases it has been clearly shown on individual building structures in the form of construction pits, individual portals and the excavation for the tunnel tubes that the contribution of geotechnical activities at such the type of construction lies both in securing overall construction safety and, in particular, in its adaptation to the geotechnical conditions encountered, reflecting themselves in the works acceleration and lowering the costs.

ÚVOD – ZÁKLADNÍ ÚDAJE O PROJEKTU VÝSTAVBY

Nově budovaný úsek dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) je součástí prioritního tahu D1 a D3 v trase Bratislava – Trenčín – Žilina – Skalíté. Jeho úvodní část tvoří 1,5 km dlouhá estakáda se dvěma samostatnými mosty pro každý směr, která po překlenutí vodní nádrže Hričov přechází do tunelu Považský Chlmec. Vyústění dálnice z tunelu pokračuje 0,4 km dlouhým mostem přes řeku Kysucy. Tunel Považský Chlmec je navržený jako dvoutroubový kategorie T2-8 s šířkou vozovky 8 m a výškou průjezdného průřezu 4,8 m. Ražba tunelu včetně sedmi propojek je prováděna metodou NRTM s horizontálním členěním výrubu. Plocha výrubu tunelových trub se v závislosti na geotechnických podmínkách a zvolené vystrojovací třídě pohybuje v rozmezí 83–105 m². Hloubené úseky tunelu se nacházejí jak v oblasti západního a východního portálu, tak i v prostoru střední stavební jámy. Z celkové délky jižní tunelové trouby 2186,5 m je raženo 2120,5 m. V případě severní tunelové trouby je z celkové délky 2249 m raženo 2200 m. Specifikem projektu výstavby tunelu Považský Chlmec je rovněž využití technologie ražby pod zastropením – tzv. metoda „želva“, která byla vzhledem k předpokládaným geotechnickým podmínkám a mocnosti nadloží zvolena v případě zahájení ražeb obou tunelových trub ze západního portálu v délce

INTRODUCTION – BASIC CONSTRUCTION PROJECT DATA

The section of the Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section is part of the priority axis D1 and D3 being newly built on the Bratislava – Trenčín – Žilina – Skalíté route. Its initial part is made up of a 1.5km long viaduct with two independent bridges for each direction, which, after bridging the Hričov dam reservoir, passes into the Považský Chlmec tunnel. The motorway emerging from the tunnel continues on a 0.4km long bridge over the river Kysuca. The Považský Chlmec tunnel is designed as a T2-8 category twin-tube structure with the roadway width of 8m and the clearance 4.8m high. The excavation of the tunnel, including 7 cross passages, is being carried out using the NATM with the so-called horizontal excavation sequence (top heading, bench and invert). The tunnel tube excavated cross-sectional area ranges from 83 to 105m², depending on geotechnical conditions and the chosen excavation support class. Cut-and-cover tunnel sections are located both in the area of the western portal and the eastern portal and in the space of the mid-point construction pit. Of the total length of the southern tunnel tube of 2186.5m, the length of 2120.5m is carried out by mining methods. In the case of the northern tunnel tube, the length of 2200m of 2249m is mined. A specific feature of the Považský tunnel construction lies in the application of the cover-and-cut



Obr. 1 Přehledná situace nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno)
Fig. 1 Layout of the new Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section of the D3 motorway

Fotofoto courtesy of ARCADIS CZ a.s.

37,5 a 50 m, i ražby severní tunelové trouby ze střední stavební jámy směrem na východ v délce 34,5 m. Stavební práce na tomto úseku dálnice D3 byly zahájeny v květnu 2014. Termín zprovoznění je naplánován na červen roku 2017. V případě jižní tunelové trouby v době psaní příspěvku (konec listopadu 2015) zbývalo vyrazit zhruba 270 m mezi střední částí a východním portálem. Ze severní tunelové trouby zbývalo vyrazit zhruba 570 m v úseku od východního portálu, kde ražba zatím nebyla zahájena.

Realizace celé stavby probíhá podle smluvních podmínek žluté knihy FIDIC, což zhotoviteli a projektantovi již od fáze nabídky umožňuje v souladu s pravidly zadávací dokumentace optimalizovat technické řešení a postup výstavby. Zhotovitelem tunelu Považský Chlmec je firma HOCHTIEF CZ a.s., která provádí ražbu ze střední portálové jámy. Ražbu ze západního a východního portálu pak provádí její subdodavatel firma TuCon, a.s. Zpracovatelem realizační dokumentace tunelu a portálových stavebních jam je projekční skupina firmy HOCHTIEF CZ a.s. Přehledná situace nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) s vyznačením hlavních stavebních objektů je uvedena na obr. 1.

GEOLOGICKÉ POMĚRY ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

Převážná část trasy nově budovaného úseku dálnice prochází horninovým prostředím s celkově pestrá a komplikovanou strukturně-geologickou stavbou. Ražba tunelového komplexu i zakládání přilehlých mostních objektů je realizována v prostředí zvrásněných křídových sedimentárních hornin pie-ninského bradlového pásma v podobě nepravidelného střídání různě mocných poloh exotických polymiktních slepenců s vápnito-písčítým a jílovito-slinitým tmelem (obr. 2), jemně až hrubě zrnitých pískovců, prachovců a jílovců (obr. 3). Z pohledu geotechnických vlastností, a tedy i podmínek výstavby, se tyto jednotlivé horninové typy významně odlišují zejména svou pevností, četností a charakterem přítomných diskontinuit v podobě vrstevních ploch, systémů puklin

technique branch, the so-called “Tortoise Method”, which was selected with respect to the anticipated geotechnical conditions and the thickness of the overburden in the case of the commencement of the excavation of both tunnel tubes from the western portal for the lengths of 37.5m and 50m, respectively, and the length of 34.5m for the excavation of the northern tunnel tube from the mid-point construction pit to the east. Construction work on this D3 motorway section commenced in May 2014. Opening the tunnel to traffic is planned for June 2017. As far as the southern tunnel tube is concerned, about 270m of the excavation between the middle part and the eastern portal currently (the end of September 2015) remain to be driven. Regarding the northern tunnel tube, an about 570m long section from the eastern portal on, where the tunnel excavation has not been started yet, remains to be driven.

The realisation of the entire construction, proceeding according to the FIDIC Yellow Book contractual conditions, allows the contractor and the designer as early as from the bidding phase to optimise technical procedures and the construction process, in accordance with the terms and conditions of the tender design. The contractor for the construction of the Považský Chlmec tunnel is HOCHTIEF CZ a.s. It drives the tunnel from the mid-point portal construction pit. From the western and eastern portals it is driven by its sub-contractor, TuCon a.s. The final design for the tunnel and the portal construction pits is carried out by the designing group of HOCHTIEF a.s. The layout of the new Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section with the main structures marked in it is presented in Fig. 1. The detailed design for the tunnel and portal construction pits is carried out by the designing group of HOCHTIEF a.s.

GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE AREA OF OPERATIONS

The major part of the route of the motorway section being newly built passes through rock environment with generally varied and complicated geological structure. The excavation for the complex of tunnels and the foundation of adjacent bridge



Fotofoto courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 2 Polymikttní slepence s vápnito-písčtým tmelem s vysokou pevností
Fig. 2 High strength polymict conglomerates with calcareous-sandy cement

i tektonických poruch, náchylností k zvětrávacím procesům nebo propustností.

Horninový masiv je na mnoha místech prostoupen tektonickými poruchami různého řádu, které se v rámci geotechnických podmínek výstavby projevují nepravidelným střídáním horninových bloků odlišných geotechnických vlastností a celkovým oslabením horninového masivu (tj. výrazné podrcení a provrásnění, vyšší míra zvětrání, intenzivnější přítoky podzemní vody atd.). Křídové sedimentární horniny bradlového pásma jsou v prostoru trasy tunelu zvrásněny s generelním úklonem vrstev mezi 30–60° směrem k SSV. Zejména v blízkosti významnějších tektonických poruch a poruchových pásem však může být orientace a sklon vrstevních ploch velmi proměnlivá.

Kromě křídových hornin výstavba na několika místech probíhá také v prostředí kvartérních pokryvných útvarů různé geneze, mocnosti a geotechnických vlastností. Na svazích v prostoru portálových úseků tunelů se nacházejí často mocné polohy deluviálních a deluvio-proluviálních sedimentů, které představují svahovými pohyby přemístěné zvětraliny podložních hornin. Zrntostní složení a celková mocnost těchto uloženin může být značně proměnlivá a je přímo závislá na délce i charakteru transportu, morfologické pozici a litologii původní horniny. Zastoupeny jsou tak písčítokamenité



Fotofoto courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 3 Lavicovité polohy pískovců střední pevnosti a tenké deskovité polohy jílovců velmi nízké pevnosti
Fig. 3 Beds of medium strength sandstone and thin plates of very low strength mudstone

structures is realised in an environment formed by folded Cretaceous sedimentary rock types of the Pieniny Klippen Belt having the form of irregular alternation of variously thick layers of exotic polymict conglomerates, mudstone with calcareous-sandy and clayey-marly cement (see Fig. 2), finely to coarsely grained sandstone, siltstone and mudstone (see Fig. 3). In terms of geotechnical properties, thus also the conditions for the construction, these individual rock types significantly differ, mainly in their strength, frequency and the character of present discontinuities having the form of bedding planes, systems of fissures and tectonic faults, propensity to weathering processes or permeability.

The rock mass is permeated in many places by tectonic faults of various order. They manifest themselves within the framework of geotechnical conditions of the construction by irregular alternation of rock blocks with different geotechnical properties and overall weakening of the rock mass (significant crushing and folding, a higher degree of weathering, more intense groundwater inflows etc.). The Cretaceous sedimentary rock types forming the Klippen Belt are folded with the general NNE trend of the layers ranging from 30° to 60°. However, the trend and dip of layers can be very variable in particular in the vicinity of more significant tectonic faults and weakness zones.

Apart from Cretaceous rock types, the construction passes in several locations through an environment formed by Quaternary superficial deposits of various genesis, thickness and geotechnical properties. Thick layers of deluvial and deluvio-proluviál sediments are frequently found on slopes in the area of portal sections of the tunnels. They represent solid products of weathering of the underlying rock relocated by slope movements. The grain-size composition and the total thickness of the deposits can be significantly variable and is directly dependent on the length and character of transport, the morphological position and lithology of the original rock. It means that sandy-stony and clayey-stony debris, loamy and clayey sand or clay with a variable proportion of a sandy component, fragments and boulders are represented in the ground mass. In the area of the mid-point construction pit, which is partially located in the area of a creek bed, there are also highly heterogeneous layers of fluvial and proluviál sediments. In addition, irregular layers of terrace sandy gravels were encountered within the framework of construction work in the area of the western portal, on the slope above the creek bed (see Fig. 4).

Three basic horizons of groundwater exist in the area of excavation and adjacent cut-and-cover structures with respect to the geological conditions. Their yield and character of flow are given by hydraulic and hydrogeological properties of the particular environment. The most abundant aquifer is represented by fluvial and proluviál sandy and gravel-sandy sediments with intrinsic permeability, which were encountered in the area of the mid-point construction pit. A less significant horizon of groundwater contained in deluvial and deluvio-proluviál sediments is located usually in their basal coarsely graded layers or, as the case may be, in the area of morphological depressions and erosion grooves with more intense water flows. As far as Cretaceous rock types are concerned, it is the case of environment with fissure permeability, where more significant flows and yield exists only in upper weathered and loosened parts of the rock massif. At greater depths, more intense groundwater inflows are bound only to layers of more heavily fractured rock and tectonic faults.

With respect to the project extent, several stages of geological survey work were carried out within the framework of the design preparation of the whole construction. With respect to

a jílovitokamenité sutě, hlinité a jílovité písky nebo jíly s variabilním podílem písčité složky, úlomků a valounů. V oblasti středové stavební jámy, která se zčásti nachází v prostoru koryta potoka, se vyskytují také velmi heterogenní polohy fluvialních a proluviálních uloženin. V rámci stavebních prací v oblasti západního portálu ve svahu nad korytem řeky byly zastiženy rovněž nepravidelné polohy terasových písčitých štěrků (obr. 4).

V prostoru ražeb a přilehlých hloubených objektů se vzhledem ke geologickým poměrům vyskytují tři základní obzory podzemní vody, jejichž vydatnost a charakter proudění jsou dány hydraulickými a hydrogeologickými vlastnostmi daného prostředí. Nejvydatnější zveřejnění představují fluvialní a proluviální písčité a štěrkovité sedimenty s průlinovou propustností zastižené v prostoru středové jámy. Méně významný obzor podzemní vody deluviálních a deluvio-proluviálních sedimentů se nachází zpravidla v jejich bazálních hrubozrnných polohách, případně v prostoru morfologických depresí a erozních rýh s intenzivnějším prouděním vody. U křídových hornin se jedná o prostředí s puklinovou propustností, kde se výraznější proudění i vydatnost nachází jen ve svrchních zvětralých a rozvolněných partiích horninového masivu. Ve větších hloubkách jsou pak intenzivnější přítoky podzemní vody vázány zpravidla jen na polohy silněji rozpukané horniny a tektonické poruchy.

V rámci projekční přípravy celé stavby bylo s ohledem na její rozsah provedeno několik etap geologicko-průzkumných prací. Vzhledem k charakteru horninového prostředí, které je specifické zejména nepravidelným střídáním odlišných litologických typů hornin a častým výskytem tektonických poruch, a také omezenému rozsahu a metodice průzkumných prací ovlivněných nepřístupným a členitým terénem, je však velmi obtížné, zejména v případě tunelu s horninovým nadloží dosahujícím často více než 100 m, v celé jeho trase pro obě tunelové trouby přesně popsat inženýrsko-geologické a hydrogeologické poměry. V průběhu výstavby jednotlivých stavebních objektů se tak mohou vždy ve větší či menší míře zastižnout odlišné geotechnické podmínky, než ty původně průzkumem předpokládané. Pro zajištění ekonomiky a maximální bezpečnosti výstavby proto musí být realizační projekt a celá výstavba vždy schopné operativně reagovat na skutečně zastižené podmínky.

GEOTECHNICKÝ MONITORING A INŽENÝRSKOGEOLOGICKÁ DOKUMENTACE

Od zahájení výstavby nového úseku dálnice D3 je obdobně jako u jiných takto rozsáhlých a náročných staveb prováděn komplexní geotechnický a hydrogeologický monitoring. Základním úkolem této činnosti je jednak sledovat negativní vliv stavby na okolní horninové prostředí a stávající objekty povrchové zástavby a jednak sledovat chování nových stavebních konstrukcí a jejich interakci s okolním horninovým prostředím. Metodika a rozsah geotechnického monitoringu odpovídají typu a náročnosti jednotlivých stavebních objektů a předpokládaným geotechnickým podmínkám. V průběhu výstavby je pak činnost monitoringu podle potřeby přizpůsobována jak změnám v realizačním projektu a postupu výstavby, tak i skutečně zastiženým podmínkám nebo vzniklým geotechnickým problémům.

Sledování odezvy horninového masivu na provedené zásahy v podobě výkopových prací a ražeb je prováděno pomocí inklinometrického a extenzometrického měření ve vrtech (z povrchu i podzemí), konvergenčního měření výrubů nebo geodetickým sledováním povrchu terénu v prostoru poklesových



Foto/photo courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 4 Terasové písčité štěrky zastižené v oblasti západního portálu
Fig. 4 Sandy terrace gravels encountered in the area of the western portal

the character of the rock environment, which is specific mainly by the irregular alternation of different lithological rock types and frequent occurrence of tectonic faults, and also to the limited extent and methodology of survey operations affected by the inaccessible and rugged terrain, it is very difficult, most of all in the case of a tunnel with the overburden height frequently exceeding 100m throughout the length of the routes of both tunnel tubes, to describe the engineering and geological and hydrogeological conditions exactly. Therefore geotechnical conditions differing to higher or lower extent from those predicted by the original investigation can always be encountered during the course of the construction of individual structures. For that reason, the final design and the whole construction process have always to be capable of operatively responding to actually encountered conditions.

GEOTECHNICAL MONITORING AND ENGINEERING GEOLOGICAL DOCUMENTATION

Comprehensive geotechnical and engineering geological documentation has been carried out, similarly to other that large and demanding construction projects, since the beginning of the construction of the new section of the D3 motorway. The fundamental task of this activity is to monitor the negative influence of the construction on surrounding ground environment and existing surface buildings and structures and to monitor the behaviour of new structures and their interaction with the surrounding ground environment. The methodology and extent of geotechnical monitoring correspond to the type and demands of individual structures and the anticipated geotechnical conditions. During the course of the construction, the monitoring activities are adapted to changes in the detailed design and the construction progress, as well as the actually encountered conditions or originating geotechnical problems.

The monitoring of ground mass response to an intervention in the form of excavation and mining operations is carried out by inclinometer and extensometer measurements in boreholes (from both the surface and underground), convergence measurements of excavated openings or geotechnical observation of the terrain surface in the area of the settlement trough and the slopes of trenches for cut-and-cover structures. The influence of a construction on hydrogeological conditions in the ground environment in the form of changes in the levels of the water tables and the regime of groundwater flows is monitored by means of observation hydrogeological boreholes. Permanent

kotlin a svahů výkopů hloubených objektů. Vliv stavby na hydrogeologické poměry horninového prostředí v podobě změn úrovní hladin a režimu proudění podzemní vody je sledován pomocí pozorovacích hydrogeologických vrtů. Monitoring trvalých i dočasných stavebních konstrukcí a jejich interakce s okolním prostředím je prováděn pomocí geodetického měření (sledování deformací vyztužených svahů, pilotových a záporových stěn stavebních jam), měření kotevních sil nebo sledováním změn napětí ostění tunelů a tlaku okolní horniny na ostění pomocí tenzometrů a tlakových podušek. Negativní vliv stavby na objekty povrchové zástavby v podobě stávajících komunikací, inženýrských sítí, obytných objektů nebo sloupů vysokého napětí je sledován formou geodetického měření (trigonometrické měření, přesná nivelace, laserové 3D skenování), monitoringem vzniku a progresu možného porušení budov nebo kontinuálním měřením seismických účinků od trhacích prací.

Důležitým úkolem geotechnického monitoringu je rovněž ověřování předpokladů provedených geologických průzkumných prací formou podrobné dokumentace skutečně zastižených inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů. Tato činnost zahrnuje jak dokumentaci ražeb tunelů, hloubení stavebních jam a zářezů přístupových cest, tak i dokumentaci vrtů pro potřeby monitoringu nebo vrtů pro piloty, záporu a kotvy. Výstupy geologické dokumentace pak společně s výsledky ostatních monitorovacích metod především umožňují operativně přizpůsobovat projekt i technologii výstavby zastiženým podmínkám. Hlavním dodavatelem geotechnického monitoringu výstavby nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) je společnost ARCADIS CZ a.s. Subdodavateli monitoringu zajišťujícími dílčí činnosti jsou pak společnosti Angermeier Engineers, s.r.o. (konvergenční měření), INSET s.r.o. (seismická a geoelektrická měření), GeoExperts, spol. s r.o. (inklinometrická a extenzometrická měření, tlakové podušky, tenzometry). Veškeré výstupy monitoringu jsou bezprostředně po jejich vyhodnocení prezentovány v informačním systému BARAB, který je dostupný všem kompetentním účastníkům výstavby. Příklady využití výstupů geotechnického monitoringu a inženýrskogeologické dokumentace v rámci hloubených a ražených objektů nového úseku dálnice D3 jsou podrobně uvedeny v následujících kapitolách.

Hloubené stavební objekty

Přínos výsledků jednotlivých činností geotechnického monitoringu, zejména pak inženýrskogeologické dokumentace, byl dobře ilustrován v případě realizace a zajišťování stavební jámy v oblasti portálů ve střední části tunelu. Vzhledem k nepřístupnosti původního terénu v podobě velmi strmých zalesněných svahů a souvisejícímu omezenému počtu průzkumných sond v prostoru projektované stavební jámy bylo po odlesnění v místě budoucích portálů provedeno několik kopaných sond, pomocí nichž byla ověřena mocnost a charakter kvartérních pokryvných útvarů a horninového podloží. K upřesnění inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů zde byla využita i dokumentace souběžně prováděných inklinometrických a hydrogeologických vrtů. Díky nově zjištěným informacím o geotechnických podmínkách výstavby byla ověřena správnost nového řešení jámy, kdy byla původně svahovaná jáma upravena na jámu menšího rozsahu zajištěnou zčásti svahováním (boční svahy) a zčásti záporovým pažením (portálové stěny). V prostoru severní tunelové trouby v oblasti koryta původního potoka pak byla rovněž vzhledem k nepříznivým geotechnickým podmínkám využita konstrukce želvy.

and temporary structures and their interaction with the surrounding environment are monitored by topographical survey (the observation of deformations of supported slopes, pile walls, soldier beam and lagging walls of construction pits), measuring the anchoring forces or monitoring the changes in the stress in tunnel liners and the pressure induced by the surrounding ground on the tunnel lining by means of pressure gauges and pressure cells. The negative influence of the construction on surface buildings and structures having the form of existing roads, engineering networks, residential buildings or high tension distribution poles is monitored by means of topographical survey (trigonometric survey, precision levelling, 3D laser scanning), by monitoring of the origination and progress of potential damage caused to buildings or continual measuring of seismic effects due to the effects of blasting operations.

Another important task of geotechnical monitoring is to verify the assumptions of completed survey operations in the form of detailed documentation of actually encountered engineering geological and hydrogeological conditions. This work incorporates not only the documentation of the excavation of tunnels, excavation of construction pits and trenches for access roads, but also the documentation of boreholes carried out for monitoring purposes or boreholes for piles, soldier beams and anchors. The geological documentation outputs, together with the results of the other monitoring methods, primarily subsequently allow for the operative adaptation of the design and the construction technique to the actually encountered conditions. The main contractor for the geotechnical monitoring of the construction of the new Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section of the D3 motorway is ARCADIS CZ a.s. with Angermeier Engineers, s.r.o. as the sub-contractor for convergence measurements, INSET s.r.o. for seismic and geoelectric measurements, GeoExperts spol. s r. o. for inclinometer and extensometer measurements, pressure cells and pressure gauges. All monitoring outputs are immediately after assessing them presented in the BARAB information centre, which is available to all competent parties of the construction.

Examples of the use of the outputs of geotechnical monitoring and engineering geological documentation within the framework of cut-and-cover and mined structures on the new section of the D3 motorway are presented in detail in the following chapters.

Cut-and-cover structures

The contribution of results of individual geotechnical monitoring activities, in particular the engineering geological documentation, was well illustrated in the case of the realisation and stabilisation of the construction pit in the areas of portals in the middle part of the tunnel. Several trial holes were dug after deforestation in the area of future portals taking into consideration the inaccessibility of the original terrain having the form of very steep forested slopes and the limited number of investigation probes in the area of the planned construction pit associated with it. The probes verified the correctness of the thickness and character of the Quaternary superficial deposits and the bedrock. Even the documentation of the concurrently carried out inclinometer and hydrogeological boreholes was used for refining the engineering geological and hydrogeological conditions in this area. The correctness of the new solution to the pit, where the originally sloped pit was modified to a smaller pit stabilised partially by sloping (lateral slopes) and partially by soldier beam and lagging walls (the portal walls), was verified thanks to newly learned information on the geotechnical conditions of the construction. The "tortoise" structure was in addition used in the area of the northern tunnel tube in the area of the original creek



Foto/photo courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 5 Stěna východního portálu jižní tunelové trouby zajištěná záporovým pažením a betonovým zástříkem

Fig. 5 The wall of the eastern portal of the southern tunnel tube supported by a soldier beam and lagging wall and shotcrete

Informace o inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech v místě budoucích portálů byly po zahájení samotné výstavby dále upřesňovány v rámci dokumentace vrtů pro jednotlivé zápor. Na základě výstupů této dokumentace se v místě záporových stěn podařilo celkem přesně určit mocnost a charakter kvartérních pokryvných útvarů (deluviální a proluviální sedimenty, fluviální uloženiny potoka), rozsah jednotlivých litologických typů hornin (slepence, pískovce a slínovce), dosah zóny zvětrání a rozvolnění horninového podloží nebo přítomnost a intenzitu přítoků podzemní vody. V případě záporové stěny východního portálu jižní tunelové trouby a západního portálu severní tunelové trouby bylo navíc vzhledem k zastižení masivních slepenců vysoké pevnosti na základě prováděné dokumentace u velkého počtu zápor přistoupeno k jejich zkrácení a související úpravě zajištění stěn v podobě změn úrovní převážek lanových kotev.

V průběhu postupného hloubení středové jámy byla následně prováděna kontinuální dokumentace zastižených zemin a hornin nebo přítoků podzemní vody, která vedla k dalšímu upřesnění geotechnických podmínek výstavby. Informace o horninovém prostředí v blízkém okolí jámy zahrnující mocnost kvartérních zemin, dosah zvětralé a rozvolněné zóny podloží nebo přítoky podzemní vody byly částečně získávány i v rámci dokumentace vrtů pro lanové kotvy záporových stěn, případně i hřebíky ve svahované části jámy. Výstupy této dokumentace byly cenné zejména v prostoru portálů jednotlivých tunelových trub – pro návrh dočasného zajištění svahů v místě budoucího výrubu a pro optimalizaci zajištění úvodních úseků ražby. V případě realizace záporových stěn bylo na základě výsledků geologické dokumentace prováděno jednak standardní pažení pomocí dřevěných trámů, nebo při zastižení nezvětralé a neporušené horniny zajišťování stěn pomocí ocelových sítí a stříkaného betonu (obr. 5).

Výsledky geotechnického monitoringu v podobě sledování odezvy horninového masivu na stavební zásah a jeho interakce s vytvořenými stavebními konstrukcemi ve většině případů potvrdily očekávaný vývoj deformací, a tím i správnou volbu projektovaného řešení zajištění a realizace jámy. Rovněž pokles hladiny podzemní vody v jednotlivých pozorovacích vrtech po obvodu jámy odpovídal předpokládanému vlivu stavby na hydrogeologické poměry, případně intenzitě srážkové činnosti. Pouze v ojedinělých případech bylo na základě zjištěné nežádoucí velikosti a trendu deformací přistoupeno k úpravě

bed with respect to unfavourable geotechnical conditions.

Information on engineering geological and hydrogeological conditions in the locations of future portals was further refined within the framework of the documentation of boreholes for individual soldier beams after the commencement of the construction operations. The thickness and character of the Quaternary superficial deposits (deluvial and proluvial sediments, fluvial deposits of the creek), the extent of individual lithological types of rock (conglomerates, sandstone and marlstone), the reach of the zone of weathering and loosening of the bedrock or the presence and intensity of groundwater inflows in the locations of the soldier beam and lagging walls were successfully determined on the basis of the outputs of this documentation. In addition, it was decided that the lengths of the soldier beams were to be reduced and the relating stabilisation of the walls to be modified by changing the levels of walers on cable anchors in the cases of the soldier beam and lagging walls at the eastern portal of the southern tunnel tube and the western portal of the northern tunnel tube with respect to encountering massive high strength conglomerates at a big number of the soldier beams determined on the basis of the conducted documentation.

The ground and rock types or groundwater inflows were subsequently documented during the course of the gradual excavation of the mid-point construction pit. It led to further refining of geotechnical conditions of the construction. Information on the rock environment in the vicinity of the pit, covering the thickness of Quaternary soils, the reach of the weathered and loosened zone of the bedrock or groundwater inflows, was partially obtained even within the framework of the documentation of boreholes for cable anchors of the soldier beam and lagging walls or even nails in the sloped part of the pit. The outputs of this documentation were valuable particularly in the areas of portals of individual tunnel tubes – for designing the temporary stabilisation system of slopes in the locations of future tunnelling operations and for optimising the support in the initial tunnel excavation sections. In the case of the realisation of soldier beam and lagging walls, standard lagging using wooden beams was used or, when non-weathered and undisturbed rock was encountered, the walls were supported with steel mesh and shotcrete on the basis of the results of the geological documentation (see Fig. 5).

The results of geotechnical monitoring in the form of the observation of ground mass response to construction interventions and its interaction with new structures confirmed the anticipated development of deformations, thus also the correctness of the choice of the design solution to the pit stabilisation and realisation. The drop of the water table level in individual observational boreholes around the pit circumference also corresponded to the assumed influence of the construction on hydrogeological conditions, eventually to the intensity of rainfall. It was only in sporadic cases that undesirable magnitude and trend of deformations requiring changes in the design of the pit stabilisation system were detected. One of such cases was, for example, the rehabilitation of an access road, which was carried out in the form of a deep and steep trench in the environment of alluvial deposits created by the original creek and anthropogenic fills with significantly unfavourable properties. During the work on sinking the road surface down to the final level, a part of the previously stabilised slope suffered damage and, at the same time, growing deformations were detected in the remaining undamaged part of the slope, representing an unacceptable risk in the form of the loss of stability even in this part of the excavation. For that reason the contractor proceeded to additional support in

projektu zajištění jámy. Takovýmto případem byla kupříkladu sanace přístupové cesty prováděná formou hlubokého a strmého zářezu v prostředí fluvialních náplavů koryta původního potoka i antropogenních náplavů značně nepříznivých geotechnických vlastností. V průběhu zahlubování cesty na finální úroveň zde došlo k porušení části již zajištěného svahu a současně byly ve zbývající neporušené části svahu zaznamenané narůstající deformace představující nepříjemné riziko v podobě ztráty stability i této části výkopu. Z tohoto důvodu bylo v ohroženém úseku zářezu cesty bezprostředně přistoupeno k jeho dodatečnému zajištění v podobě navýšení počtu dostatečně dlouhých injektovaných IBO kotev, po kterém došlo k postupnému ustálení pozorovaných deformací.

Výstupy inženýrskogeologické dokumentace a geotechnického monitoringu byly využity také v případě západního a východního portálu tunelu. U západního portálu byla pro upřesnění geotechnických podmínek výstavby v první fázi využita dokumentace hloubení horní svahované části jámy a vrtů pro piloty pro zajištění jámy v místě obou želv. Později pak dokumentace dalšího zahlubování jámy, realizace vrtů pro lanové kotvy zajištění čelních štětovnicových stěn portálu a samotné profilování želv. Výstupy dokumentace umožnily ověřit mocnost a charakter kvartérních pokryvných útvarů (především rozsah pro ražbu velmi nepříznivých terasových písčitých štěrků), úroveň povrchu horninového podloží, hloubkový dosah jeho zvětrání i zastoupení jednotlivých litologických typů hornin. Z dokumentace vrtů pro piloty byly ověřeny i předpokládané hydrogeologické poměry. Pro upřesnění geologických poměrů v úvodním úseku ražeb byla částečně využita i dokumentace několika přilehlých výkopů pro založení stožárů vysokého napětí.

Ražba tunelu

V případě výstavby jednotlivých tunelových trub jsou výsledky komplexní činnosti geotechnického monitoringu a inženýrskogeologické dokumentace využívány pro adaptaci technologie a postupu ražeb na skutečně zastižené geotechnické podmínky a související odezvu horninového masivu na provedené stavební zásah. Tento proces soustavného přizpůsobování výstavby, na kterém je nakonec metoda NRTM založena, ve výsledku vede k maximálnímu urychlení postupu ražeb a využití optimálního vyztužení výrubů (tj. není předimenzované ani poddimenzované), a to vše při zajištění celkové bezpečnosti výstavby.

U portálových úseků většiny tunelových trub volba zajištění výrubu a postupu ražby z velké části vycházela právě z vyhodnocení inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů ověřených v průběhu hloubení a zajišťování stavebních jam. V případě ražeb ze střední portálové jámy bylo na základě zhodnocení geotechnických podmínek výstavby kupříkladu přistoupeno k dodatečnému zajištění úvodního úseku ražby severní tunelové trouby za želvou. V tomto úseku tunelu, nacházejícího se v prostoru koryta původního potoka, byla v části jeho nadloží ověřena jen omezená poloha silně zvětralé a rozvolněné horniny a také mocné polohy zvodnělých kvartérních uloženin. Pro zvýšení bezpečnosti ražby v tomto rizikovém úseku bylo proto přistoupeno k dodatečnému zajištění nadloží kaloty pomocí ocelové výztuže a výplňové injektáže, která vedla jak ke zlepšení geotechnických parametrů kvartérních zemin i zvětralinové zóny horninového masivu, tak i ke snížení přítoku podzemní vody do tunelu. U ostatních tunelových trub bylo vzhledem k poměrně příznivým geotechnickým podmínkám naopak přistoupeno k částečné redukci původně projektovaného zajištění úvodního úseku ražeb. Ražba pod ochranou mikropilotového deštníku byla využita jen

the form of the number of sufficiently long grouted IBO anchors, after which the observed deformations came to rest.

The outputs of the engineering geological and geotechnical monitoring were in addition used in the case of the western and eastern tunnel portals. In the case of the western portal, the documentation of the excavation of the upper sloped part of the pit and boreholes for piles for the stabilisation of the pit in the location of both "tortoises" was used in the first phase for refining the geotechnical conditions of the construction. Later it was the documentation of subsequent deepening of the pit, realisation of boreholes for cable anchors for the stabilisation of the soldier beam and lagging front walls of the portal and profiling of the "tortoises". The documentation outputs allowed for verifying the thickness and character of the Quaternary superficial deposits (first and foremost of the extent of tunnelling through very unfavourable terrace sandy gravels), the bedrock level, the depth of its weathering and the representation of individual lithological types of rock. The anticipated hydrogeological conditions were also verified on the basis of the documentation of boreholes. The geological conditions in the initial tunnelling section were in addition verified partially using the documentation of several adjacent pits excavated for foundations of high tension distribution poles.

Tunnel excavation

In the case of the construction of individual tunnel tubes, the results of comprehensive activities of the geotechnical monitoring and the engineering geological documentation are used for adapting the excavation technique and advance rate to actually encountered geotechnical conditions and the associated ground mass response to the particular construction intervention. This process of continual adaptation of the construction work, which the NATM is eventually based on, leads in its consequence to the maximum acceleration of the excavation advance rate and the use of optimum excavation support (i.e. that it is neither exaggerated nor insufficient), all of that with the overall construction safety secured.

Regarding the portal sections of the majority of tunnel tubes, the selection of the excavation support and the advance rate was based on the assessment of engineering geological and hydrogeological conditions verified during the course of the excavation and stabilisation of construction pits. In the case of tunnelling from the mid-point portal pit, the contractor, for example, proceeded to install additional support in the initial section of the excavation of the northern tunnel tube behind the "tortoise" on the basis of the assessment of geotechnical conditions for the construction. In this tunnel section, which is located in the area of the original creek bed, only a limited layer of heavily weathered and loosened rock and thick layers of water-bearing Quaternary deposits was verified in a part of the tunnel overburden. For that reason the contractor proceeded to install additional support of the top heading overburden by means of steel reinforcement and consolidation grouting with the aim of improving the excavation safety. This measure led to the improving the geotechnical parameters of the Quaternary soils and the weathered zone of the bedrock and to reducing groundwater flows into the tunnel. On the contrary, as far as the other tunnel tubes are concerned, the contractor, taking into consideration the relatively favourable geotechnical conditions, proceeded to partially reduce the originally designed support in the initial excavation section. The excavation under the protection of canopy tube pre-support was applied only in the case of driving the southern tunnel tube to the west, where Quaternary soils and heavily weathered and loosened sub-grade were encountered in the initial section in the top heading crown (Fig. 6).



Foto/photo courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 6 Zahájení ražby jižní tunelové trouby ze střední části západním směrem pod ochranou mikropilotového deštníku

Fig. 6 Commencement of excavation of the southern tunnel tube from the mid-point part towards the west, under the protection of canopy tube pre-support

v případě ražby jižní tunelové trouby západním směrem, kde byly v přístropí kaloty v úvodním úseku zastiženy kvartérní zeminy i silně zvětralé a rozvolněné podloží (obr. 6).

Také v případě ražeb obou tunelových trub ze západního portálu bylo na základě ověření inženýrskogeologických poměrů úvodního úseku ražeb za želvami přistoupeno k redukci původního zajištění přístropí tunelu. Tato změna projektu vycházela zejména z upřesnění výskytu poloh nesoudržných terasových štěrků, které byly původně v profilu ražby a nadloží tunelu předpokládány v mnohem větším rozsahu a mocnosti. Vzhledem k těmto skutečnostem bylo namísto původně uvažovaného mikropilotového deštníku přístropí úvodního úseku ražby obou trub zajištěno pouze pomocí předražených ocelových profilů Union a jehel. K nahrazení původně projektovaného mikropilotového deštníku systémem jehel osazovaných do cementové zálivky bylo na základě upřesněných inženýrskogeologických podmínek přistoupeno i v případě ražby jižní tunelové trouby z východního portálu.

V průběhu ražby jednotlivých tunelových trub jsou výsledky geotechnického monitoringu a inženýrskogeologické dokumentace využívány především pro volení optimálního postupu ražby a zajištění výrubu, které je specifikované jednotlivými vstrojovacími třídami NRTM. K volbě vstrojovací třídy jsou využity zejména výsledky konvergenčního měření a výstupy nepřetržité dokumentace ražeb zahrnující základní popis zastižených horninových typů, četnosti a charakteru diskontinuit, intenzity přítoků podzemní vody nebo hodnocení stability nezajištěného výrubu. Návrh volby vstrojovací třídy provádí zhotovitelská firma HOCHTIEF CZ a.s. společně se zástupci společnosti 3G Consulting Engineers s.r.o., která pro zhotovitele na stavbě provádí trvalý geotechnický dohled ražeb, a zástupci společnosti ARCADIS CZ a.s. provádějící pro zhotovitele geotechnický monitoring.

V rámci doposud vyražené části tunelu byly nejtěžší vstrojovací třídy 6.1, 6.2, 6.3 a MP1 využité pouze omezeně v úvodních úsecích ražeb obou tunelových trub ze západního portálu i střední portálové jámy a ražby jižní tunelové trouby z východního portálu. Tyto úseky nejméně příznivých geotechnických podmínek jsou charakteristické především velmi nízkým horninovým nadložím a výskytem silně až zcela zvětralých a rozvolněných hornin v profilu ražby, v přístropí výrubu pak často až charakteru zeminy s pozvolným přechodem do nadložních kvartérních uloženin (obr. 7).

The original support of the top heading was also reduced on the basis of the verification of engineering geological conditions in the initial section of the excavation behind the “tortoises” in the case of driving both tunnels from the western portal. This design change was based mainly on the adjustment of the occurrence of cohesionless terrace gravels, which were originally expected to be inside the excavation profile and tunnel overburden to much greater extent and with much greater thickness. With respect to these facts, the top heading of the initial section of the excavation of both tunnel tubes was supported only with forepoling using Union steel profiles and spiles instead of the originally planned canopy tube pre-support. The originally designed canopy tube pre-support was replaced on the basis of refined engineering geological conditions with a system of spiles inserted into cement grout even in the case of the excavation of the southern tunnel tube from the eastern portal.

During the course of the excavation of individual tunnel tubes, the results of the geotechnical monitoring and engineering geological documentation are used mainly for selecting the optimum excavation advance rate and the excavation support, which are specified by individual NATM excavation classes. The NATM excavation support classes are determined first and foremost with respect to the results of convergence measurements and outputs of the continual documentation of the excavation comprising the basic description of ground types encountered, frequency and character of discontinuities, groundwater inflow rates or the assessment of stability of unsupported excavation. The NATM excavation classes are proposed by HOCHTIEF CZ a.s., the contractor, jointly with representatives of 3G Consulting Engineers s.r.o., who carry out permanent geotechnical supervision over the excavation, and representatives of ARCADIS CZ a.s., who carry out geotechnical monitoring for the contractor.

The most difficult excavation support classes applied within the framework of the till now completed excavation were 6.1, 6.2, 6.3 and MP1. They were used only to a limited extent in the initial sections of excavation of both tunnel tubes from the western portal and the mid-point portal pit and the excavation of the southern tunnel tube from the eastern portal. These sections with least favourable conditions are characterised



Foto/photo courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 7 Ražba v prostředí silně až zcela zvětralých slínovců a pískovců – vstrojovací třída VT 6.3 s délkou záběru 1 m

Fig. 7 Tunnelling through the environment formed by heavily to completely weathered marl and sandstone – excavation support class VT6.3 with the excavation round length of 1m



Foto/photo courtesy of ARCADIS CZ a.s.

Obr. 8 Ražba v prostředí středně až slabě zvětralých pískovců a slínovců – vystrojovací třída VT 5.1 s délkou záběru 1,7 m

Fig. 8 Tunnelling through the environment formed by medium to weakly weathered sandstone and marlite – excavation support class VT5.1 with the excavation round length of 1.7m

Vystrojovací třídy 5.1 a 5.2 byly použité zejména při ražbě dlouhého úseku v západní části tunelu s relativně nízkým horninovým nadložím (do 10–15 m). V profilu výrubu zde byly zastížené převážně střídající se polohy středně až slabě zvětralých pískovců, prachovců a jílovců, s poměrně příznivou orientací vrstevních ploch, jen s lokálním a omezeným tektonickým porušením a přítoky podzemní vody (obr. 8). Tyto vystrojovací třídy pak byly v menší míře využity i při ražbě obou tunelových trub ze středové jámy směrem na východ a při ražbě jižní tunelové trouby z východního portálu. V těchto úsecích byly v profilu výrubu zastíženy jednak středně až silně zvětralé a tektonicky porušené polohy slinitých slepenců s častými polohami pískovců a slínovců, případně polohy slabě zvětralých slínovců a pískovců s nepříznivou orientací vrstevních ploch a intenzivními přítoky podzemní vody.

Vystrojovací třída 4.2 byla využita především při ražbě obou tunelových trub ze střední jámy směrem na východ, kde byly ražbou zastíženy polohy středně až slabě zvětralých slepenců s jílovito-slinitým tmelem, s nepravidelnými polohami slabě zvětralých pískovců a slínovců, s jen lokálním tektonickým porušením a slabými přítoky podzemní vody (obr. 9), případně i polohy silněji zvětralých a porušených slepenců s tmelem vápnito-písčítým. V menší míře pak byla tato třída využita i při ražbě obou tunelových trub zhruba ve střední části úseku mezi západním portálem a středovou jámou v oblasti přechodu vrstevního sledu slínovců a pískovců do poloh slinitých a vápnito-písčitých slepenců.

Nejlehčí vystrojovací třída 4.1 byla využita zejména v úseku ražby obou tunelových trub ze střední jámy směrem na západ, kde byly v profilu výrubu zastíženy výhradně masivní a homogenní slabě zvětrané a neporušené slepence s vápnito-písčitým tmelem se střední až vysokou pevností (obr. 10). Tato vystrojovací třída pak byla částečně využita i při ražbě obou tunelových trub ze středové jámy směrem na východ v úsecích s výskytem slabě zvětralých slepenců s jílovito-slinitým tmelem bez významného tektonického porušení, poloh slínovců a pískovců, i přítoků podzemní vody.

Podrobný popis i předpokládané zastoupení jednotlivých vystrojovacích tříd NRTM podle realizační dokumentace jsou uvedeny v časopisu Tunel 3/2015 (Mařík, 2015). Ve srovnání s předpoklady průzkumných prací bylo v doposud vyraženém úseku tunelu ve větší míře využito lehčích tříd s menším počtem vystrojovacích prvků a delším záběrem. Tato skutečnost byla ovlivněna především omezenějším rozsahem výraznějších tektonických poruch, menším výskytem intenzivních přítoků podzemní vody

mainly by very low overburden and the existence of heavily to completely weathered rock inside the excavation profile, up to the character of soil in the top heading, passing slowly to the overlaying Quaternary deposits (see Fig. 7).

Excavation support classes 5.1 and 5.2 were used mainly during the excavation of the long section in the western part of the tunnel with relatively shallow overburden (up to 10 – 15m). Mostly alternating layers of moderately to weakly weathered sandstone, siltstone and mudstone with a relatively favourable trend of bedding planes and only local and limited tectonic disturbance and groundwater inflows were encountered inside the excavation profile in this location (see Fig. 8). These excavation support classes were used to a smaller extent even during the course of the excavation of both tunnel tubes from the mid-point construction pit to the east and during the excavation of the southern tunnel tube from the eastern portal. Medium to heavily weathered and tectonically disturbed layers of marlaceous conglomerates with frequent sandstone and marlite layers or layers of weakly weathered marlite and sandstone with an unfavourable trend of bedding planes and intense groundwater inflows were encountered inside the excavation profile in these sections.

Excavation support class 4.2 was used mostly during the excavation of both tunnel tubes from the mid-point excavation pit to the east, where the excavation encountered layers of medium to weakly weathered conglomerates with clayey-marlite cement, with irregular layers of weakly weathered sandstone and marlite, only locally tectonically disturbed, and weak inflows groundwater (see Fig. 9), eventually also layers of more heavily weathered and disturbed conglomerates with calcareous-sandy cement. This class was used to a smaller extent during the course of the excavation of both tunnel tubes approximately in the middle part of the section between the western portal and the mid-point pit in the area of the transition of the sequence of marlite and sandstone beds to marly and calcareous-sandy conglomerates.

The easiest excavation support class 4.1 was used mainly in the section of excavation of both tunnel tubes from the mid-point pit to the west, where only massive and homogeneous, weakly weathered and undisturbed conglomerates with calcareous-sandy cement with medium to high strength were encountered inside the excavation profile (see Fig. 10). This excavation support class was partially used even during the excavation of both tunnel tubes from the mid-point pit to east in the sections where weakly weathered conglomerates with clayey-marly cement without significant tectonic disturbance, layers of marlite and sandstone and groundwater inflows were encountered.

A detailed description and assumed representation of individual NATM excavation support classes is presented in TUNEL journal issue 3/2015 (Mařík, L). In comparison with assumptions of surveys, lighter classes with a smaller number of support elements and longer excavation round lengths were used in the tunnel section excavated till now. This fact has been affected first of all by the more limited extent of more significant tectonic disturbances, a smaller occurrence of intense groundwater inflows and more favourable deformational behaviour of the ground mass.

Comprehensive monitoring of ground mass response to excavation and its interaction with a primary lining is carried out at several main measurement stations installed in characteristic excavation sections specified by the overburden thickness, geotechnical conditions or the excavation profile. In addition to standard convergence measurements following the



Obr. 9 Ražba v prostředí slabě zvětralých slinitých slepenců a jemnozrnných pískovců až prachovců – výstrojovací třída VT 4.2 s délkou záběru 2,2 m
Fig. 9 Tunnelling through the environment formed by weakly weathered marly conglomerates and fine-grained sandstone to siltstone – excavation support class VT4.2 with the excavation round length of 2.2m



Obr. 10 Ražba v prostředí masivních vápno-písčitých slepenců vysoké pevnosti – výstrojovací třída VT 4.1 bez použití výztužného rámu s délkou záběru 3 m
Fig. 10 Tunnelling through the environment formed by massive high-strength calcareous-sandy conglomerates – excavation support class VT4.1 without using support frames, with the excavation round length of 3m

i příznivějším deformačním chováním horninového masivu.

Komplexní sledování odezvy horninového masivu na ražbu i jeho interakce s primárním ostěním je prováděno na několika hlavních měřičských profilech, které jsou umístěny do charakteristických úseků ražeb specifikovaných mocností nadloží, geotechnickými podmínkami nebo profilem výrubu. Kromě standardního konvergenčního měření sledujícího deformace zajištěného líce výrubu jsou na těchto profilech v tunelu osazovány radiální extenzometrické vrty pro zhodnocení dosahu deformační oblasti kolem výrubu a tlakové podušky sledující napětí v primárním ostění i tlak horniny na ostění. V případě úseků ražeb s nižším nadložím jsou pak deformace horninového masivu v prostoru poklesové kotliny sledovány pomocí inklinodeformetrických vrtů a nivelačního měření povrchu terénu. Výstupy měření na těchto sdružených profilech slouží zejména k ověření geotechnického modelu systému „tunel-hornina“ a jsou také jedním z podkladů pro návrh sekundárního ostění.

Vliv geotechnických podmínek ražby na přetváření horninového masivu a interakci s primárním ostěním byl velmi dobře pozorován například na hlavním měřičském profilu HMP2 umístěném zhruba 200 m od západního portálu tunelu. V místě tohoto profilu bylo ražbou severní tunelové trouby zastiženo významné poruchové pásmo představující horší geotechnickou kvalitu masivu. Ražba jižní tunelové trouby naopak procházela horninovým prostředím v podobě střídajících se poloh pískovců a slínovců bez výrazného porušení. Rozdíly mezi podmínkami ražby jednotlivých tunelových trub pak byly zachyceny výsledky všech použitých metod monitoringu – deformace primárního ostění, napětí v primárním ostění, tlak horniny na primární ostění, dosah rozvolněné zóny horniny nad tunelem nebo sedání povrchu terénu (obr. 11).

ZÁVĚR

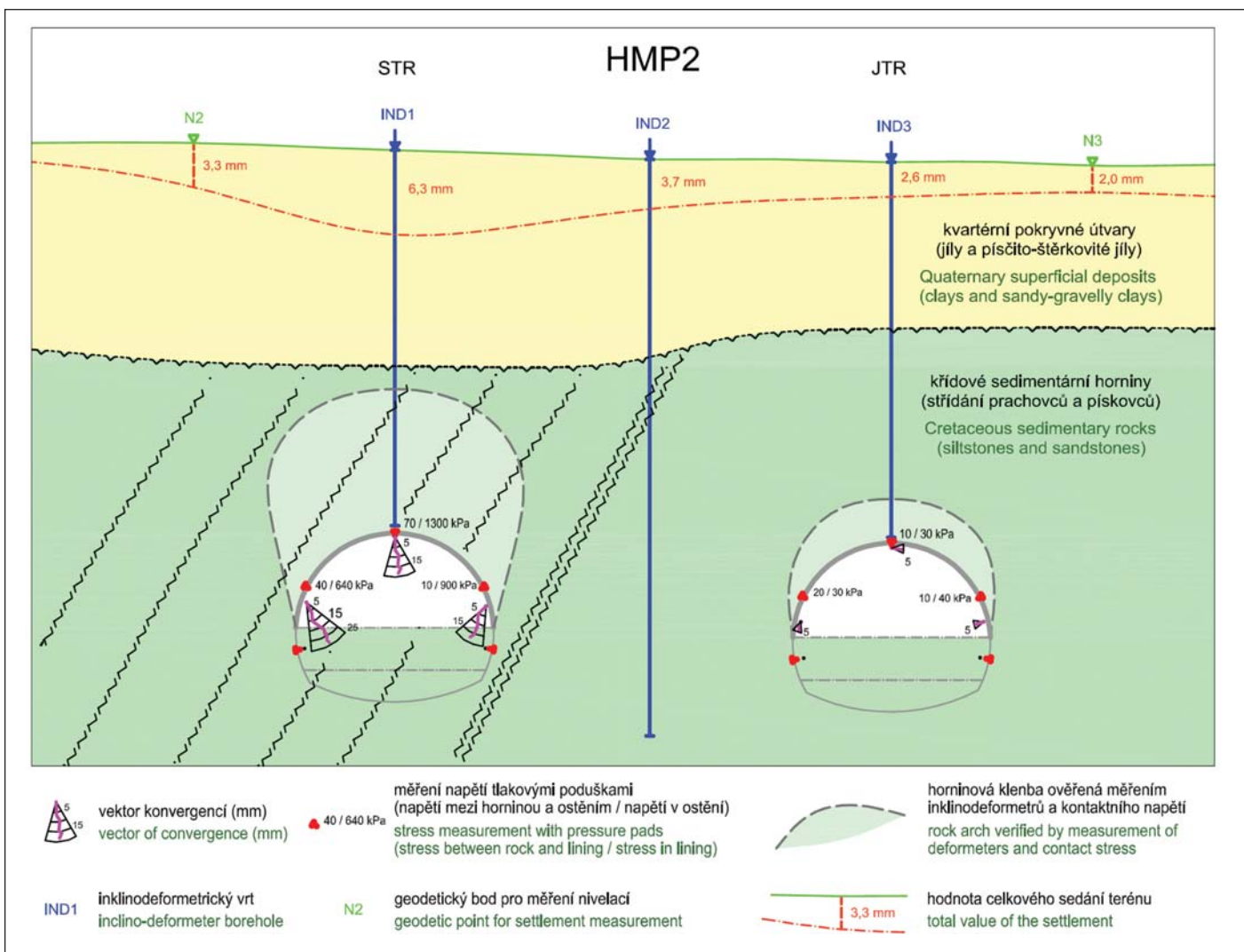
V průběhu dosavadní výstavby tunelu Považský Chlmec nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) bylo v případě hloubených objektů i samotných ražeb názorně ukázáno, že význam geotechnického monitoringu a inženýrsko-geologické dokumentace spočívá především v umožnění jejich maximální adaptace na skutečně zastižené geotechnické podmínky a související interakci stavebních konstrukcí s okolním horninovým prostředím. Tato optimalizace výstavby se ve výsledku projevuje jak zvýšením celkové bezpečnosti a snížením geotechnic-

deformations of the supported surface of the excavated opening, radial extensometer boreholes for assessing the reach of the deformational area around the excavation and pressure cells following the stress in the primary lining and pressure on the lining are installed in these stations. In the case of the excavation of sections with lower overburden, ground mass deformations inside the settlement trough are monitored by means of inclinometer boreholes and levelling of the terrain surface. Outputs of measurements at these combined stations are used in particular for verifying the “tunnel-ground-system” geotechnical model and are also one of source documents for the design of the secondary lining.

The influence of geotechnical excavation conditions on the deformation of ground mass and the interaction with the primary lining was very well observed, for example, at the main measurement station HMP2, which is located approximately 200m from the western portal of the tunnel. A significant fault zone representing worse quality of the mass was encountered by the excavation of the northern tunnel tube in the location of this station. In the contrary, the excavation of the southern tunnel tube passed through ground environment in the form of alternating layers of sandstone and marlite without significant disturbance. Differences between excavation conditions for individual tunnel tubes were registered by the results of all monitoring methods applied – deformations of the primary lining, stress in the primary lining, ground pressure on the primary lining, the reach of the loosened zone of ground above the tunnel or the settlement of the terrain surface (see Fig. 11).

CONCLUSION

It has been clearly proved during the course of the tunnel construction of the Považský Chlmec tunnel construction completed till now on the new Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section of the D3 motorway in the case of cut-and-cover structures and tunnelling operations themselves that the importance of geotechnical monitoring and engineering geological documentation lies primarily in enabling maximum adaptation of the excavation to actually encountered geotechnical conditions and the related interaction of structures with surrounding ground environment. This construction optimisation manifests itself in the result both by improved overall safety and reduced



Zprac./prepared by ARCADIS CZ a.s.

Obr. 11 Výsledky geotechnického měření na profilu HMP2 v oblasti s odlišnými geotechnickými podmínkami ražby jednotlivých tunelových trub po průchodu kaloty
Fig. 11 Results of geotechnical measurement in HMP2 station in an area with different geotechnical excavation conditions in individual tunnel tubes after the passage of the top heading

kých rizik, tak zejména urychlením postupu prací a snížením jejich nákladů. Přínos geotechnického monitoringu k optimalizaci výstavby je v případě tunelu Považský Chlmec i okolních objektů nového úseku dálnice D3 navíc umocněn skutečností, že realizace probíhá podle žluté knihy FIDIC. Při hodnocení dosavadního průběhu výstavby lze s potěšením konstatovat, že efektivní využití výstupů geotechnického monitoringu je umožněno zejména díky úzké a operativní spolupráci geologa, geotechnika, projektanta a zhotovitele stavby.

Mgr. JIŘÍ TLAMSA, jiri.tlamsa@arcadis.com,

Mgr. ANNA VOJTĚCHOVSKÁ, Ph.D.,

anna.vojtechovska@arcadis.com, ARCADIS CZ a.s.

Recenzovali / Reviewed: Ing. Vladimír Prajzler,
Ing. Josef Rychtecký

geotechnical risks as well as acceleration of the advance rate and reduction of costs. The contribution of geotechnical monitoring to the optimisation of the construction is, in the case of the Považský Chlmec tunnel and adjacent structures on the new section of the D3 motorway, in addition enhanced by the fact that the realisation proceeds in accordance with the FIDIC Yellow Book. When the current construction progress is to be assessed, it is possible to state with pleasure that effective use of outputs of geotechnical monitoring is possible primarily owing to the close and operative collaboration of the construction geologist, geotechnician, designer and contractor.

Mgr. JIŘÍ TLAMSA, jiri.tlamsa@arcadis.com,

Mgr. ANNA VOJTĚCHOVSKÁ, Ph.D.,

anna.vojtechovska@arcadis.com,

ARCADIS CZ a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- HOLEŠA, Š. et al. Závěrečná správa doplňujúcieho inžinierskogeologického prieskumu, Dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno), km 6,850-11,100 časť B – Tunel Považský Chlmec. GEOFOS, s. r. o., Žilina, December 2006
- ARCADIS CZ a. s. Výsledky geotechnického monitoringu výstavby nového úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). Žilina, 2014–2015
- MARÍK, L. Tunel Považský Chlmec na dálnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) od projektu k realizaci. *Tunel*, 2015, roč. 24, č. 3, s. 88-103

TUNEL TURECKÝ VRCH – SANÁCIA KRASOVÝCH JAVOV

TURECKÝ VRCH RAILWAY TUNNEL – TREATMENT OF KARST AREA

TOMÁŠ MOLČAN, FRANTIŠEK TEŤÁK

ABSTRAKT

Železničný tunel Turecký vrch bol realizovaný v období IX/2009 až IV/2013 ako súčasť modernizácie železničnej trate Nové Mesto nad Váhom – Púchov, žkm 100,500–159,100 pre traťovú rýchlosť do 160 km/h. Tunel prekonáva masív Tureckého vrchu, ktorý je v prevažnej miere budovaný pevnými dolomitmi a vápencami. Počas prác geotechnického monitoringu bol zaznamenaný výskyt krasových javov. Predkladaný článok poukazuje na práce súvisiace s dokumentáciou a zmapovaním krasových javov v dne tunelovej rúry a spôsoby ich sanácie.

ABSTRACT

The Turecký Vrch railway tunnel was realised in the period of time 9/2009 – 4/2013 as a part of upgrading the Nové Mesto Nad Váhom – Púchov railway track, track chainage km 100.500 – 159.100, for speed limit over the track of 160km/h. The tunnel overcomes the Turecký Vrch hill massif, which is largely formed by massive dolomites and limestone. The occurrence of karst phenomena was registered during the course of the work on geotechnical monitoring. The submitted paper points out work associated with the documentation and mapping of karst phenomena at the tunnel tube bottom and ways of treating the area.

KRASOVÉ JAVY ZAZNAMENANÉ POČAS INŽINIERSKOGEOLOGICKÉHO PRIESKUMU

Masív Tureckého vrchu je budovaný mezozoickými horninami hronika, pričom v jeho južnej časti majú prevahu wettersteinské vápence, stredná časť je tvorená prevažne dolomitmi a severný úsek je opäť budovaný vápencami. Na uvedené horninové súvrstvia sú v okolí Nového Mesta nad Váhom viazané rôzne krasové útvary. Z uvedeného dôvodu sa krasovým javom venovala zvýšená pozornosť už počas inžinierskogeologického prieskumu pre tunel Turecký vrch. Zdokumentované krasové javy v oblasti južného portálu boli viazané na obnažený skalný podklad, kde sa nachádzalo množstvo škráp v rôznom stupni vývoja. Išlo tu predovšetkým o korozívny typ krasu, ktorý bol viazaný na priebežné systémy diskontinuít. Zistené tu boli menšie i väčšie závrty. V trase tunela boli krasové podpovrchové fenomény overené vrtní VT-1 a VT-2. Vo vrte VT-1 boli narezané tri významnejšie kaverny v hĺbkach 56,1–56,7 m, 61,4–62,2 m a 97,5–99,2 m. Vo vrte VT-2 bola v hĺbke 94,2–98,9 m zdokumentovaná kaverna výšky až 4,7 m. Všetky navrhované kaverny boli vyplnené červenohnedým piesčitým morským ílom.

V záveroch inžinierskogeologického prieskumu sa upozorňuje na zvýšenú možnosť výskytu krasových javov v úrovni tunelovej rúry, a to hlavne v úsekoch budovaných vápencami. V úsekoch budovaných dolomitmi sa predpokladalo, že skrasovanie môže byť viazané najmä na tektonicky porušené zóny. Tiež bolo upozornené na skutočnosť, že krasové javy môžu byť sprevádzané zvýšenými prítokmi podzemnej vody a výskytom väčšieho množstva ílových minerálov prítomných vo výplni kaverien.

Na základe uvedených záverov bola tejto problematike venovaná zvýšená pozornosť i počas razenia tunelovej rúry a sanácia krasových javov bola vyčlenená ako samostatný stavebný objekt.

KRASOVÉ JAVY ZISTENÉ POČAS RAZENIA TUNELOVEJ RÚRY V RÁMCI PRÁC GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

Počas priebežnej geologickej dokumentácie jednotlivých záberov bol výskyt krasových javov potvrdený. Išlo predovšetkým o kaverny viazané na systémy priečných a pozdĺžnych porúch vo wettersteinských vápencoch. Najviac prejavov skrasovania bolo zistených v úseku

KARST PHENOMENA REGISTERED DURING ENGINEERING GEOLOGICAL SURVEY

The Turecký Vrch massif is formed by Mesozoic rock types of the Hronicum unit, where Wetterstein limestone prevails in the southern part, the central part is formed mostly by dolomite and the northern section is again formed by limestone. Various karst phenomena are bound to the above-mentioned rock strata around Nové Mesto Nad Váhom. For the above-mentioned reason the karst phenomena were paid increased attention as early as during the engineering geological survey for the Turecký Vrch tunnel. The karst phenomena documented in the area of the southern portal were bound to the exposed bedrock, where lots of karren at various degrees of development were found. It was primarily the corrosive type of karst, which was bound to systems of persistent discontinuities. There were detected both smaller and greater sinkholes there. Subsurface karst phenomena on the tunnel alignment were verified by boreholes VT-1 and VT-2. Three more significant caverns were detected at the depths of 56.1–56.7m, 61.4–62.2m and 97.5–99.2m in borehole VT-1. A cavern up to 4.7m high was documented at the depth of 94.2–98.9m in borehole VT-2. All caverns encountered by the boreholes were filled with russet sandy marine clay.



Obr. 1 Lokalizácia tunela Turecký vrch
Fig. 1 Location of Turecký Vrch tunnel



Obr. 2 Vrstva sintrov na okraji krasovej kaveriny v staničení 321,8 tm
Fig. 2 Sinter layer on the edge of the karst cavern at tunnel chainage m 321.8

od južného portálu po staničenie cca 290 tm. Kaveriny zasahovali až pod dno tunelovej rúry, šírka bola premenlivá, od cca 0,3 až do 1,5 m. Výplň bola ílovito piesčitá okrovohnedej až červenohnedej farby a lokálne boli prítomné i povlaky sintrov (obr. 2). Miestami v nej boli zistené obliaky tvorené granitoidnými horninami, čo svedčí o otvorenom systéme puklín komunikujúcim s vážskym údolím.

V dvoch úsekoch, v staničení 1590,5 tm a v staničení 1587,8 tm (obr. 3) v smere od severného portálu bol zaznamenaný výskyt otvorených, nevyplnených kaverien, resp. „jaskynných priestorov“ nepravidelného tvaru.

Najvýznamnejším fenoménom poukazujúcim na krasovatenie masívu Tureckého vrchu bola veľká kaverina, resp. jaskynný priestor v úseku 1483,6 tm až 1496,5 tm. Zachytená bola v jedenástich čelbách. Pozorovaná dĺžka kaveriny bola 15 m, jej maximálna šírka 10 m a výška presahovala 9 m. Dno kaveriny bolo založené najmä na puklinách vrstevnatosti s prevládajúcim smerom 160/30°. Predispozíciou pre steny boli pukliny zlomov predovšetkým s orientáciou 170/80° a 210/40°. Výplň tvorili bloky, brekcie a piesky výlučne z karbonátov, ktoré tvoria masív Tureckého vrchu. Na dne kaveriny vystupovali karbonátové brekcie. Nad nimi prevládali výrazne laminované piesky. Vo vyššej časti kaveriny boli padnuté bloky zo stien kaveriny a v laminovaných pieskoch erózia vyhlbila koryto



Obr. 3 Otvorená krasová dutina v dne kaloty v staničení 1587,8 tm
Fig. 3 Open karst cavity at the top heading bottom at tunnel chainage m 1587.8

In the conclusions of the engineering geological survey draws attention to the increased possibility of the occurrence of karst phenomena at the tunnel tube level, mainly in the sections formed by limestone. In the sections formed by dolomite, it was expected that karstification could be bound mainly to tectonically faulted zones. In addition, the fact was pointed out that karst phenomena could be accompanied by increased groundwater inflows and occurrence of a greater amount of clayey materials present in the fill of caverns.

On the basis of these conclusions, the above-mentioned problems were paid increased attention even during the course of the tunnel excavation and the treatment of karst phenomena was earmarked as a separate construction object.

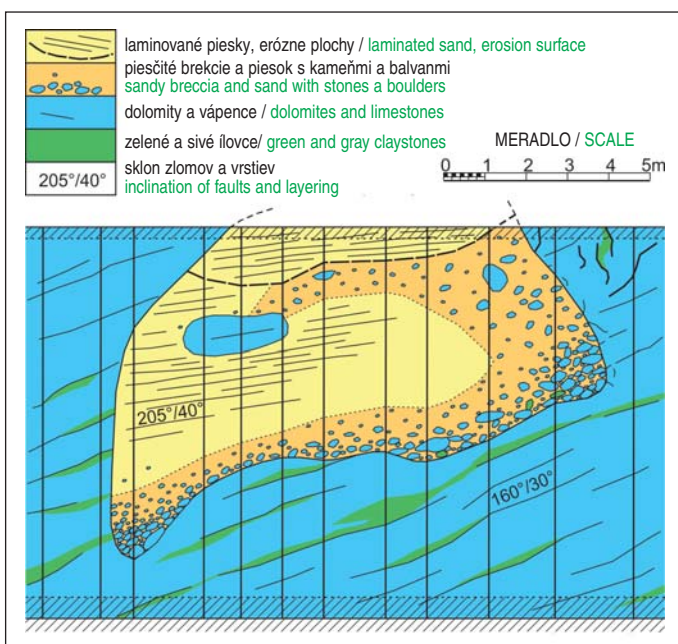
KARST PHENOMENA DETECTED DURING THE EXCAVATION OF THE TUNNEL TUBE WITHIN THE FRAMEWORK OF GEOTECHNICAL MONITORING

The occurrence of karst phenomena was confirmed during the work on the continual geological documentation. They comprised first of all caverns bound to systems of transverse and longitudinal faults in Wetterstein limestone. Most manifestations of karstification were identified in the section from the southern portal to tunnel chainage m ca 290m. Caverns reached as far as under the tunnel tube bottom; the width was variable, ranging from 0.3 up to 1.5m. The fill was clayey-sandy, ochre-brown; even sinter coats were locally present (see Fig. 2). Pebbles formed by granitoid rock types were encountered in some places in the fill. This fact suggests that the system of fissures is open, communicating with the Váh river valley.

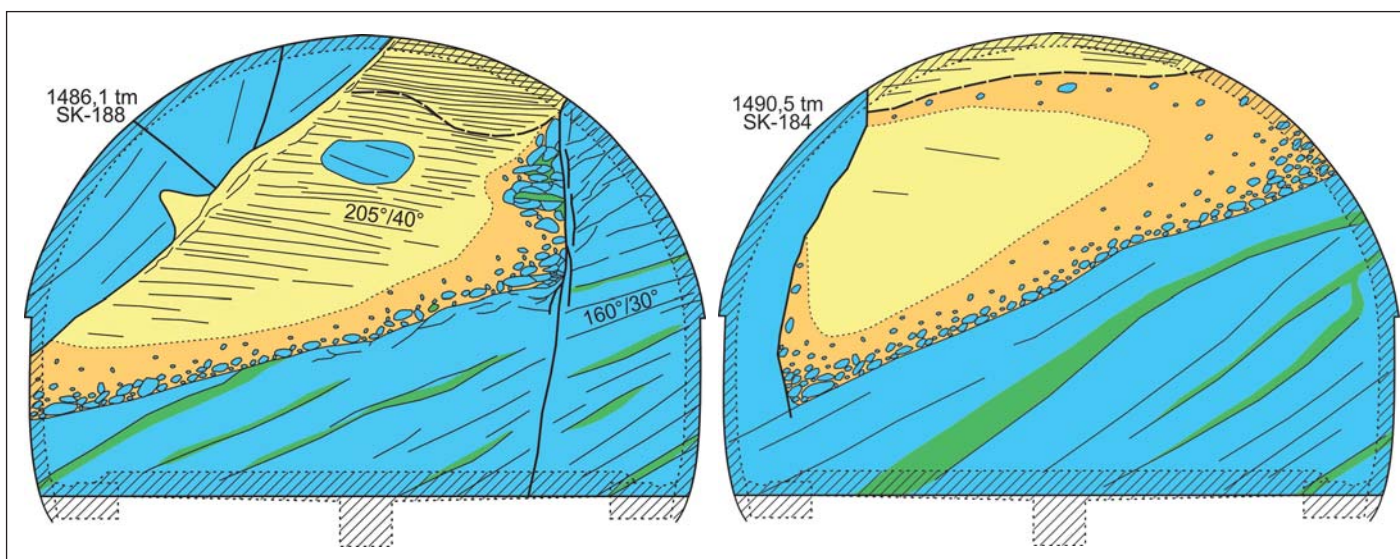
The occurrence of open caverns without fill, or irregular geometry “cave spaces”, was detected in two sections, at tunnel chainage m 1590.5 and 1587.8, viewed in the direction from the northern portal (see Fig. 3).

The most important phenomenon pointing out the karstification of the Turecký Vrch massif was a large cavern, or a cave space, in the section between tunnel chainage metres 1483.6 and 1496.5. It was detected at eleven headings. The identified length of the cave was 15m, the maximum width was 10m and the height exceeded 9m. The cavern bottom rested mainly on bedding planes with 160/30° prevailing trend.

Predisposition for walls lied in fault fissures with predominated trends 170/80° and 210/40°. The fill was formed by blocks, breccias, and sands, exclusively from the carbonates forming the Turecký Vrch massif. Carbonate breccias stood out at the cavern bottom. Significantly laminated sands prevailed above them. Blocks fallen from the walls were in the higher part of the cavern; erosion dug a trough in the laminated sands, which was subsequently also filled with sand (see Figures 4 and 5). The rock was only partially litificated (it could be ripped with a finger). Sinter coats were observed in the cavern only at one place. No drips were observed in situ or in fragments. The cavern fill was paid special attention because of the



Obr. 4 Interpretácia kaveriny vo vertikálnom reze osou tunela
Fig. 4 Interpretation of a cavern in a vertical section through the tunnel centre line



Obr. 5 Príklady čelieb v staničení 1486,1 m a 1490,5 m

Fig. 5 Examples of headings at tunnel chainage m 1486.1 and 1490.5

neskôr tiež vyplnené pieskami (obr. 4, 5). Hornina bola len čiastočne litifikovaná (dala sa rýpať prstom). Sintrové povlaky boli v kaverne pozorované len na jednom mieste. Neboli pozorované žiadne kvaple ani in situ ani v úlomkoch. Kvôli sťaženým podmienkam razenia bola výplň kaveriny venovaná zvýšená pozornosť (obr. 6). Vďaka tomu bola skrátaná dĺžka záberu na 1 až 1,5 m. Podrobnejšie výplň a genézu tejto kaveriny opísal Teták (in press).

Na základe uvedených skutočností vznikol predpoklad, že dokumentované kaveriny a krasové javy majú dosah až pod dno tunelovej rúry, resp. pod úroveň pevnej jazdnej dráhy. O uvedenej skutočnosti bol oboznámený projektant stavby. Po vzájomnej dohode medzi zástupcami geotechnického monitoringu, projektanta, zhotoviteľa a stavebného dozoru bol vypracovaný návrh sanácie krasových javov, ktorý bol následne schválený a realizovaný.

IDENTIFIKÁCIA A SPÔSOB SANÁCIE KRASOVÝCH JAVOV

Projektant navrhol variantný spôsob sanácie krasových javov, a to jednak podľa ich rozsahu, a tiež podľa situovania vzhľadom k tunelovej rúre.

Identifikácia krasových javov pod dnom tunelovej rúry

Zvláštnu pozornosť si vyžiadala sanácia možných krasových javov v úrovni cca 2–5 m pod úrovňou dna tunelovej rúry, resp. pevnej jazdnej dráhy. Na zistenie prítomnosti krasových javov v uvedenej úrovni bola zvolená geofyzikálna metóda georadarového merania. Princíp uvedeného merania spočíva vo vysielaní vysokofrekvenčného elektromagnetického impulzu a jeho odrazu v miestach zmeny horninového prostredia, ktorý sa potom spätne zachytí na pripojenú aparatúru. Merania sa vykonávali v piatich pozdĺžnych rovnobežných profiloch v troch etapách, pre južný úsek, stredný úsek a severný úsek tunelovej rúry (obr. 7). Výsledkom meraní boli pôdorysné rezy v rôznych hĺbkových úrovniach, v ktorých boli zaznamenané miesta s tektonickým porušením a predpokladom výskytu kaverien (obr. 8). V týchto miestach boli následne navrhnuté overovacie (injektážne) vrty aj s ich požadovanou hĺbkou.

Všetky vrty boli zdokumentované, pričom sa hlavne zaznamenávala prítomnosť kaverien, tektonicky porušených úsekov, fľovitá výplň, výnos jadra a RQD. Celkovo bolo odvrtaných 62 vrtov celkovej dĺžky 278,9 m. Prehľad realizovaných vrtov pre jednotlivé etapy je v tabuľke 1.

Následne prebehlo injektovanie kaverien a poruchových zón pod dnom tunelovej rúry prostredníctvom injektážnych vrtov. Celkovo bolo na injektovanie použitých 22 642 litrov injektážnej zmesi.

Sanácia krasových javov v dne tunelovej rúry

Spôsob sanácie krasových javov v dne tunelovej rúry bol navrhnutý vzhľadom na ich rozsah a priebeh. Na základe zisteného charakteru krasových javov, resp. tektonického porušenia počas geologickej

difficult conditions (see Fig. 6). Owing to this fact the excavation round length was reduced to 1m – 1.5m. The fill and genesis of this cavern were in more detail described by Teták (in press).

An assumption originated on the basis of the above-mentioned facts that the documented caverns and karst phenomena reach even under the bottom of the tunnel tube, or under the level of the slab track. This fact was announced to the construction designer. After a mutual agreement between representatives of geotechnical monitoring, the designer, the contractor and construction supervision, a design was carried out for the treatment of karst phenomena, which was subsequently approved and realised.

IDENTIFICATION AND METHOD OF TREATMENT OF KARST PHENOMENA

The designer proposed a variant method of the treatment of karst phenomena, according to their extent and according to the position relative to the tunnel tube.

Identification of karst phenomena under the tunnel tube bottom

The treatment of possible karst phenomena at the level of ca 2-5m under the tunnel tube bottom, or under the slab track, required special attention. The geophysical measurement method using the ground penetration radar was selected for the identification of the presence of karst phenomena at the above-mentioned level. The principle of this measurement lies in transmitting a high-frequency electromagnetic impulse and its reflection from the locations of changes in the rock



Obr. 6 Piesková a brekciová výplň kaveriny (1486,1 m, SK-188); v hornej časti je zreteľná laminovaná výplň po erózii, v strednej časti vyčnieva kamenný blok
Fig. 6 Sandy and breccia fill of a cavern (1486.1m, SK-188); laminated filling after erosion is obvious at the top; a carbonate block protrudes in the middle part

Tab. 1 Prehľad overovacích – injektážnych vrtov pre jednotlivé etapy
Table 1 Overview of check injection boreholes for each stage

Etapa	Úsek (tm)	Počet vrtov	Celková dĺžka (m)	Vrty s overenými kavernami	Vrty s predpokladanými kavernami
Stage	Section (tunnel chainage m)	Number of borehole	Total length (m)	Boreholes with verified caverns	Boreholes with assumed caverns
I.	120 – 535	31	137,5	6	8
II.	1098 – 1669	16	68,9	2	3
III.	520 – 1109	15	72,5	7	-

dokumentácie kaloty a stupňa tunelovej rúry bolo porušenie horninového masívu rozdelené na 4 typy:

I. typ – jednotlivé poruchy mocnosti do 20 cm s výplňou ílovito-piesčitou;

II. typ – systém porúch mocnosti do 20 cm so vzdialenosťou cca 0,5–1 m, v okolí s porušeným – rozpukaným materiálom;

III. typ – jednotlivé poruchy mocnosti do 0,8–1 m s výplňou ílovito-piesčitou;

IV. typ – jednotlivé poruchy mocnosti nad 1 m s výplňou ílovito-piesčitou.

Projektant potom navrhol spôsob sanácie pre jednotlivé typy porušenia. I. až III. typ bol sanovaný tzv. premostením, horninový masív sa v blízkosti poruchy a poruchovej zóny mechanicky rozrušil do hĺbky cca 0,3 m a do uvoľneného priestoru sa vložila KARI sieťovina tak, aby bola kaverna, resp. porucha prekrytá a sieť uložená na zdravom horninovom materiáli. Celý priestor sa vyplnil liatym betónom. Typ IV a úseky s početným výskytom kaverien, resp. tektonických porúch boli sanované vybudovaním protiklenby a následne vyplnením liatym betónom (obr. 9). Takýmto spôsobom boli upravené bloky v staničení 0 až 100 tm, 150 až 200 tm, 240 až 290 tm a 380 až 390 tm v smere od južného portálu.



Obr. 7 Georadarové merania vykonávané v dne tunelovej rúry
Fig. 7 Georadiolocation survey carried out at the tunnel tube bottom

environment, which is subsequently captured back on a connected apparatus. The measurements were conducted in five longitudinal parallel profiles at three stages, for the southern section, middle section and northern section of the tunnel tube (see Fig. 7). The result of the measurements provided horizontal sections at various levels of depth at which locations with tectonic faults, thus locations where the existence of caverns was assumed,

were registered (see Fig. 8). Verification (grouting) boreholes and their required depths were subsequently proposed for these locations.

All boreholes were documented. The presence of caverns, tectonically faulted sections, clayey filling, core recovery and the RGD were the main recorded items. In total, 62 boreholes were carried out at the total length of 278.9m. The summary of the boreholes realised for individual stages is presented in Table 1.

Subsequently, grout was injected into the caverns and fault zones under the tunnel tube bottom through grouting boreholes. The total of 22,642 litres of grouting mixture were used for the grouting.

Treatment of karst phenomena under the tunnel tube bottom

The method of the treatment of karst phenomena under the tunnel tube bottom was proposed taking into consideration their extent and course. The faulting of the rock massif was divided into the following 4 types on the basis of the character of the karst phenomena, or tectonic faulting, determined during the geological documentation of the top heading and bench of the tunnel tube:

Type I – individual faults up to 20cm high, with clayey-sandy fill;

Type II – system of faults up to 20cm high, with the spacing of ca 0.5-1m, with disturbed – fractured material around it;

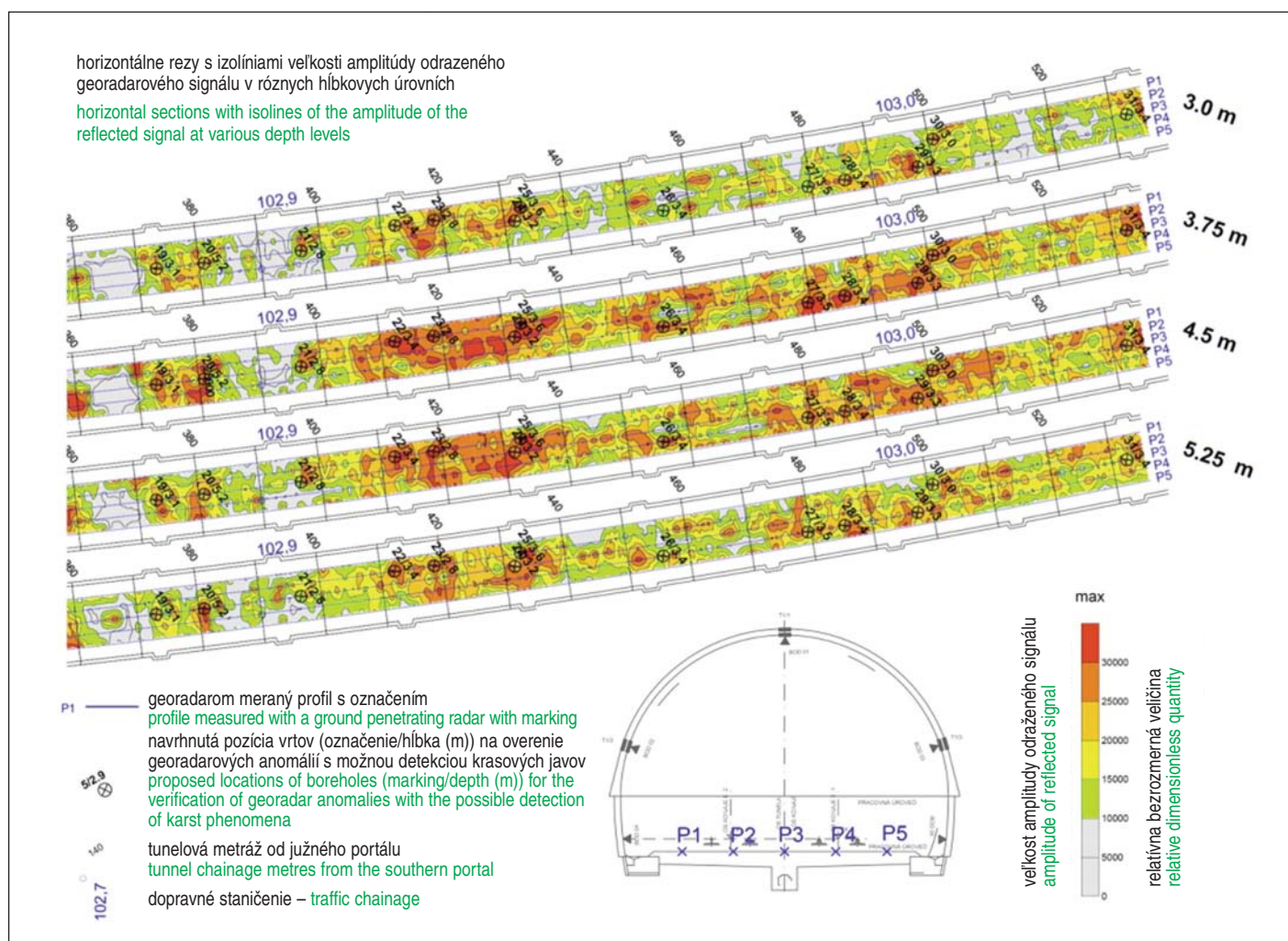
Type III – individual faults up to 0.8-1m high, with clayey-sandy filling;

Type IV – individual faults over 1m high, with clayey-sandy infill.

The designer subsequently proposed the method of treating individual faulting types. Types I to III were treated by the so-called bridging; the rock mass was mechanically disintegrated in the vicinity of the fault and fault zone to the depth of ca 0.3m and KARI mesh was placed into the emptied space so that the cavern or fault was covered over and the mesh lay on a sound rock material. The whole space was filled with cast concrete. Type IV and sections with numerous caverns or tectonic faults were treated by carrying out an inverted arch and subsequent filling it with cast concrete (see Fig. 8). The blocks at chainage m 0 – 100, 150 – 200, 240 – 290 and 380 – 390 in the direction from the southern portal were treated in this way.



Obr. 9 Kaverna vyplnená ílovitou výplňou v dne tunelovej rúry (280 až 290 tm)
Fig. 9 Cavern filled with clay at the tunnel tube bottom (tunnel chainage m 280 to 290)



Obr. 8 Príklad interpretácie georadarového merania

Fig. 8 Example of the interpretation of georadiolocation measurement

Sanácia krasových javov v predportálovom záreze (zárubnej stene)

Posledným typom sanácie krasových javov bola sanácia otvorených dutín a kaverien zistených pri dokumentácii odkopov zárubnej steny v oblasti južného portálu. Jednotlivé kaverny a dutiny boli z povrchu cez zistené otvory zainjektované. Celkovo bolo na sanáciu použitých 1802 litrov injektážnej zmesi.

ZÁVER

Tunelové stavby razené v prostredí karbonátových hornín, predovšetkým vápencov, môžu byť často sprevádzané prítomnosťou krasových javov. Uvedené spôsoby diagnostikovania priebehu krasových javov a ich dokumentácia a sanácia sú príkladom toho ako možno uvedené problémy spojené s prítomnosťou krasových javov riešiť a tak zabezpečiť bezpečnú a plynulú výstavbu i v problémových územiach.

RNDr. TOMÁŠ MOLČAN, tommolcan@gmail.com,

Mgr. FRANTIŠEK TETÁK, Ph.D., frantisek.tetak@gmail.com,
GEOFOS, s.r.o.

Recenzovali / Reviewed: doc. RNDr. Miloslav Kopecký, Ph.D.,
Ing. Branislav Neuschl

Treatment of karst phenomena in the pre-portal trench (the soldier beam and lagging wall)

The last type of the treatment of karst phenomena was the treatment of open cavities and caverns detected during the documentation of the cutting of slope at the soldier beam and lagging wall in the area of the southern portal. Grout was injected to individual caverns and cavities from the surface, through identified openings. The total of 1802 litres of grout was used for the treatment.

CONCLUSION

Tunnel structures excavated through an environment formed by carbonate rock types, first of all limestone, can often be accompanied by the presence of karst phenomena. The above-mentioned methods of diagnosing the course of karst phenomena, their documentation and treatment are examples how the above-mentioned problems associated with the presence of karst phenomena can be solved to ensure safe and fluent construction even in problematic areas.

RNDr. TOMÁŠ MOLČAN, tommolcan@gmail.com,
Mgr. FRANTIŠEK TETÁK, Ph.D., frantisek.tetak@gmail.com,
GEOFOS, s.r.o.

LITERATURA / REFERENCES

- MATEJČEK, A. a kol., 2003: *Tunel Turecký vrch – záverečná správa z orientačného IG prieskumu*. GEOFOS, s.r.o. Žilina.
NEDVĚD, J., 2010: *Zpráva o provedeném georadarovém měření na počvě tunelu Turecký vrch – jih v tunelové metrži 120 – 535 m*. ARCADIS Geotechnika a.s.
TETÁK, F., (in press): *3D analysis of cave sediments (Turecký vrch hill, Slovakia)*. Slovenský kras.

GEOTECHNICKÝ MONITORING PRO ČÁST STOKY CO3 RAŽENOU MIKROTUNELOVÁNÍM POD KRÁLOVSKOU ZAHRADOU PRAŽSKÉHO HRADU

GEOTECHNICAL MONITORING FOR THE PART OF SEWER CO3 DRIVEN UNDER KRÁLOVSKÁ ZAHRADE GARDEN OF PRAGUE CASTLE USING MICROTUNNELLING

LIBOR SÍLA, PAVEL TŮMA, RADOVAN CHMELAR

ABSTRAKT

Odlehčovací stoka CO3 byla ve své 3. části ražena pod Královskou zahradou Pražského hradu pomocí mikrotunelování (bentonitovým štítem malého průměru). Zmíněný způsob ražby byl vybrán z důvodu požadavku Správy Pražského hradu (SPH), pod jejímiž pozemky a objekty je výše uvedená část stoky vedena. Tyto požadavky byly vyvolány obavami z poklesu hladiny podzemní vody a tím možného ohrožení cenné vegetace v Královské zahradě. Nedestruktivní technologie ražby byla požadována z důvodu možného vlivu na historické objekty, a to působením seizmických účinků a možných následných poklesů terénu, způsobených sedáním nadloží stoly při delším času realizace konvenčním ražením. Příspěvek shrnuje výsledky a zkušenosti získané z geotechnického monitoringu, který probíhal v blízkosti památkově chráněných objektů (Letohrádek královny Anny, Velká míčovna).

ABSTRACT

The 3rd part of the relief sewer CO3 was driven under Královská Zahrada (Royal Garden) of Prague Castle using a microtunnelling technique (a small-diameter slurry shield). The above-mentioned excavation technique was selected with respect to requirements of the Prague Castle Administration (PCA). The above-mentioned part of the sewer runs under the castle land. These requirements were invoked by fears of a drop of water table, thus possible endangering of valuable vegetation in Královská Zahrada Garden. The non-destructive tunnelling technique was required because of the possible impact on historic buildings due to the action of seismic effects and possible subsequent settlement of terrain surface caused by the settlement of the gallery overburden if the period of the realisation using conventional excavation was longer. The paper summarises results obtained from the geotechnical monitoring which was carried out in the vicinity of listed buildings (Letohrádek Královny Anny – Royal Summer Palace, Velká Míčovna – Ball Game Hall).

ÚVOD

Odlehčovací stoka CO3 byla realizována v rámci stavby č. 0065 Strahovský tunel (2. stavba), která je nyní úvodní částí tunelového komplexu Blanka, navazující na mimoúrovňovou křižovatku Malovanka.

Tato stoka o celkové délce 1355 m je rozsahem největší ražený objekt přeložek inženýrských sítí v rámci zmíněné stavby a současně je finálním objektem, který završuje novou vodohospodářskou koncepci této oblasti městského silničního okruhu.

Koncepčně se jedná o pokračování odlehčovací stoky CO2 (budované v oblasti Malovanky), respektive propojení mezi touto stokou (CO2) a vodotečí potoka Brusnice v Dolním Jelením příkopu Pražského hradu, které jsou podrobně publikovány v článku Kuchař et al. (2012). Stoka CO3 je tedy vedena od spojně komory na Malovance do ul. Keplerova a následně ulicí Jelení (1. část stoky CO3), kde dále pokračuje pod vozovkou, podchází ul. U Prašného mostu a pokračuje ulicí Mariánské hradby (2. část stoky CO3). Zde odbočuje jako 3. část stoky CO3 jižním směrem pod památkově chráněné území Pražského hradu (Královskou zahradu). V Dolním Jelením příkopu je stoka CO3 vedena cca 110 m souběžně podél levého břehu otevřeného koryta potoka Brusnice a následně je do něj zaústěna v místě stávajícího vtokového objektu „Plečnik“. Situace 3. části stoky je patrná na obr. 1.

Nejdůležitější částí geotechnického monitoringu byl hydrogeologický monitoring, a to z důvodu, aby vlivem ražby stoky CO3 nedošlo ani k dočasným, ani k trvalým změnám stávající

INTRODUCTION

Relief sewer CO3 was realised within the framework of project No. 0065 Strahov Tunnel (construction lot No. 2), which is now the initial part of the Blanka complex of tunnels and links to the Malovanka grade-separated intersection.

In terms of the length, this sewer with the total length of 1355m is the largest mined structure of the diversions of utility networks carried out within the framework of the above-mentioned construction lot and, at the same time, is the final structure completing the new water management concept for this area of the City Circle Road.

Conceptually it is the continuation of relief sewer CO2 (developed in the area of Malovanka), or respectively the interconnection between Brusnice, this sewer (CO2) and the creek in Dolní Jelení Příkop (Lower Deer Moat) of Prague Castle, which have been published in detail in the paper Kuchař et al. (2012). Sewer CO3 is therefore led from the merging chamber in Malovanka to Keplerova Street and subsequently along Jelení Street (Part 1 of CO3 sewer), where it continues further under the roadway, passes under U Prašného Mostu Street and proceeds along Mariánské Hradby Street (Part 2 of CO3 sewer). Here it branches as Part 3 of CO3 sewer south, under the historic district of Prague Castle (Královská Zahrada Garden). In the Dolní Jelení Příkop (Lower Deer Moat), sewer CO3 is led ca 110m in parallel to the left bank of the open creek bed and subsequently is connected to it in the location of the existing “Plečnik” intake structure. The plan of Part 3 of the sewer is obvious from Fig. 3.

Hydrogeological monitoring was the most important part of the geological monitoring because of the requirement for preventing temporary or permanent changes in the existing water table level at



Obr. 1 Situace stoky CO3 – 3. část v ortofotomapě s vyznačenými objekty v areálu Pražského hradu

Fig. 1 Layout plan of Sewer CO3 – Part 3 in an orthophoto map with buildings located on Prague Castle grounds marked in it

hladiny podzemní vody u chráněných objektů, tj. aby dosah případné dočasné depresní kotliny nedosáhl k Letohrádku královny Anny (Královskému letohrádku), Míčovně a k dalším cenným objektům.

Investorem stavby byl Magistrát hl. m. Prahy (odbor městského investora), zastoupený mandatářem VIS a.s. Dodavatelem stavby bylo sdružení firem EUROVIA CS – ENERGIE stavební a báňská a.s. Zhotovitelem stavebních prací celé stoky CO3 byla ENERGIE stavební a báňská a.s. Projektční práce zajišťoval PUDIS a.s. Zhotovitelem geotechnického monitoringu 1. a 2. části stoky byl PUDIS a.s. a zhotovitelem monitoringu 3. části stoky CO3 pod Královskou zahradou Pražského hradu bylo sdružení firem PUDIS a.s. – Angermeier Engineers, s.r.o., přičemž vedoucím účastníkem sdružení byl PUDIS a.s. Z hlediska technického byla nejzajímavější 3. část stoky CO3, ražená mikrotunelováním (11–12/2013) v délce necelých 200 m, kde byl použit razicí štít AVN 1600 firmy Herrenknecht o průměru řezné hlavy 2 m. Následující text pojednává právě o této části stoky.

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÁ A HYDROGEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ

Všeobecně lze geologické poměry zájmového území charakterizovat jako složité a značně proměnlivé. Skalní podloží je tvořené sedimentárními ordovickými horninami – souvrství letenské. Toto souvrství zde má charakter střídání lamin jílvi-toprachovitých až písčitých břidlic s laminami a polohami křemenných pískovců až křemenců. Horninu lze petrograficky popsat jako prachovité a písčité jílovce s laminami křemenných pískovců. Dosah a stupně zvětrání skalního podloží jsou patrné z podélného řezu v úseku pod Královskou zahradou (obr. 2.).

Na skalním podloží spočívající kvartérní pokryvné útvary jsou tvořené navážkami, deluviálními, eolickými a fluviálními sedimenty. Navážky jsou převážně tvořeny stavebním rumem, popelem a škvárou a dále překopanými a přemístěnými zeminami a horninami skalního podkladu. Deluviální sedimenty

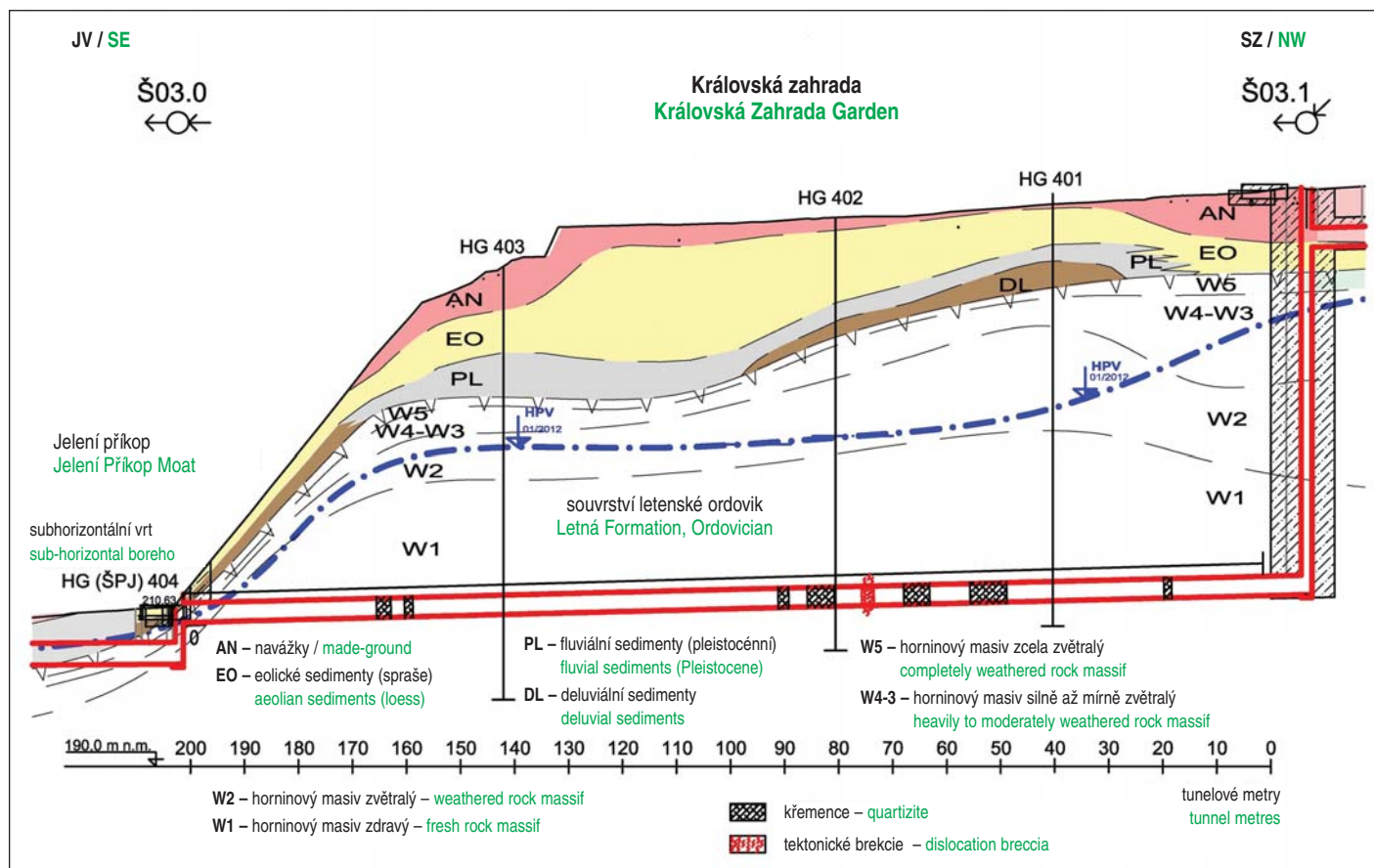
listed buildings, so that the potential subsidence trough did not reach Letohrádek Královny Anny (Royal Summer Palace), Míčovna (Ball Game Hall) and other valuable buildings.

The project owner was the Prague City Hall (the Department of the City Investor) represented by VIS a.s., the mandatary. The contractor was a consortium of companies consisting of EUROVIA CS and ENERGIE Stavební a Báňská a.s. The contractor for construction work on the whole sewer CO3 was ENERGIE Stavební a Báňská a.s. The design was provided by PUDIS a.s. The contractor for geotechnical monitoring of parts 1 and 2 was PUDIS a.s., whilst the contractor for geotechnical monitoring of part 3 of trunk sewer CO3 under Královská Zahrada Garden of Prague Castle is a consortium PUDIS a.s. – Angermeier Engineers, s.r.o., with the leader PUDIS a.s. From the technical point of view most interesting was part 3 of sewer CO3, which was driven by microtunnelling (11–12/2013) at the length of less than 200m, where the Herrenknecht TBM AVN 1600 with the cutterhead diameter of 2m was used. The subsequent text deals with this particular part of the sewer.

ENGINEERING GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CHARACTERISTICS OF THE AREA

The general geological conditions in the area of operations can be characterised as complicated and significantly variable. The bedrock is formed by sedimentary Ordovician rock types – the Letná Formation. This formation in this area has the character of the alternation of laminas of clayey-silty to sandy shales with laminas and layers of quartzose sandstone to quartzite. The rock can be petrographically described as silty and sandy claystone with laminas of quartzose sandstone. The weathering reach and degrees are obvious from the longitudinal section in the section under Královská Zahrada Garden (see Fig. 2).

The Quaternary superficial deposits resting on the bedrock are formed by made-ground and deluvial, aeolian and fluvial sediments. The made-ground is mostly formed by rubble, ashes and cinder, as well as dug up and displaced soils and bedrock rock types. The deluvial sediments are genetically bound to gravitational movements of



Obr. 2 Schematický podélný řez 3. části stoky CO3 pod Královskou zahradou Pražského hradu

Fig. 2 Schematic longitudinal section through Part 3 of Sewer CO3 under Královská Zahrada Garden of Prague Castle

jsou geneticky vázané na gravitační pohyby rozložených a zvětralých hornin. Eolické sedimenty jsou převážně charakteru spraší a sprašových hlín a kryjí fluvialní terasové pleistocéní sedimenty potoka Brusnice. Holocéní fluvialní sedimenty jsou usazeniny potoka Brusnice v Dolním Jelením příkopu.

V zájmovém území se rozlišují podle charakteru horninového prostředí dvě zvodně podzemní vody. Za prvé je to zvodně vázaná na horniny skalního podloží – prostředí s puklinovou propustností. Zvodně podzemní vody zde vzniká pouze v pásmu rozvolnění puklin v horizontu zvětralých hornin skalního podkladu. Do větších hloubek proniká voda jen v poruchových zónách. Vydatnost podzemní vody v ordovických břidlicích je velmi malá. Za druhé jsou to podzemní vody vázané na kvartérní sedimenty (fluvialní a deluviální sedimenty – prostředí s průlinovou propustností). Kvartérní zvodně byla monitorovaná především v Jelením příkopu v blízkosti potoka Brusnice. V Královské zahradě Pražského hradu před ražbou stoky CO3 nebyla tato kvartérní zvodně výrazně zastižena. Je závislá na množství atmosférických srážek a je také ovlivněná přítokem vod ze západu z křídových sedimentů v pramenné oblasti Brusnice.

V rámci podrobného geotechnického a hydrogeologického průzkumu byly odebrány vzorky podzemních vod k chemickým analýzám pro zjištění agresivity na betonové konstrukce. Vyplynulo z nich, že podle ČSN EN 206-1, Beton – část 1 byla převážná část vzorků podzemní vody hodnocena jako slabě agresivní na beton, symbol XA1. Menší část chemických rozborů, a to především ze zvodně ordovického skalního podloží, vykazovala střední stupeň agresivity XA2. Vzhledem k bodovým odběrům vzorků pro agresivitu prostředí a možnosti smíšení podzemní vody z ordovických břidlic bylo doporučeno pro celou stavbu uvažovat střední stupeň agresivity tj. XA2.

decomposed and weathered rock types. The aeolian sediments are mostly of loessal and secondary loessal character and they cover fluvial terrace Pleistocene sediments of the Brusnice creek. The Holocene fluvial sediments are sediments of the Brusnice creek in the lower Jelení Příkop Deer Moat.

In the area of operations, we distinguish two groundwater aquifers according to the character of the rock environment. Firstly it is an aquifer bound to bedrock rock types – the environment with fissure permeability. The groundwater aquifer develops here only in the zone of loosening of fissures in the horizon of weathered bedrock rock types. Water penetrates to greater depths only in fault zones. The groundwater yield in the Ordovician shale is very low. Secondly it is groundwater bound to the Quaternary sediments (fluvial and deluvial sediments – the environment with intrinsic permeability). The Quaternary aquifer was monitored first of all in Jelení Příkop Moat, in the vicinity of the Brusnice creek. This Quaternary aquifer was not encountered in Královská Zahrada Garden of Prague Castle. It depends on the amount of precipitation and is in addition affected by the inflow of water from the west, from the Cretaceous sediments in the headwater area of the Brusnice creek.

Samples were collected within the framework of the detailed geotechnical and hydrogeological survey for chemical analyses intended for the determination of the concrete-aggression action. It followed from them that, according to ČSN EN 206-1, Concrete – Part 1, the majority of groundwater samples were assessed as weakly aggressive to concrete, symbol XA1. A smaller part of chemical analyses, first of all those from the aquifer in the Ordovician bedrock, exhibited medium aggression degree XA2. With respect to the spot sampling system of collecting samples for the determination of the environment aggression and the possibility of mixing with groundwater from the Ordovician shale, it was recommended that the aggression degree XA2 be considered for the entire project

STAVEBNÍ ŘEŠENÍ A RAŽBA BENTONITOVÝM RAZICÍM ŠTÍTEM

Stavební řešení

V první fázi výstavby 3. části stoky CO3 byla vyhloubena šachta Š03.1 (s rozměry 11x4 m) do hloubky 38,5 m, která v definitivní fázi slouží jako spadiště. Při hloubení šachty Š03.1 se postupně měnil půdorys šachty, který se při hloubení otáčel do směru budoucí ražby štítu. Tento směr je podélně v jiném směru než půdorys šachty na povrchu. Ve spodní části šachty byla vyražena startovací komora pro bentonitový štít (s řeznou hlavou o průměru 2 m) směrem ke Královské zahradě Pražského hradu (tj. pod komunikací Mariánské hradby). Délka komory je 5,9 m, výška cca 7,8 m. Ražba startovací komory byla prováděna při horizontálním členění na tři lávky. Ve startovací komoře byla vybudována betonová podlaha ve sklonu budoucí ražby, opěrný betonový blok pro tlačnou stanici štítu s výřezem pro umístění laseru a vstupní těsnící betonový blok pro zaústění řezné hlavy štítu do horninového masivu. V prostoru Jeleního příkopu (u šachty Š03.0) byl v předstihu vybudován cílový portál ze železobetonového bloku, ukotveného mikropilotami a lanovými kotvami do skalního masivu. Zbýlý úsek mezi šachtou Š03.0 a výustním objektem „Plečnik“ v Dolním Jelením příkopu byl prováděn v otevřené pažené rýze.

Razicí štít AVN 1600

Ražba úseku Š03.1-Š03.0, tj. pod Královskou zahradou Pražského hradu, probíhala pomocí mikrotuneláže – plnoprofilovým mechanizovaným bentonitovým štítem Herrenknecht řady AVN 1600 v modifikaci s valivými dláty do tvrdých hornin a s protlačovanými sklolaminátovými troubami DN 1800 délky 3000 mm od firmy HOBAS. Ražba probíhala úpadně v jednotném sklonu 12,5 ‰. Celá sestava zařízení Herrenknecht se skládala z několika hlavních dílů. Z razicího bentonitového štítu s řeznou hlavou do tvrdých hornin, kompaktní protlačovací stanice (včetně rámu) v šachtě a startovací komoře, separační jednotky bentonitu HKS 300 a automatického bentonitového mazacího systému. Schéma použitého razicího bentonitového štítu je patrné z obr. 3. Za řeznou hlavou stroje následuje segment vlastního štítu, který kryje přívod bentonitové a vodní pažící suspenze a odvod směsi rubaniny a pažící suspenze. Dále

CONSTRUCTION SOLUTION AND TUNNELLING WITH SLURRY TBM

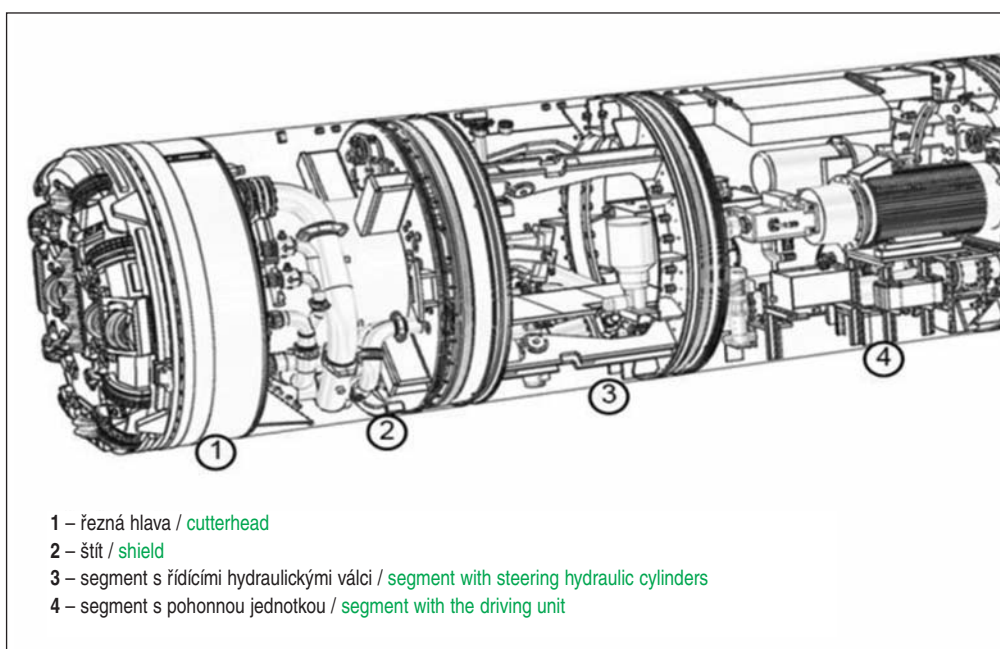
Construction solution

Shaft S03.1 (11x4m) was excavated to the depth of 38.5m in the first phase of the construction of part 3 of sewer CO3. It serves as a backdrop manhole in the final phase. During the excavation of shaft S03.1 the ground plan gradually changed, rotating to the direction of the future TBM excavation. This direction longitudinally differs from the ground plan of the shaft on the surface. A launching chamber for the slurry TBM (with the cutterhead diameter of 2m), heading to Královská Zahrada Garden of Prague Castle (i.e. under Mariánské Hradby Street), was excavated in the lower part of the shaft. The chamber is 5.9m long and ca 7.8m high. The launching chamber was excavated using the so called horizontal sequence consisting of 3 benches. Concrete floor inclined at the gradient identical with that of the future tunnelling, a thrust reaction block with a cut-out for the installation of a laser as well as an entrance concrete sealing block for the entry of the TBM cutterhead into the rock massif were carried out in the launching chamber. A reinforced concrete block to be used as the target portal was built in advance in the space of Jelení Příkop Moat (at S03.0 shaft). It was anchored to the rock massif by micropiles and cable anchors. The remaining section between shaft S03.0 and the “Plečnik” outflow structure in the Dolní Jelení Příkop Moat was carried out in a braced open trench.

AVN 1600 TBM

The excavation of section S03.1 – S03.0, i.e. the section under Královská Zahrada Garden of Prague Castle was carried out using the microtunnelling technique – a full-face mechanised slurry shield Herrenknecht AVN 1600 in a modification with disk cutters for hard rock and with jacked 3m long glassfibre reinforced plastic (GRP) tubes DN 1800 manufactured by HOBAS. The tunnel was driven downhill on a uniform gradient of 12.5 ‰. The whole Herrenknecht set consisted of several main parts, namely the slurry shield with a hard-rock cutterhead, a compact jacking station (including a thrust reaction frame) in the shaft and the launching chamber, a bentonite separation unit HKS 300 and an automatic bentonite lubrication system. The diagram of the slurry TBM used is obvious from Fig. 3. The block of the shield itself follows after the cutterhead. It covers the bentonite and bracing water suspension feed lines and the duct removing the mixture of muck and the face-bracing suspension. A segment No. 3 with steering hydraulic cylinders and segment No. 4 with the cutterhead driving motor follows.

Simplified technological procedure during the shield tunnelling (see Fig. 4): The tunnelling shield (1) was first lowered down the jacking station in the launching shaft and chamber S03.1. It was pushed by pistons on the thrust reaction frame through a rubber sealing collar, which minimised the loss of pressure of the bracing suspension and its escape to the launching chamber (2). Subsequently a glassfibre reinforced plastic tube for jacking manufactured by HOBAS (3) was installed behind the shield. The commencement of the excavation followed – the pumps on the feed line and muck and slurry removal line were started and the cutterhead started to rotate (4, 5). The jacking station in the launching shaft, consisting of the frame and two pistons, generated the



1 – řezná hlava / cutterhead

2 – štít / shield

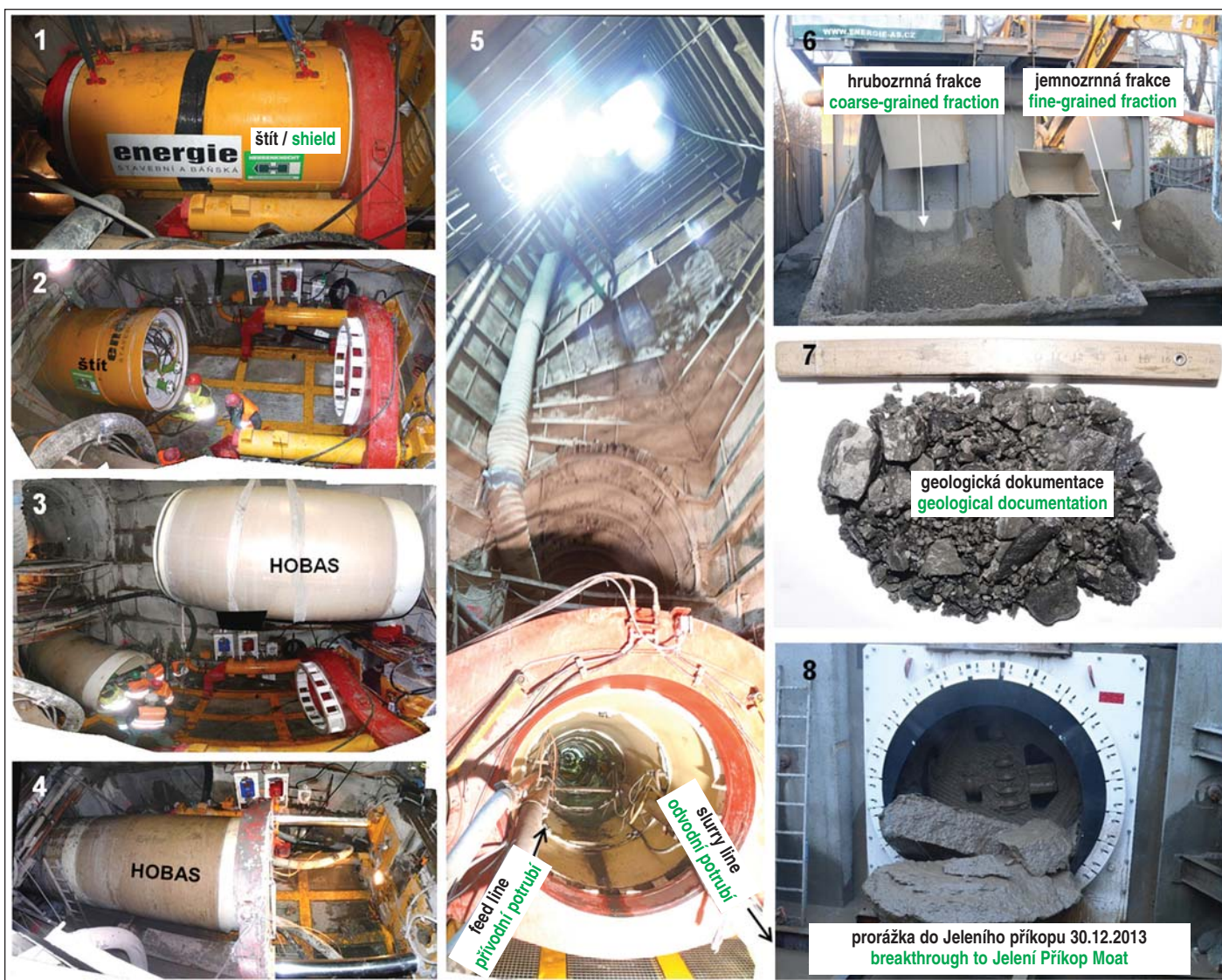
3 – segment s řídicími hydraulickými válci / segment with steering hydraulic cylinders

4 – segment s pohonnou jednotkou / segment with the driving unit

Obr. 3 Schéma razicího štítu AVN 1600

Fig. 3 Diagram of the AVN 1600 tunnelling shield

Herrenknecht AG



Obr. 4 Technologický postup při mechanizované ražbě

Fig. 4 Technological procedure during mechanised tunnelling

následuje segment 3 s řídícími hydraulickými válci a segment 4 s agregátem pohonu řezné hlavy.

Zjednodušený technologický postup při ražbě štítu (obr. 4): Do tlačné stanice ve startovací šachtě a komoře Š03.1 byl nejprve usazen razicí štít (1). Poté byl zatlačen písty tlačného rámu přes gumovou těsnící manžetu, která minimalizovala ztrátu tlaku pažící suspenze a její výtok do startovací komory (2). Následně byla usazena za štít sklolaminátová trouba pro protlačování od firmy HOBAS (3). Následovalo zahájení ražby – spuštění čerpadel přívodního (feed line) a odvodního okruhu těžby rubaniny a pažící suspenze (slurry line) a roztočení řezné hlavy (4, 5). Tlačná stanice ve startovací šachtě složená z rámu a dvou pístů generovala potřebný přítlak skrze kolonu trub HOBAS a spojů potrubí na čelo výrubu. Při současném zavrtávání řezné hlavy pak docházelo k rozpojování a k odtěžování horniny na čele výrubu a tím k posunu celé kolony – tedy vlastního štítu a trub HOBAS. Rubanina byla odčerpávána ve formě suspenze odvodním potrubím (slurry line) do separační jednotky (6). Na snímku (7) je uvedena fotografie rubaniny určené ke geologické dokumentaci a na snímku (8) je fotografie prorážky v Jelením příkopu.

Podrobně je mikrotunelování v proměnlivých geologických podmínkách popsáno v článku Franczyk (2014) a technologie mechanizované ražby je rekapitulována v Barták et al. (2014).

required thrust through the column of HOBAS tubes and the pipeline joints up to the excavation face. The ground at the excavation face was disintegrated and loaded during the concurrent plunging of the cutterhead into the face and the whole column – the TBM and the HOBAS tubes – mover ahead. Muck in the form of slurry was pumped through the slurry line to the separation unit (6). A photo of the muck prepared for geological documentation is in Fig. 7; a photo of the breakthrough in Jelení Příkop Moat is in Fig. 8.

The microtunnelling through variable geological conditions is described in detail in a paper by Franczyk (2014) and the mechanised tunnelling technology is recapitulated in Barták et al. (2014).

GEOTECHNICAL MONITORING

The purpose of geotechnical monitoring (GTM) during the construction of Part 3 of sewer CO3 under Královská Zahrada Garden of Prague Castle was to secure that the impacts of construction activities on the existing listed buildings, utility networks and the entire environment were within the values prescribed as limits by the design and relevant standards and regulations. The monitoring had to secure the minimisation of defects on buildings in the vicinity, to initiate immediate modification of construction procedures as a response to a possible warning development of measured quantities, or to determine technical and organisational measures preventing further unfavourable development. In addition to the above-mentioned technical reasons for the realisation of the geotechnical monitoring, there were

GEOTECHNICKÝ MONITORING

Účelem geotechnického monitoringu (GTM) při výstavbě 3. části stoky CO3 pod Královskou zahradou Pražského hradu bylo zajištění stavebních činností tak, aby jejich dopady na stávající památkově chráněnou zástavbu, inženýrské sítě a celé životní prostředí byly v mezích a hodnotách stanovených projektem a příslušnými normami a předpisy. Monitoring musel zajistit minimalizaci poruch na okolní zástavbě, vyvolat okamžitou úpravu stavebních postupů jako reakci na eventuální varovný vývoj měřených veličin, případně stanovit technická a organizační opatření, která dalšímu nepříznivému vývoji zamezí. Mimo výše uvedené technické důvody pro realizaci geotechnického monitoringu byly na stavbě stoky CO3 – 3. část, situované ve velmi exponovaném území, také mimořádně důležité i právní a společenské aspekty (např. ochrana investora stavby před eventuálními námitkami ze strany majitelů nemovitostí a veřejnosti).

V rámci GTM při ražbě stoky CO3 – 3. část probíhaly tyto nejdůležitější činnosti:

- hydrogeologický monitoring;
- geotechnické a geologické sledování ražeb a hloubení;
- geodetické sledování objektů nivelací;
- sledování poruch na objektech;
- geodetické sledování povrchu terénu nivelací;
- geodetické sledování objektů 3D;
- měření inklinometrické a klouzavým mikrometrem;
- monitoring dynamických účinků;
- geoelektrický korozní monitoring;
- pasportizace a repasportizace inženýrských sítí;
- repasportizace objektů;
- konvergenční měření v šachtě Š03.1 (spadiště).

V tomto příspěvku jsou zhodnoceny pouze výsledky hydrogeologického monitoringu, geotechnického a geologického sledování ražeb mikrotunelováním a geodetické sledování objektů nivelací.

Hydrogeologický monitoring

Hydrogeologický monitoring byl prováděn na síti monitorovaných hydrogeologických vrtů, realizovaných nejprve v rámci podrobného geotechnického průzkumu a poté i v rámci podrobného hydrogeologického průzkumu. Tyto hydrogeologické vrty jsou umístěny s ohledem na důležité a historicky cenné objekty nadzemní zástavby. Dva monitorují hladinu podzemní vody v blízkosti Letohrádku královny Anny a Zpívající fontány (HJ 19 a HJ 16), další vrt monitoruje hladinu podzemní vody v blízkosti Nové oranžerie a částečně i Míčovny (HJ 20). V blízkosti Empírového skleníku monitoruje hladinu podzemní vody vrt HJ 14.

Nejblíže ose ražby stoky byly monitorovné vrty HJ 401, HJ 402, HJ 403 a HJ15, které svou polohou byly v dosahu předpokládaného depresního kužele h.p.v. Výsledky pohybu hladiny podzemní vody v těchto vrtech sloužily operativnímu řízení postupu prací razicího štítu. Kromě monitoringu úrovně hladiny podzemní vody byl monitorován i hydrostatický tlak ve 200 m dlouhém subhorizontálním vrtu ŠHJ 404, který byl vyvrtán z Jeleního příkopu rovnoběžně s osou ražby v rámci geotechnického průzkumu. V průběhu ražby bentonitovým štítem byla úroveň hladiny podzemní vody měřena v denních intervalech (v případě výrazných změn i 2x denně) na všech monitorovaných vrtech v zájmové oblasti. Ražba celého úseku, realizovaného bentonitovým štítem, probíhala pod hladinou podzemní vody. Největší vliv na úroveň hladiny podzemní vody ve vrtech měl tlak pažící suspenze na čele ražby, jak dokládá obr. 5, kde je znázorněn průběh vývoje tlaků pažící suspenze v závislosti na staničení čela ražby a dále také demonstruje samotnou časovou závislost úrovně hladiny

extraordinarily important legal and societal aspects at the construction of part 3 of sewer CO3, which was located in a very exposed area (e.g. the protection of the project owner against contingent objections from real estate owners and the public).

The following most important activities were carried out within the framework of the GTM during the excavation of Sewer CO3 – Part 3:

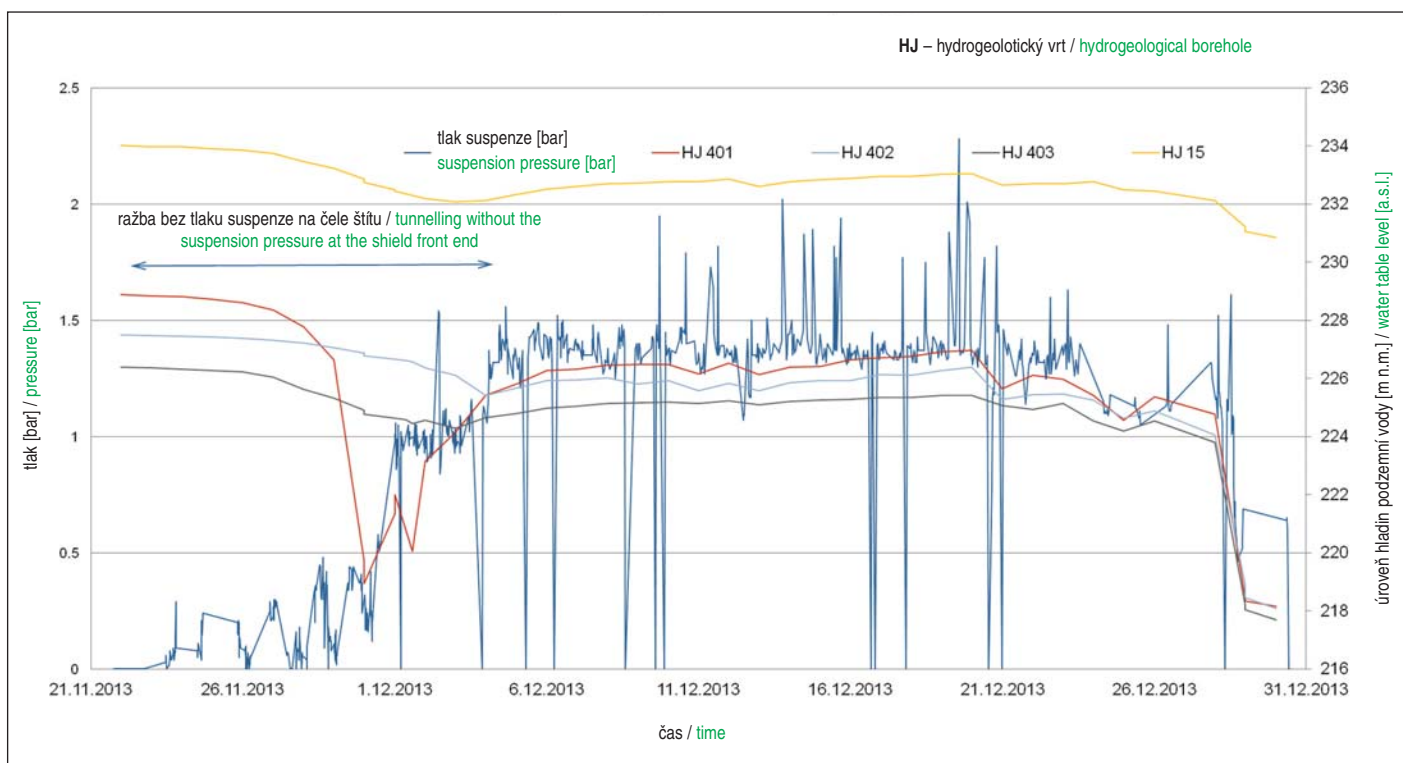
- hydrogeological monitoring;
- geotechnical and geological observation of tunnelling and excavation operations;
- surveying buildings by levelling;
- monitoring of defects on buildings;
- surveying the terrain surface by levelling;
- 3D surveying of buildings;
- inclinometer measurements and measurements with sliding micrometers;
- monitoring of dynamic effects;
- geoelectrical monitoring of corrosion;
- condition survey and repeated condition survey of utility networks;
- repeated condition survey of buildings;
- convergence measurements in shaft SO3.1 (the backdrop manhole).

In this paper, we will assess only the results of hydrogeological monitoring, geotechnical and geological observation of the micro-tunnelling operations and surveying buildings by levelling.

Hydrogeological monitoring

The hydrogeological monitoring was carried out on a network of monitored hydrogeological boreholes realised first within the framework of a detailed geotechnical investigation and, subsequently, even within the framework of a detailed hydrogeological survey. These hydrogeological boreholes are located with respect to important and historically valuable surface buildings. Two boreholes monitor the water table in the vicinity of Letohrádek Královny Anny Palace and Zpívající Fontána (Singing Fountain) (HJ 19 and HJ 16); another borehole monitors the water table in the vicinity of Nová Oranžerie (New Orangery) and partially Velká Míčovna Ball Game Hall (HJ 20). Borehole HJ 20 monitors the water table in the vicinity of the Empire-Style Greenhouse.

Monitored closest to the sewer excavation axis were boreholes HJ 401, HJ 402, HJ 403 and HJ15, the locations of which were within the assumed water table depression cone. The results of the water table movement in these boreholes were used for operative control of the tunnelling shield advance. In addition to monitoring the water table, even the hydrostatic pressure in the 200m long sub-horizontal borehole ŠHJ 404, which was drilled from Jelení Příkop Moat in parallel with the tunnelling axis within the framework of geotechnical investigation, was monitored. The water table level was measured during the excavation using the slurry shield at daily intervals (in cases of significant changes even twice a day) on all boreholes monitored in the area of operations. The excavation of the whole section carried out using the slurry shield ran under the water table. The pressure of the bracing suspension on the excavation face had the greatest influence on the water table level in the boreholes, as documented by Fig. 5, where the development of the pressures of the bracing suspension in dependence on the chainage of the excavation face is illustrated and which demonstrates the time dependence of water tables in boreholes HJ 401, HJ 402, HJ 403 a HJ 15, the locations of which are closest to the excavation axis (and which were used for operative control of the tunnelling shield advance), and on the pressure of the bracing suspension generated by the tunnelling shield. It is obvious from Fig. 5 that the excavation in the initial phase proceeded under low pressure of the bracing suspension despite the fact that the close mode of the shield tunnelling process was selected from the SPH requirement point of view (see the chapter Geotechnical and geological monitoring of tunnelling with the slurry shield). The low values of the bracing suspension pressure in the initial phase of the



Obr. 5 Vliv tlaku pažící suspenze na úroveň hladiny podzemní vody v Královské zahradě

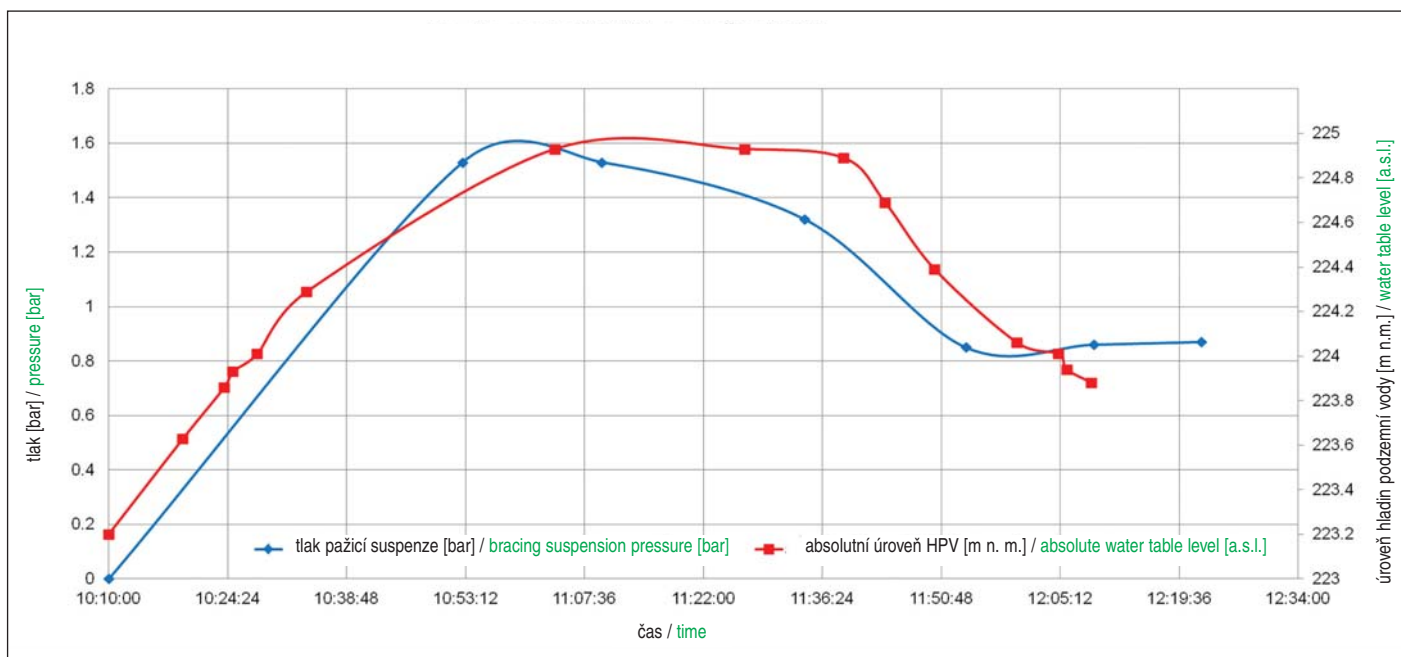
Fig. 5 The influence of the bracing suspension pressure on the water table level in Královská Zahrada Garden

podzemní vody ve vrtch HJ 401, HJ 402, HJ 403 a HJ 15, které jsou svou polohou nejbližší ose ražby (a sloužily k operativnímu řízení postupu prací razicího štítu), na tlaku pažící suspenze razicího štítu. Z grafu na obr. 5 je patrné, že v počáteční fázi probíhala ražba při nízkém tlaku pažící suspenze i přes to, že z hlediska požadavku SPH byl zvolen uzavřený mód ražby štítu (viz kapitola Geotechnické a geologické sledování ražeb bentonitovým štítem). Nízké hodnoty tlaku pažící suspenze v iniciálním stadiu ražby byly zachovávány z technologického důvodu. Vzhledem k tomu, že pouze každá pátá sklolaminátová trouba pro protlačování měla přimazávací otvory s kuželovými ventily, skrze které docházelo k injekci mezikruží, musel být na začátku ražby udržován nízký tlak pažící suspenze, která by vzhledem k velmi krátké vzdálenosti hlavy štítu od startovací komory unikala mezikruží skrze těsnící manžetu zpět do startovací komory. Tlak pažící suspenze byl postupně navyšován až po zatlačení prvních trub s přimazávacími otvory do výrubu a následném zainjektování prostoru mezikruží mezi pláštěm sklolaminátové trouby HOBAS a lícem horninového masivu.

Efekt vzdálenosti vrtů od čela ražby se v grafu projevuje různým poklesem hladiny podzemní vody ze začátku ražby. Nejvýraznější je u vrtu HJ 401, kdy se tlak pažící suspenze pohyboval mezi 0–0,5 baru (do staničení 52 m). V případě vrtu HJ 401 byl tlak pažící suspenze při průchodu čela ražby v bezprostřední blízkosti právě na hodnotě 0–0,5 baru a došlo k bezprostřednímu výraznému poklesu hladiny podzemní vody ve vrtu. Geotechnický monitoring okamžitě zareagoval a doporučil spolu s projektantem stavby tlak pažící suspenze nejprve navýšit na hodnotu 1 baru (tento tlak odpovídá výšce vodního sloupce cca 10 m) a hladina ve vrtu začala stoupat směrem k původní hodnotě. Rychlost reakce pohybu hladiny podzemní vody ve vrtu HJ 401 dokumentuje pokus realizovaný 2. 12. 2013 přímým kontaktem a součinností geologa s operátorem razicího stroje znázorněný na obr. 6. U dalších uvedených vrtů už nebyl tento pokles hladiny tak výrazný díky tomu, že při průchodu čela výrubu v blízkosti vrtu se pohybovala hodnota

excavation were maintained for technological reasons. With respect to the fact that only every fifth glass fibre reinforced plastic tube for jacking had gates with cone valves for additional lubrication, through which the annulus was filled with grout, the low pressure of the bracing suspension had to be maintained at the beginning of the excavation so that it did not leak along the annulus through the sealing collar to the launching chamber with respect to the short distance of the cutterhead from the launching chamber. The bracing suspension pressure was gradually increased only after jacking first tubes with the lubrication gates into the excavation and subsequent filling the annulus space between the HOBAS GRP tube jacket and the excavated opening surface.

The effect of the distance of boreholes from the excavation face manifests itself in the graph by different dropping of the water table at the beginning of the tunnel excavation. It is most distinctive at borehole HJ 401, where the bracing suspension pressure ranged from 0–0.5 bar (up to chainage m 52). In the case of borehole HJ 401, the bracing suspension pressure during the passage of the excavation face in the immediate vicinity was just at the value of 0–0.5 bar and an immediate significant drop of the water table happened in the borehole. Geotechnical monitoring immediately reacted and recommended, together with the construction designer, that the pressure of the bracing suspension be first increased to the value of 1 bar (this pressure corresponds to the height of water column of ca 10 m); the water table in the borehole started to rise toward the original value. The speed of the response of the groundwater table movement in borehole HJ 401 is documented by an experiment realised on 02/12/2013 owing to a direct contact and collaboration of the geologist with the tunnelling machine operator, which is presented in Fig. 6. The water table dropping was not so significant at the other boreholes thanks to the fact that the bracing pressure during the passage of the excavation face close to the particular borehole fluctuated around the value of 1.5 bar which was recommended by the monitoring and the construction designer. Despite this fact, the drop of water table level caused by the initial lower pressure of the bracing suspension was very well obvious with some delay.



Obr. 6 Reakce hladiny podzemní vody ve vrtu HJ 401 na ražbu štítem 2. 12. 2013

Fig. 6 The response of water table in borehole HJ 401 to the sheet tunnelling on 02/12/2013

tlaku pažicí suspenze okolo monitoringem a projektantem stavby doporučené hodnoty 1,5 baru. Přesto je u nich pokles hladiny způsobený počátečním nižším tlakem pažicí suspenze s určitou časovou prodlevou velice dobře patrný.

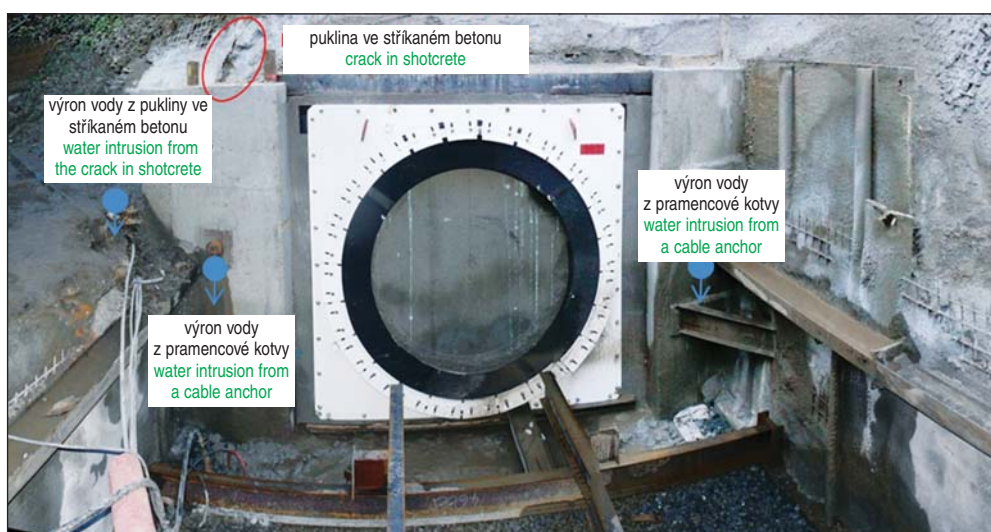
Před prorážkou razicího stroje do portálu v Jelením příkopu muselo dojít ke snížení tlaku pažicí suspenze z důvodu strmého poklesu nadloží ražby (severní svah Jeleního příkopu) a z důvodu přítomnosti deluviálních sedimentů a navážek ve výrubu. Ke snížení tlaku došlo ve staničení 192 m. I přes to byly 28. 12. 2013 cca od 16:00 zaznamenány výrazné výrony podzemní vody (celkem cca 0,3 l/s) z portálu v Jelením příkopu. Výrony podzemní vody probíhaly jednak ze vzniklé pukliny ve stříkaném betonu v levé straně zajištění svahu a také z pramencových kotev zajišťujících betonový blok portálu (obr. 7). Tento pokles tlaku pažicího média ovlivnil hladiny v některých výše zmíněných vrtech a došlo tak k určitému krátkodobému poklesu hladin podzemní vody v bezprostřední blízkosti ražby. Tímto se potvrdilo, že tlak pažicí suspenze působil nejenom na čele výrubu, ale i v mezikruží mezi lícem výrubu a povrchem kolony trub, a to po celé délce výrubu.

The bracing suspension pressure had to be reduced prior to the break through of the tunnelling machine to the portal in Jelení Příkop Moat with respect to a steep decrease of the excavation overburden thickness (the northern slope of Jelení Příkop Moat) and because of the presence of deluvial sediments and made-ground in the excavation. The pressure was reduced at chainage m 192. Despite this fact, significant groundwater outflows (ca 0.3L/s in total) from the portal in Jelení Příkop Moat were registered on 28/12/2013, ca from 16:00 hours. The groundwater outflows continued from a crack in shotcrete on the left side of the slope support and also from the cable anchors stabilising the portal concrete block (see Fig. 7). This drop of the bracing medium pressure affected the water tables in some of the above-mentioned boreholes and certain temporary drop of water tables in the immediate vicinity of the excavation occurred. In this way it was confirmed that the pressure of the bracing suspension acted not only at the excavation face but also in the annulus between the surface of the excavated opening and the surface of the column of tubes, throughout the excavated opening length.

The hydrogeological monitoring of the other boreholes which were located at listed surface buildings (Letohrádek Královny Anny Royal Summer Palace or Velká Míčovna Ball Game Hall) did not register any affecting of the excavation caused by the excavation of sewer CO3.

Geotechnical and geological monitoring of the slurry shield tunnelling

The technological excavation procedure did not allow direct geological documentation as in the case of classical conventional tunnelling or the NATM excavation. The excavation proceeded with the pressure support of the excavation face (the bracing suspension) continually with cyclical forcing of the shield itself (the cutter-head + the mantle) and the column of glassfibre reinforced plastic tubes, which at the same time formed the final lining of the gallery. The access



Obr. 7 Cílový portál Jelení příkop 29. 12. 2013 (těsně před prorážkou)

Fig. 7 Target portal in Jelení Příkop Moat on 29/12/2013 (just before the breakthrough)

Hydrogeologický monitoring na ostatních vrtech, situovaných u památkově chráněných objektů nadzemní zástavby (Letohrádek královny Anny či velká Míčovna) nezaznamenal žádné ovlivnění ražbou stoky CO₂.

Geotechnické a geologické sledování ražeb bentonitovým štítem

Technologický postup ražby neumožňoval přímou geologickou dokumentaci jako při klasické konvenční ražbě nebo ražbě NRTM. Ražba probíhala s tlakovou podporou čelby (pažící suspenze) kontinuálně s cyklickým zatlačováním vlastního štítu (řezná hlava + plášť) a kolony sklolaminátových trub, které zároveň tvořily definitivní ostění štoly. Přístup k nezapaženým částem výrubu nebyl možný vzhledem k absenci klasické těžní komory u tohoto typu stroje, proto muselo dojít ke specifikaci metodiky geologické dokumentace a jejích výstupů. Geologické poměry tak byly ověřovány nepřímou na základě porovnávání promytých vzorků rubaniny odebraných z kontejneru u separační jednotky a popisu horizontálního jádrového vrtu z průzkumu. Nové přístupy k inženýrsko-geologické dokumentaci ražby pomocí bentonitového štítu shrnul Wendl et al. (2010). V případě ražby strojem AVN 1600 však nemohla být z technických důvodů dokumentována geologická skladba na čele výrubu, jak již bylo zmíněno výše. Ověřování pevnosti hornin probíhalo pomocí zkoušek pevnosti hornin při bodovém zatížení, prováděných na nepravidelných úlomcích hornin. Další technologické údaje ražby byly hodnoceny z množství kontinuálních dat průběžně zaznamenaných v operační jednotce stroje (přenos pomocí USB rozhraní). Geotechnický a geologický dozor průběžně a operativně vyhodnocoval následující údaje a neustále porovnával v jednotlivých pasportech jejich vliv na vývoj měřené hladiny podzemní vody v areálu Královské zahrady:

- inženýrsko-geologický popis hornin vyplaveného vzorku (odseparování jemnozrnné frakce, popis horniny z úlomků a odhad procentuálního podílu jednotlivých typů hornin);
- razící mód bentonitového štítu (ekvivalent uzavřeného a otevřeného módu);
- opatření, doporučení a poznámky k ražbě (zejména vztah ražby a vyhodnocení denního měření hladin v hydrogeologických vrtech v Královské zahradě, průběh jednotlivých sledovaných parametrů ražby jako přítlak, tlaky suspenze atp.);
- geologická prognóza pro další úseky ražby;
- zakres aktuální polohy čela výrubu v předpokládaném geotechnickém řezu z průzkumu;
- v grafické části pasportu byly vyhodnocovány tyto údaje: spotřeba bentonitu [l] a tlak pažící suspenze na čele [bar] v závislosti na čase, resp. staničení; přítlak tlačného rámu [bar] a síla tlačného pístu [kN] v závislosti na staničení;
- fotografická dokumentace vyplaveného vzorku rubaniny s grafickým měřítkem a popisem.

Ražba pomocí stroje Herrenknecht AVN 1600 probíhala od listopadu do konce prosince v roce 2013 v celkové délce 196,3 m. Geologické poměry byly průběžně ověřovány na základě porovnávání geologického popisu horizontálního jádrového vrtu z průzkumu se skutečně zastíženými horninami, které byly odebírány ve formě vzorků z kontejneru u separační jednotky štítu. Vzorek byl vždy po odebrání promyt na sítu a následně byly popsány jednotlivé horninové typy a odhadnut jejich podíl ve výrubu.

Geotechnická dokumentace ražby potvrdila proměnlivost mechanických a technologických vlastností hornin letenského souvrství, od které se částečně odvíjela i rychlost postupu tunelovacího stroje. Strukturní poměry masivu nebylo možné vzhledem k technologii ražby řádně dokumentovat. Při ražbě bylo odebráno několik kontrolních vzorků na zjištění indexu pevnosti

to the unsupported parts of the excavation was not possible with respect to the absence of a classical extraction chamber at this machine type. For that reason the methodology of geological documentation and its outputs had to be specified. The geological conditions had therefore been verified indirectly, on the basis of comparing the washed muck samples collected from the container at the separation unit and the description of the horizontal cored borehole carried out as a part of the survey. The new approaches to engineering geological documentation of excavation using a slurry shield were summarised by Wendl et al. (2010). However, in the case of the excavation using the AVN 1600 machine, the geological structure at the excavation face could not be documented for technical reasons, as mentioned above. The rock strengths were verified by means of point load tests conducted on irregular fragments of rock. The other technological excavation data items were assessed from the lots of data continually recorded in the operating unit of the machine (transmission by means of USB interfaces). The geotechnical and geological supervision continually and operatively assessed the following data items and permanently compared in individual basic data logs their influence on the development of the water table in the Královská Zahrada Garden area:

- engineering geological description of the washed rock sample (separation of fine-grained fraction, description of the rock based on fractions and estimation of the percentage of individual rock types);
- excavation mode of the slurry shield (equivalent of the close and open modes);
- measures, recommendations and notes regarding the excavation (first of all the relationship between the excavation and the assessment of daily measurements of water tables in hydrogeological boreholes in Královská Zahrada Garden, the development of individual excavation parameters being monitored, such as the thrust, suspension pressures etc.);
- geological prognosis for the next excavation section;
- plotting the current location of the excavation face in the geotechnical section anticipated on the basis of the survey;
- the following data was assessed in the graphical part of the basic data logs: the consumption of bentonite [l] and the pressure of the bracing suspension at the excavation face [bar] in dependence on time or the chainage; the thrust of the thrust reaction frame [bar] and the force of the jacking cylinder [kN] in dependence on chainage;
- the photo documentation of the washed muck sample together with the graphic scale and description.

Tunnelling using the AVN 1600 Herrenknecht machine proceeded from November to the end of 2013 along the total length of 196.3m. Geological conditions were continually verified on the basis of comparing the geological description of the horizontal cored borehole from the survey with the actually encountered rock types which were collected in the form of samples from the container at the separation unit of the shield. The sample was, always after being collected, washed on a sieve and the rock types were subsequently described and their proportion in the excavation was estimated.

The geotechnical documentation of the excavation confirmed the variability of the mechanical and technological properties of the Letná Formation rock types, from which even the advance rate of the tunnelling machine was partially deduced. The structural conditions of the rock massif could not be properly documented with respect to the technology. Several check samples were collected during the excavation for the determination of the geological strength index for the verification of the rock material strength. These results in comparison with the results of the sub-horizontal borehole ŠPJ 404 which was carried out within the framework of the completed survey are presented in Fig. 8. Even other data items were observed by the continual analysis of technological data from the operating unit of the tunnelling machine. These data items were processed graphically with respect to the clarity and the significant amount of the data. In

horniny pro ověření pevnosti horninového materiálu. Na obr. 8 jsou tyto výsledky v porovnání s výsledky ze vzorků ze subhorizontálního vrtu ŠPJ 404, provedeného v rámci průzkumu. Průběžnou analýzou technologických dat z operační jednotky razicího stroje byly sledovány i další údaje. Tyto údaje byly pro přehlednost a značné množství primárních dat zpracovány graficky. Takto byla v geotechnických pasportech zpracovávána data o spotřebě bentonitové směsi [l] v závislosti na čase, tlak pažicí suspenze na čele výrubu [bar] v závislosti na staničení, přítlak tlačného rámu [bar] a síla tlačného pístu [kN] v závislosti na staničení. Dále bylo možné z technologických dat analyzovat další důležité údaje, jako např. přítlak řezné hlavy štítu na čelo výrubu, plášťové tření kolony sklolaminátových protlačovacích trub HOBAS s rostoucím staničením čela ražby (růst plášťové třecí síly byl v závislosti na staničení lineární, maximální hodnoty třecí síly 3326 kN bylo dosaženo ve staničení 188,3 m od startovací komory), zatížení trub tlačným rámem, rychlost ražby apod.

Ražba probíhala v uzavřeném módu. Samotný razicí stroj se skládá z řezné (razicí) hlavy (pro ražbu pod Královskou zahradou v modifikaci pro skalní horniny). Dále navazuje vlastní štít s dalšími dvěma vzájemně propojenými segmenty (viz obr. 3). Vyrovnávání zemních tlaků je prováděno nastavením poměru tlaku a průtoku suspenze přívodního potrubí (v anglickém originále „feed line“) a odčerpávajícího potrubí (v originále termín „slurry line“) ve stroji, díky kterému dochází k hydraulickému odtěžování rozpojeného materiálu na povrch v suspenzi. Přívodním vedením protéká pod určitým tlakem voda, která se v prostoru řezné hlavy promíchá s rozpojenou horninou a tato suspenze je následně odčerpávána odvodním vedením do separační jednotky. Obě vedení jsou osazena průtokoměry. Čili z technologických dat mohou být analyzovány průtoky QFL (průtok v přívodním potrubí) a QSL [m^3/h] (průtok v odčerpávacím potrubí). Na základě rozdílů těchto průtoků se stanoví kubatura odtěžené horniny z výrubu za daný časový úsek. Tato hodnota se vydělí koeficientem nakypření horniny (zde byla uvažována hodnota 1,2) a získá se hodnota teoretického vytěženého objemu horniny za jednotku času QR [m^3/h].

Za předpokladu že platí podmínka $QFL < (QSL - QR)$ dochází k tvorbě nadvylomů (kavernování). V případě, že $QFL > (QSL - QR)$ dochází k syčení horninového masivu vodou, resp. suspenzí z přívodního potrubí. Na základě toho byla pak udržována ražba pod Královskou zahradou Pražského hradu v uzavřeném módu, který odpovídá podmínce $QFL > (QSL - QR)$.

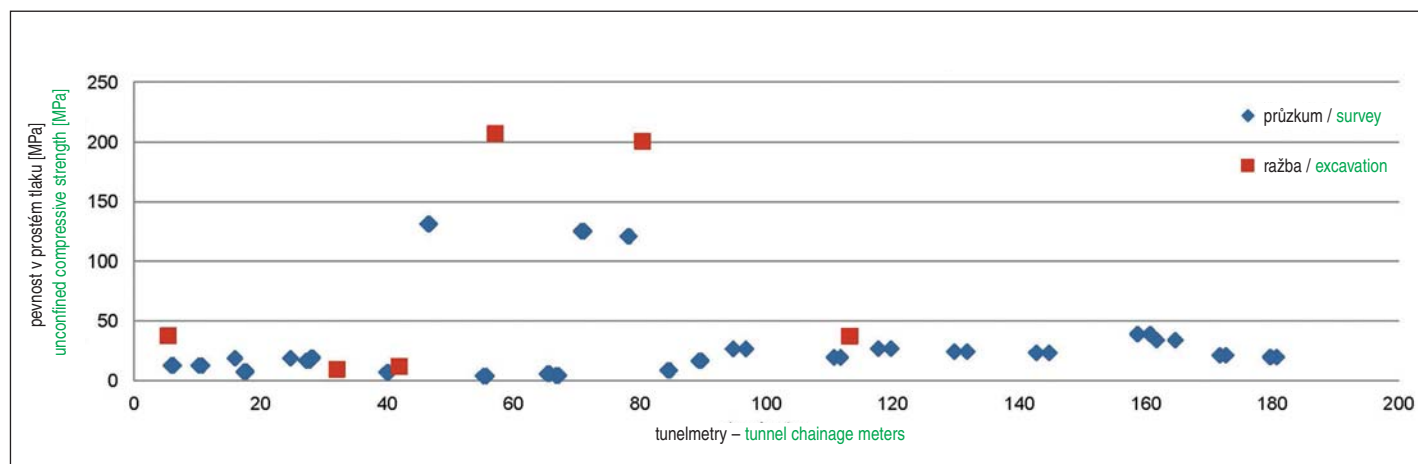
this way, the data on the consumption of the slurry mixture [1] in dependence on time, the pressure of the bracing suspension at the excavation face [bar] in dependence on chainage, the thrust of the thrust reaction frame [bar] and the force of the jacking cylinder in dependence on chainage was processed in geotechnical data logs. It was in addition possible to analyse other important data from the technological data, for instance the cutterhead thrust on the excavation face, the development of the skin friction of the column of the HOBAS jacking GRP tubes with the growing chainage of the excavation face (the growth of the skin friction force in dependence on chainage was linear; the maximum value of the friction force of 3326 kN was reached at chainage m 188.3 from the launching chamber), loads acting on the HOBAS jacking tubes due to the thrust reaction frame, the excavation advance rate etc.

The excavation proceeded in the close mode. The tunnelling machine itself consists of the cutterhead (for the excavation under Královská Zahrada Garden in a modification for hard rock) and the shield itself with other two interconnected blocks (see Fig. 3). The equalisation of ground pressures is carried out by setting the proportion between the pressure and the flow rate of the suspension through the feed line and slurry line in the machine, owing to which the disintegrated material is hydraulically moved in the suspension to the surface. Water flowing through the feed line under a certain pressure is mixed in the cutterhead space with the disintegrated ground and this suspension is subsequently pumped through the slurry line into the separation unit. Flow meters are installed on both lines. It means that flow rates QFL (flow rate in the feed line) and QSL [m^3/h] (flow rate in the slurry line) can be analysed. The volume of rock extracted from the heading per a given period of time is determined on the basis of differences between these flow rates. This value is divided by the coefficient of bulk increase (the value of 1.2 was taken into consideration in this case) and the result is the value of the theoretical extracted volume of ground per a period of time QR [m^3/h].

Overbreaks (caverns) develop assuming that the condition $QFL < (QSL - QR)$ is valid. If $QFL > (QSL - QR)$, the rock mass becomes saturated with water, respectively with the suspension from the feed line. The excavation under Královská Zahrada Garden of Prague Castle was maintained in the close mode corresponding to the condition $QFL > (QSL - QR)$ on the basis of this fact.

Surveying buildings by levelling

Survey monitoring by levelling was applied in the case of part 3 of sewer CO3 to 9 buildings on the grounds of Prague Castle. All levelling points were installed on these surface buildings prior to the excavation under Královská Zahrada Garden. Details of the points



Obr. 8 Pevnosti hornin v prostém tlaku podél úseku pod Královskou zahradou (průzkum, ražba)

Fig. 8 Unconfined compressive strengths of rock along the section under Královská Zahrada Garden (survey, excavation)

Geodetické sledování objektů nivelací

Geodetické sledování nivelací se u stoky CO3 – 3. části týkalo celkem 9 objektů v areálu Pražského hradu. Na všech těchto objektech nadzemní zástavby byly osazeny veškeré nivelační body již před zahájením ražeb pod Královskou zahradou. Z důvodu požadavku maximální ohleduplnosti ke konstrukcím a povrchům sledovaných objektů byly detaily osazení bodů projednány se zástupci odboru památkové péče Kanceláře prezidenta republiky a Správy Pražského hradu a na základě dohod byly body osazeny.

Překročení varovného stavu bylo zaznamenáno na několika bodech na Letohrádku královny Anny, na kterém byl z důvodu vysokého stupně ochrany nastaven velmi přísný varovný stav (1 mm) a maximální přípustná hodnota (2 mm). Na žádném z bodů však nebyla dosažena maximální přípustná deformace. Maximální sedání na Letohrádku královny Anny bylo -1,7 mm, což znamenalo vyčerpání 85 % maximální přípustné deformace.

Na ostatních objektech nebylo dosaženo příslušné hodnoty varovného stavu, která byla pro každý objekt stanovena individuálně.

ZÁVĚR

Ražba třetí části stoky CO3 mikrotunelováním při použití mechanizovaného bentonitového štítu s průměrem řezné hlavy 2 m pod Královskou zahradou Pražského hradu proběhla bezpečně, bez mimořádných událostí a splnila požadavky Správy Pražského hradu na minimalizaci ovlivnění hladiny podzemní vody i dalších indukovaných účinků ražby na památkově chráněné objekty v Královské zahradě. Dodnes prováděná měření úrovně hladiny podzemní vody prokazují správnost použitého způsobu ražby. Významnou roli při realizaci stoky CO3 – 3. část hrál i informační databázový systém monitoringu BARBORA. Jedná se o webovou aplikaci pro správu, prezentaci a archivaci dat geotechnického monitoringu s GISovým rozhraním vyvíjený společností PUDIS a.s. Geotechnický monitoring stavby stoky CO3 napomohl ke zdárnému a bezpečnému dokončení stavby.

Mgr. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,
Mgr. PAVEL TŮMA, pavel.tuma@pudis.cz,
RNDr. RADOVAN CHMELAR, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz, PUDIS a.s.

Recenzovali / Reviewed: Ing. Jaromír Zlámal,
 Ing. Karel Franczyk, Ph.D.

installation were negotiated with representatives of the Department of Heritage Preservation of the Office of the President of the Republic and the Prague Castle Administration because of a requirement for maximum respect for structures and surfaces of the objects being monitored; the points were installed on the basis of the agreements.

Exceeded warning states were registered on several points on Letohrádek Královny Anny Royal Summer Palace, on which a very strict degree of protection with the warning state value of 1mm and the maximum permitted value (2mm) were set. Nevertheless, the maximum permitted deformation value was reached on none of the points. The maximum deformation on the Letohrádek Královny Anny building amounted to -1.7mm, which meant that 85% of the maximum permitted deformation was exhausted.

The respective warning state value, which was determined individually for each building, was not reached on the other buildings.

CONCLUSION

The excavation of the third part of Sewer CO3 by the microtunnelling method using a mechanised slurry shield with the cutterhead diameter of 2m under Královská Zahrada Garden of Prague Castle was carried out safely, without extraordinary events and met the requirements of the Prague Castle Administration for minimising the impact on the water table and other induced effects of the excavation on listed buildings in Královská Zahrada Garden. The till now carried out measuring of the water table level has proved that the tunnelling technique used was correct. Important role during the realisation of Sewer CO3 – Part 3 was played by the BARBORA information database monitoring system. It is a web application for administration, presentation and archiving of geotechnical monitoring data with GIS interface being developed by PUDIS a.s. The geotechnical monitoring of the construction of Sewer CO3 helped to the successful and safe completion of the works.

Mgr. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,
Mgr. PAVEL TŮMA, pavel.tuma@pudis.cz,
RNDr. RADOVAN CHMELAR, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz, PUDIS a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- BARTÁK, J. a kol. *Uživatelská příručka pro mechanizované tunelování v podmínkách ČR*. Edice CzTA. Praha: ITA-AITES 2014. ISBN 978-80-260-5957-8
- FRANCZYK, K. Mikrotunelování v proměnlivých geologických podmínkách. *Tunel*, 2014, roč. 23, č. 3, s. 61-67
- KUCHAŘ, F. P. J., SCHAGERER, M. Přeložky kanalizačních stok a potoka Brusnice v rámci 2. stavby strahovského tunelu. *Tunel*, 2012, roč. 21, č. 3, s. 20-30
- OPERATING MANUAL. Tunnelling machine M-1430M AVN1600TB. Herrenknecht AG, Schwanau: 2013
- SCHAGERER, M. Stoka CO3 – úsek pod Královskou zahradou Pražského hradu realizovaný plně mechanizovaným štítem. *Uhlí – Rudy – Geologický průzkum*, 21, 1, 2014, s. 16-19
- SÍLA, L., CHMELAR, R., HLAVÁČKOVÁ, O. 1., 2. a 3. dílčí etapová zpráva GTM. Strahovský tunel – 2. stavba, č. stavby 0065, část 2B – hloubený tunel, SO 3053 – stoka CO3 – 3. část. PUDIS a. s., 03/2014, 04/2014 a 06/2014
- ŠIMEK, R. Podrobná inženýrsko-geologická mapa 1:5000, č. P 7-1. PUDIS, Praha, 1969
- VODIČKA, V., CHMELAR, R. Závěrečná zpráva o podrobném hydrogeologickém průzkumu – část 1, Strahovský tunel – 2. stavba, č. stavby 0065, část 2B – hloubený tunel, MO – SO 3053 – stoka CO3 – optimalizovaná trasa (Královská zahrada). PUDIS a. s., 11/2010
- VOREL, J., BŘEZINA, B., KRUPA, K., LUKÁŠ, Z., NOHEJL, S. Zpráva o podrobném geotech. průzkumu, 2. stavba Strahovský tunel, č. stavby 0065, část 2B hloubený tunel MO – SO 3053 – stoka CO3 – optimalizovaná trasa (Královská zahrada). PUDIS a. s., 10/2009
- WENDL, K. A new approach to engineering geological documentation of slurry shield drives. *Geologically Active – Williams et al. (eds)*. 2010, pp. 3827-3834
- ZÁRUBA, Q., MYSLIVEC, A. Poruchy na budově Velké Míčovny na Pražském hradě. *Technický obzor*. Praha 1947

POZNATKY Z INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉHO PRŮZKUMU PRO TUNEL RADLICE

KNOWLEDGE FROM ENGINEERING GEOLOGICAL SURVEY FOR RADLICE TUNNEL

RADOVAN CHMELÁŘ, LIBOR SÍLA, PAVEL TŮMA, BOLESLAV BŘEZINA

ABSTRAKT

Radlická radiála bude v budoucnosti propojovat pražský silniční okruh (nově dálnice D0) a městský silniční okruh. Na trase této radiály je navrhován ražený tunel Radlice o délce cca 2200 m. Bude tvořen severní a jižní tunelovou troubou a dvěma vjezdovými a výjezdovými rampami (tunelovými větvemi). Jeho ražba bude probíhat převážně ve zdravých ordovických, silurských a devonských horninách. Velkým rizikem pro ražbu bude výskyt až 100 m hlubokých krasových jevů, převážně v devonských vápencích, které již v roce 1981 způsobily mimořádnou událost při ražbě kmenové stoky „P“, jež se s navrhovaným tunelem mimoúrovňově kříží. V současné době se provádí podrobný inženýrskogeologický průzkum pro celou trasu Radlické radiály. Jeho součástí je i průzkumná štola délky 850 m, vedená v budoucí trase severní tunelové trouby tunelu Radlice. Důležitou úlohou průzkumné štoly je mimo jiné lokalizace míst s výskytem krasových jevů. Získaná data a informace z průzkumu budou podkladem pro další fáze projektové přípravy tunelu Radlice. Průzkumná štola byla k 11/2015 vyražena v celé navrhované délce a v současnosti zde probíhá vrtný průzkum, geotechnické zkoušky a geofyzikální měření.

ABSTRACT

The Radlice Radial Road will interconnect the Prague City Ring Road (newly the D0 motorway) and the City Circle Road (the Prague inner circle) in the future. The ca 2200m long Radlice tunnel is designed for this radial road route. It will consist of the northern and southern tunnel tubes and two entrance and exit ramps (tunnel branches). It will be driven mostly through competent Ordovician, Silurian and Devonian rock types. A great risk for the excavation will lie in the occurrence of up to 100m deep karst phenomena, mostly in the Devonian limestone, which caused as long ago as 1981 an extraordinary event during the excavation of trunk sewer "P", which crosses in a grade-separated way the tunnel being designed. The detailed engineering geological survey for the whole route of the Radlice Radial Road is currently underway. Its part is also an 850m long exploratory gallery running along the future Radlice tunnel alignment. One of important tasks of the exploratory gallery is to locate places where karst phenomena are to be encountered. The data and information obtained from the survey will become a source document for the next Radlice tunnel design preparation phases. The excavation of the full exploratory gallery length was finished in 11/2015 and exploratory drilling, geotechnical tests and geophysical measurements are being carried out there.

ÚVOD

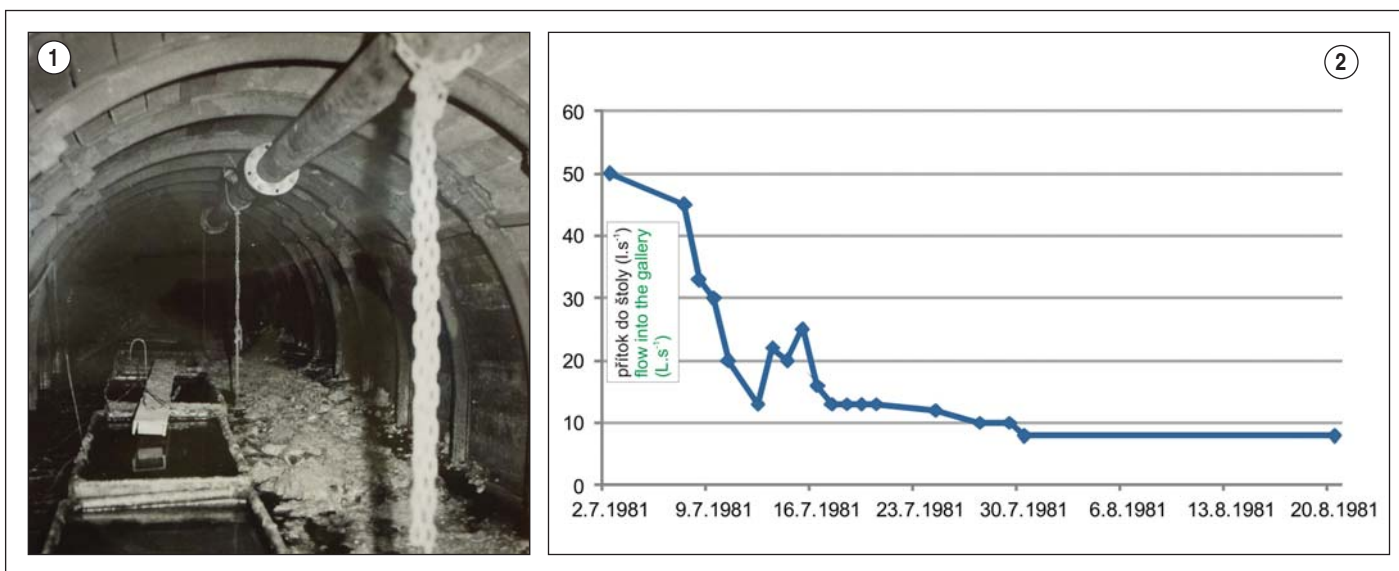
Tunel Radlice je koncipován jako součást Radlické radiály, která v budoucnu propojí městský silniční okruh s pražským silničním okruhem a bude přímo navazovat na dálnici D5 z Plzně, potažmo z hraničního přechodu se SRN v Rozvadově. Budoucí tunel Radlice bude tvořen dvěma tunelovými troubami, a to severní (STT) a jižní (JTT). V oblasti Smíchova se pak v tunelových rozpletech budou oddělovat od obou tunelových trub ještě vjezdové a výjezdové tunelové rampy (tunelové větve). Navrhovaná délka raženého tunelu je 2200 m. Tunely budou řešeny konstrukčně jako klenbové s mezistropem oddělujícím vzduchotechnické kanály od dopravního prostoru. Z hlediska ochrany proti průsakům podzemní vody je navrhována kombinace systému s tzv. deštníkovou izolací se systémem s uzavřenou tlakovou izolací v oblasti Zlíchova a Dívčích hradů, kde se nalézá zvláště chráněné území přírodní památka Ctírad (Merta et al., 2011 a Dohnálek et al., 2014). Z pohledu šířkového uspořádání se jedná o tunely třípruhové a dvoupruhové s raženým profilem přesahujícím 150 m² při třípruhovém uspořádání.

Investorem Radlické radiály je odbor strategických investic Magistrátu hlavního města Prahy, zastoupený mandátářem VIS, a.s. Projektantem všech stupňů projektové přípravy stavby je sdružení firem PUDIS a.s. a SATRA, spol. s r.o. (sdružení PUDIS-SATRA). V současné době se provádí

INTRODUCTION

The Radlice tunnel is conceived as a part of the Radlice Radial Road, which will interconnect the City Circle Road with the Prague City Ring Road in the future and will link to the D5 motorway from Plzeň, consequently from the border crossing with the BRG in Rozvadov. The future Radlice tunnel will be formed by two tunnel tubes, the northern one (NTT) and the southern one (STT). In addition, entrance and exit tunnel ramps (tunnel branches) will separate themselves from the two tunnel tubes in bifurcation chambers in the area of Smíchov. The design length of the mined tunnel is 2200m. The tunnel tubes will be structurally designed as vaulted structures with intermediate decks separating ventilation ducts from the traffic space. In terms of the protection against groundwater seepage, a combination of the so-called umbrella waterproofing system with closed waterproofing system in the area of Zlíchov and Dívčí Hrad, where the Ctírad area, an especially protected natural monument (Merta et al., 2011 and Dohnálek et al., 2014) is located. From the aspect of the width geometry, it is the case of triple-lane and double-lane tunnels with the mined cross-section exceeding 150m² at the triple-lane geometry.

The Radlice Radial Road project owner is the Department of Strategic Investment of the Prague City Hall, which is represented by VIS, a.s., the mandatary. The designer of all project design preparation degrees is a consortium consisting



Obr. 1 Průval zvodnělé zeminové výplně krasových jevů při ražbě stoky „P“ v roce 1981

Fig. 1 Inrush of water-bearing soil filling of the karst phenomena during the excavation of sewer “P” in 1981

Obr. 2 Časový průběh čerpání podzemní vody po havárii ve stoce „P“ v roce 1981

Fig. 2 Time history of pumping groundwater after the collapse of sewer “P” in 1981

podrobný inženýrskogeologický průzkum pro celou Radlickou radiálu, jehož součástí je i ražba průzkumné štolky pro tunel Radlice. Vyšším dodavatelem tohoto průzkumu, včetně razicích prací na průzkumné štolce, je společnost Subterra a.s. Průzkumné práce, jak v průzkumné štolce, tak i pro celou trasu Radlické radiály, zajišťuje jako podzhotovitel PUDIS a.s. Realizační dokumentaci průzkumné štolky zpracovala SATRA, spol. s r.o.

Jeden z mnoha argumentů pro výstavbu průzkumné štolky je potvrzený výskyt primárních krasových jevů značné hloubky v dané oblasti. Toto riziko je známo již z ražby stoky „P“ v roce 1981, která je situovaná v oblasti Dívčích hradů více než 100 m pod povrchem a v podstatě kolmo mimoúrovňově protíná budoucí trasu raženého tunelu Radlice, ve staničení cca 0,885 km.

Při ražbě kmenové stoky „P“ v úseku Hlubočepy – Radlice v roce 1981 došlo na rozhraní devonských a silurských vápenců k nafárání velmi hluboké lokální předkřídové korozní krasové deprese se zvodnělou zeminovou výplní (písky a jíly se zvětralými křídovými peruckými souvrstvími) o mocnosti až 30 m. To zapříčinilo mimořádnou událost – havárii. Vlivem průvalu zeminové výplně krasového útvaru došlo ke vzniku kaverny cca 800–1000 m³ v nadloží štolky. Závalem vytvořil ve stoce plochý kužel, dlouhý 140–150 m (obr. 1). Těsně po průvalu byl odhadován (podle prováděného čerpání) přítok podzemní vody o velikosti 50–60 l.s⁻¹. Za cca 10 dní klesl na 13 l.s⁻¹, nakonec se cca po měsíci ustálil na 8 l.s⁻¹ (obr. 2). Nafárání zmíněných hlubokých krasových jevů s výplní zvodněných nesoudržných zemin je tedy reálným rizikem i pro ražbu navrhovaného tunelu Radlice.

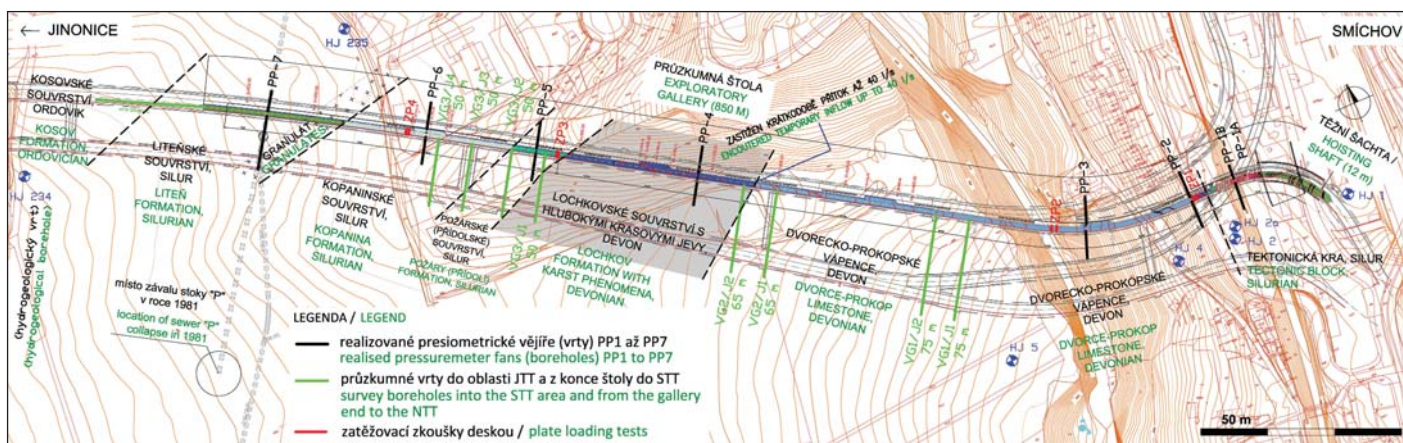
Dalším zásadním důvodem pro ražbu průzkumné štolky je ověření vlivu ražeb na hydrogeologické poměry v oblasti zvláště chráněného území – přírodní památky Ctirad pro konečné rozhodnutí o volbě návrhu izolačního systému tunelů, což má významný vliv na investiční náklady stavby (ve vazbě na dimenzování sekundárního ostění tunelů na působící hydrostatický tlak). Kromě výše uvedených důvodů je samozřejmě nutné podrobně prozkoumat horninový masiv budoucích tunelů jak z hlediska geologické skladby, hydrogeologických poměrů, tak i stanovení geomechanických parametrů horninového masivu pro návrh ražby a dimenzování tunelů. V rámci podrobného inženýrskogeologického průzkumu byla do listopadu 2015

of PUDIS a.s. and SATRA, spol. s r.o. (the PUDIS-SATRA Consortium). The detailed engineering geological survey is currently being carried out for the entire Radlice Radial Road. The excavation of the exploratory gallery is its part. The main contractor for this survey, including the excavation work on the exploratory gallery, is Subterra a.s. The exploratory work both in the exploratory gallery and for the entire Radlice Radial Road alignment is carried out by a sub-contractor, PUDIS a.s. The detailed design of the exploratory gallery was carried out by SATRA, spol. s r.o.

One of many arguments for the construction of the exploratory gallery is the confirmed occurrence of significantly deep primary karst phenomena in the particular area. This risk has been known since the excavation of the trunk sewer “P” in 1981, which is located in the area of Dívčí Hrad, over 100m deep under the surface and crosses in substance perpendicularly, at a separate grade, the future alignment of the Radlice mined tunnel at chainage km 0.885.

During the excavation of sewer “P” in the Hlubočepy – Radlice section in 1981, a very deep local pre-Quaternary corrosion karst depression with water-carrying soil fill (sand and clay with solid products of weathering of the Peruc Formation) up to 30m high was tapped at the interface between the Devonian and Silurian limestone rock types. It caused an extraordinary event – an emergency. A cavern with the volume of ca 800-1000m³ developed as a result of the inrush of the soil fill of the karst unit in the gallery overburden. The collapse created a flat cone 140-150m long in the sewer (see Fig. 1). The groundwater inflow immediately after the inrush was estimated (according to the pumping carried out) at 50-60L.s⁻¹. It dropped in 10 days to 13L.s⁻¹, and, after ca a month, it stabilised at 8L.s⁻¹ (see Fig. 2). The tapping of the above-mentioned deep karst phenomena with a water-bearing incohesive soil fill is therefore a realistic risk even for the excavation of the Radlice tunnel being designed.

Another basic reason for driving the exploratory gallery is the verification of the impact of the excavation on hydrogeological conditions in the area of the nature reservation area, the natural monument Ctirad. The result is important for the final decision on the selection of the design of the waterproofing system for the tunnels, which significantly influences the project investment costs (in relation to designing the secondary



Obr. 3 Situace průzkumné štoly s vyznačenými pracemi inženýrskogeologického průzkumu

Fig. 3 Layout of the exploratory gallery with engineering geological survey operations marked in it

realizována průzkumná štola délky 850 m. Plocha výrubu štoly je 13,46 m², ve výhybnách 23,35 m². Přístup do průzkumné štoly je umožněn 12 m hlubokou (těžní) šachtou, nacházející se v blízkosti Zlíčovského tunelu, který je součástí městského okruhu. Průzkumná štola byla ražena v severní tunelové troubě (STT) budoucího tunelu Radlice, až do oblasti za její mimoúrovňové křížení s kmenovou stokou „P“, které se nachází pod profilem budoucího tunelu. Během následných ražeb tunelu Radlice bude celé ostění průzkumné štoly postupně likvidováno. Práce na průzkumné štolě začaly v červnu 2014 hloubením přístupové šachty a po cca 1,5 roce byly úspěšně dokončeny v listopadu 2015. V současnosti (prosinec 2015) zde probíhají vrtné průzkumné práce do jižního tunelu (JTT) a do předpolí severního tunelu (STT) za koncem průzkumné štoly. Dále jsou také prováděny soubory terénních geotechnických zkoušek (presiometrická měření ve vrtech, zatěžovací zkoušky deskou) a celý komplex geofyzikálních měření.

V dalších kapitolách tohoto článku jsou zrekapitulovány vybrané, doposud získané poznatky z inženýrskogeologického průzkumu prováděného z průzkumné štoly (obr. 3).

ZASTIŽENÉ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Tunel Radlice je situován převážně do vyvýšené plošiny Dívčích hradů, která je omezena strmými svahy (na východě údolím Vltavy, na jihu Prokopským údolím). Aktuálně předpokládané geologické poměry jsou dobře patrné z podélného geologického řezu (obr. 4).

Horniny skalního podloží jsou paleozoického stáří. Patří do regionálně geologického útvaru zvaného Barrandien. Od východu, od údolí Vltavy na Smíchově, jsou to nejprve horniny silurské tektonické kry, na které po výrazném tektonickém poruchovém pásmu navazují horniny devonské (dvorecko-prokopské vápence a lochkovské souvrství), které tvoří strmý sráz dominanty plošiny Dívčích hradů. Po nich následují horniny silurské (v přídolském – dnes nazývaném požárském souvrství, kopaninském a motolském souvrství) a dále ordovické horniny (v kosovském, královském, bohdaleckém a v oblasti hloubených tunelů i zahořanském souvrství). Z hlediska stratigrafie je sled jednotlivých souvrství přesně naopak. Tyto paleozoické horniny byly pak při variském vrásnění nejprve zvrásněny a posléze rozlámány podél tektonických linií. Před křídovou transgresí došlo v oblasti Dívčích hradů k hlubokému fosilnímu zvětrání a v některých devonských vápencích i ke vzniku hlubokých primárních krasových útvarů – lokálně i depresí se zeminovou výplní, obsahující zbytky křídových sedimentů peruckého souvrství.

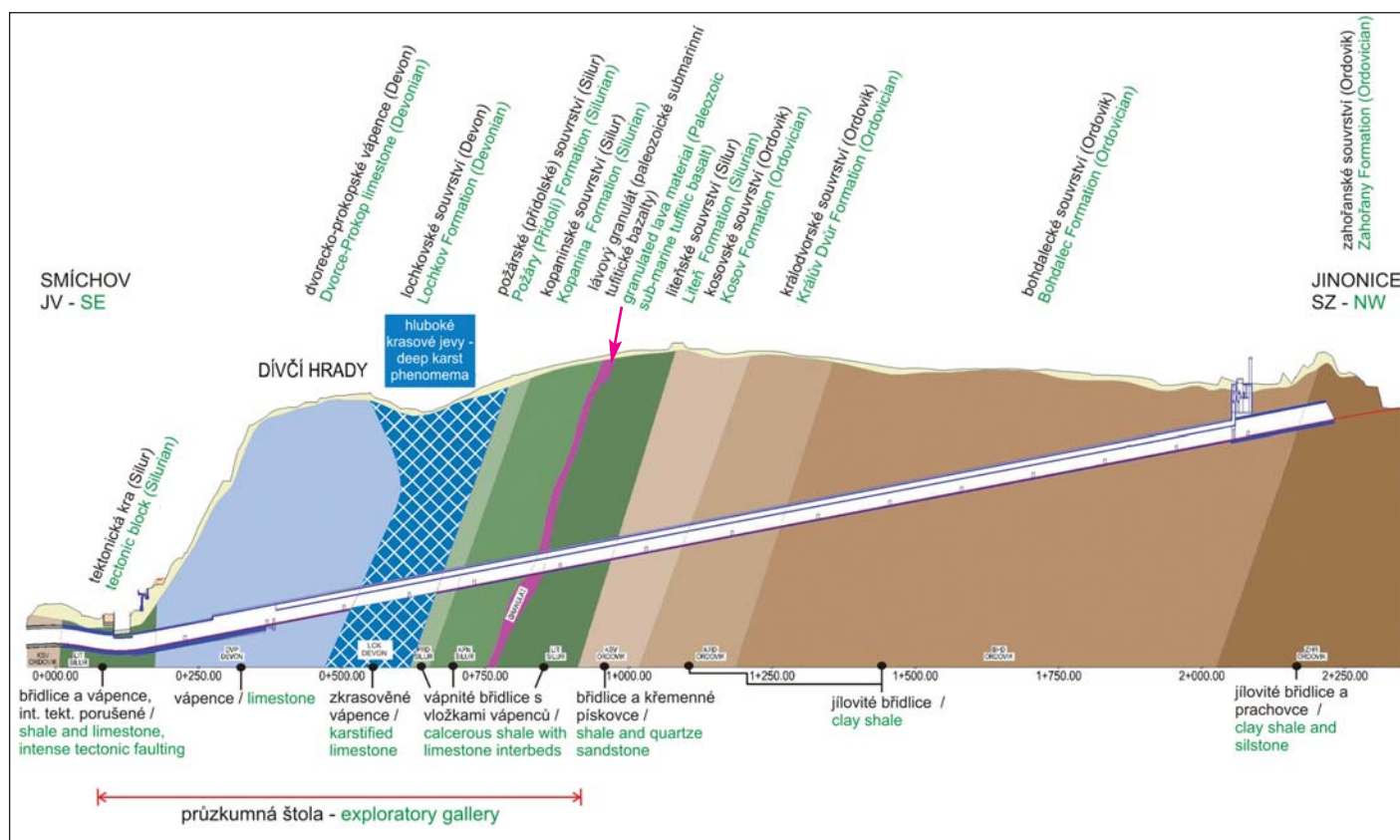
lining of the tunnels for hydrostatic pressure). Apart from the above-mentioned reasons, it is naturally necessary to examine the ground massif for the future tunnels both from the aspect of the geological structure, hydrogeological conditions and the determination of geomechanical parameters of the ground mass for the design of the excavation technique and sizing the tunnels. An 850m long exploratory gallery was realised within the framework of the detailed hydrogeological survey by November 2015. The excavated cross-sectional area of the gallery is 13.46m², whilst in passing bays it is 23.35m². The access to the exploratory gallery is possible through a 12m deep (hoisting) shaft, which is located in the vicinity of the Zlíčov tunnel, which is part of the City Circle Road. The exploratory gallery was driven along the northern tunnel tube alignment (NTT) of the future Radlice tunnel, up to the area beyond its grade-separated intersection with trunk sewer “P”, which is located under the future tunnel profile. The whole lining of the exploratory gallery will be gradually removed during the subsequent Radlice tunnel excavation. The work on the exploratory gallery started in June 2014 by excavating an access shaft. It was successfully finished after ca 1.5 years in November 2015. Currently (December 2015) the drilling survey for the southern tunnel tube and the advance core of the northern tunnel tube beyond the end of the exploratory gallery is underway. In addition, sets of field geotechnical tests (pressuremeter measurements in boreholes, plate tests) and the whole complex of geophysical measurements are being conducted.

The selected pieces of knowledge till now obtained from the engineering geological survey carried out from the exploratory gallery are recapitulated in the next chapters of this paper (see Fig. 3).

ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS ENCOUNTERED

The Radlice tunnel is located mostly in the elevated plateau of Dívčí Hrad, which is restricted in the east by the Vltava valley and by the Prokop valley in the south by steep slopes. The currently anticipated geological conditions are well obvious from the longitudinal geological section (see Fig. 4).

The rock types forming the bedrock are of the Palaeozoic age. Regionally they belong to the geological unit called Barrandien. From the east, from the Vltava River valley in Smíchov, there are first the Silurian age tectonic block, to which, after a significant tectonic fault zone, Devonian rock types follow (Dvorce-Prokop limestone and Lochkov Formations), forming steep escarpment of the Dívčí Hrad dominant plateau. After them, Silurian rock types follow (in



Obr. 4 Aktuální podélný geologický řez tunely Radlice s vyznačením rozsahu průzkumné štoly

Fig. 4 Current longitudinal geological section through the Radlice tunnel tubes with the extent of the exploratory gallery marked in it

Průzkumná štola byla navržena tak, aby její ražba zastihla především riziková devonská souvrství (dvorecko-prokopské vápence a lochkovské souvrství) a také následná silurská souvrství. Jádrový 70 m dlouhý horizontální vrt z konce průzkumné štoly měl za cíl ověřit hranici mezi silurskými horninami a ordovickými horninami kosovského souvrství.

Ražba vlastní průzkumné štoly probíhala od přístupové šachty na Smíchově nejprve v navětralých, posléze zdravých, deskovitě vrstevnatých silurských horninách liteňského a kopaninského souvrství (střídání vápnitých prachovitých břidlic s pevností zdravé horniny 25–35 MPa a vložek vápenců

the Přídolí Formation – today called the Požáry Formation, the Kopanina and Motol Formations) and further the Ordovician rock types (in the Kosov, Králův Dvůr, Bohdalec and, in the area of cut-and-cover tunnels, even the Zahořany Formations). In terms of stratigraphy, the sequence of individual formations is exactly reverse. These Palaeozoic rock types were first folded and subsequently broken along tectonic lines during the Variscan orogeny. Deep fossil weathering existed in the area of Dívčí Hrad before the Cretaceous transgression; even deep primary karst phenomena developed in some Devonian limestone – local depressions filled with soil containing remnants of Cretaceous sediments of the Peruc Formation.

The exploratory gallery was designed with the objective to encounter first of all the risky Devonian Formations (Dvorce-Prokop limestone and Lochkov Formations) and also the subsequent Silurian Formations. The 70m long horizontal cored borehole from the end of the exploratory gallery was designed to verify the boundaries between the Silurian and also Ordovician rock types of the Kosov Formation.

The excavation of the exploratory gallery itself proceeded from the access shaft in Smíchov, first through slightly weathered and later massive tabularly bedded Silurian rock types of the Liteň and Kopanina Formations (the alternation of calcareous silty shale with the massive rock strength of 25–35MPa and limestone interbeds with the strength of 35–70MPa), forming the tectonic block in the area of the future Zlíchov portals up to Křížová Street. Further on, in the tectonic fault zone with lower strength-related and deformational parameters, the excavation continued through massive Devonian rock types (forming the terrain elevation – Dívčí Hrad hill). First it passed through Dvorce-Prokop platy to tabularly jointed limestone with the strength of the rock material of 40–130MPa, later through Lochkov limestone with the



Obr. 5 Fotografie čela výrubu v devonských vápencích lochkovského souvrství, kde je patrné korozi krasové zvětrání horninového masivu až do hloubek 90 m pod terénem

Fig. 5 Photo of the excavation face in the Lochkov Formation Devonian limestone, where the corrosion karst weathering of the rock massif is obvious up to the depth of 90m under the terrain surface



Obr. 6 Přítok podzemní vody z krasové pukliny v lochkovském souvrství, který způsobil částečné zatopení dna průzkumné štoly

Fig. 6 Groundwater inflow from a karst fissure in the Lochkov Formation which caused partial inundation of the exploratory gallery bottom

s pevností 35–70 MPa), které tvoří tektonickou kru v oblasti budoucích zlíchovských portálů až po ul. Křížová. Dále v tektonické poruchové zóně s nižšími pevnostními i přetvárnými parametry ražba pokračovala v pevných devonských horninách (tvořící terénní elevaci – vrch Dívčí hrad). Nejprve tedy ve dvorecko-prokopských deskovitě až lavicovitě vrstevnatých vápencích s pevností horninového materiálu 40–130 MPa a posléze v lochkovských vápencích s pevností horninového materiálu 52–25 MPa. Ve dvorecko-prokopských hlíznatých vápencích (místy s vložkami břidlic) byla zastížena i geologicky zajímavá poloha – žíla biotitického lamprofyru – minety. Následné vápence lochkovského souvrství jsou zde výrazně masivní, lavicovitě vrstevnaté, čisté, bez vložek břidlic, narůžovělé, až dolomitické. Na křížení puklin a podél souvislých diskontinuit jsou výrazně krasově zvětrány až do hloubky štoly cca 90 m pod povrchem (patrné na obr. 5).

Při ražbě v lochkovském souvrství byly zastíženy drobné rozevřené dutiny do 0,5 m, místy částečně vyplněné na stěnách krystaly kalcitu. Ve staničení 0,517 km byla v pravé straně čela výrubu nafárána krasová puklina, částečně vyplněná písčitou a jílovitou výplní, ze které se otevřel soustředěný přítok podzemní vody až cca 10 i více l/s (obr. 6), jenž velmi rychle způsobil částečné zatopení dna průzkumné štoly.

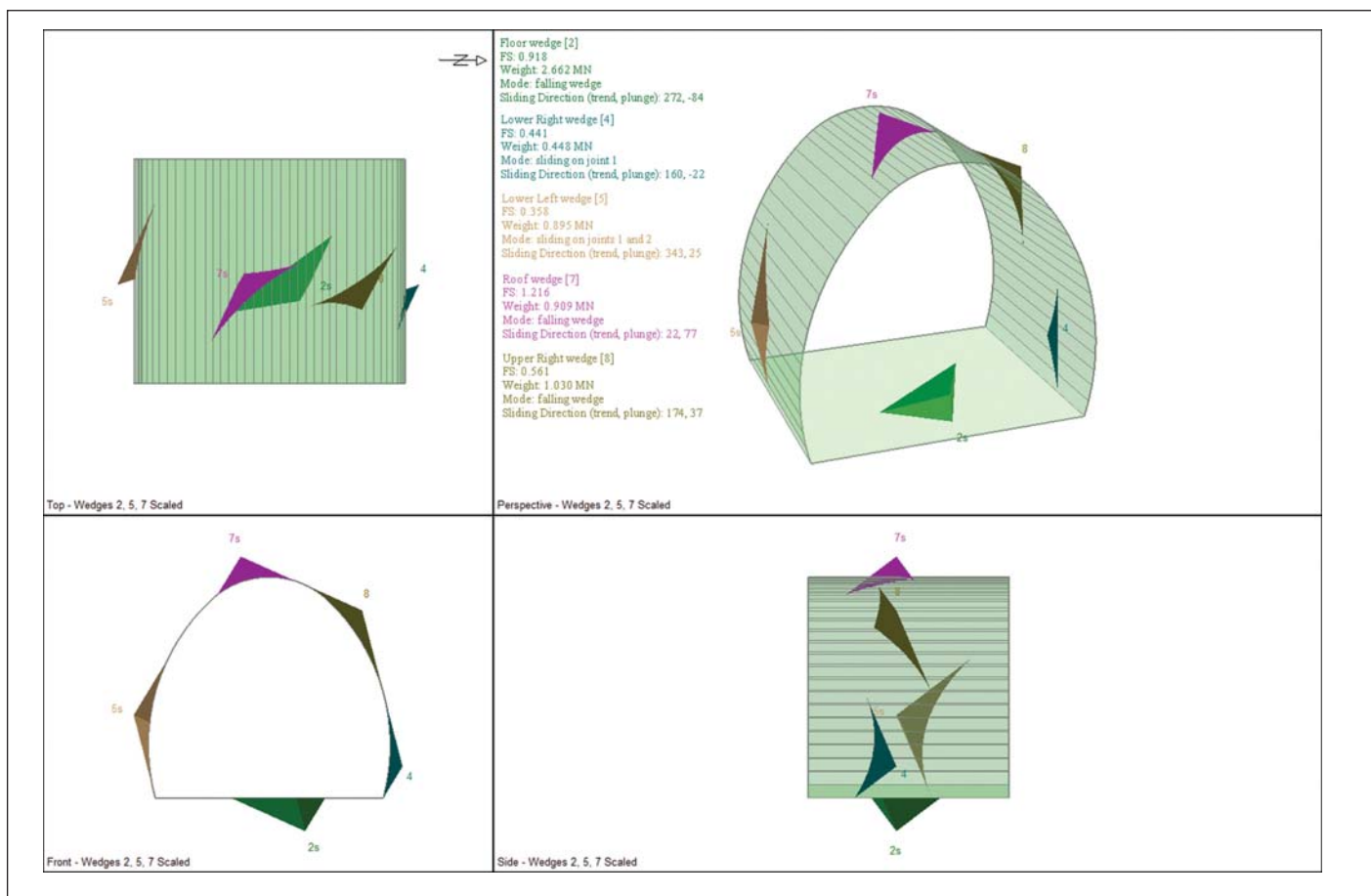
Při dalších postupech se přistoupilo k systematické realizaci jádrových předvrtů, délky 20 m s překryvem cca 4 m. Krasová korozní alterace horninového masivu byla přítomná v celém úseku ražby ve vápencích lochkovského souvrství. Při inženýrskogeologické dokumentaci ražby průzkumné štoly bylo zjištěno, že krasové jevy jsou vázány pouze na tyto chemicky čistší lochkovské vápence v kotýské facii. Tím však není vyloučené krasovění ražbou zastížných dvorecko-prokopských vápenců. V určitém podílu však tyto hlíznaté vápence obsahují jílovité břidlice (převážně v obalu hlíz), které mohou fungovat jako izolátory mezi jednotlivými puklinami, proto je zde nižší pravděpodobnost výskytu krasových jevů ve větších hloubkách a ve větším rozsahu. Výrazné krasovění tedy probíhalo v lochkovském souvrství pouze podél systému průběžných propojených puklin a jeho rozsah tomu odpovídal. Stále však není vyloučena přítomnost rozsáhlejších krasových forem (hlubokých depresí) v širším okolí průzkumné štoly, a to především v oblasti jižního tunelu, neboť zde se ražba přibližuje k místu závalu kmenové stoky „P“.

strength of the rock material of 52–25 MPa. A geologically interesting layer – a biotite lamprophyre dyke (a minette) was encountered in the Dvorce-Prokop nodular limestone (locally with shale interbeds). The subsequent limestone of the Lochkov Formation is significantly massive in this location, tabularly bedded, clear, without shale interbeds, pinkish, up to dolomitic. It is significantly karstically weathered at intersections of cracks and along persistent discontinuities up to the gallery depth of ca 90 m under the surface (visible in Fig. 5).

Small open cavities up to 0.5 m high, locally partially filled with calcite crystals on the walls, were encountered during the excavation through the Lochkov Formation. A karst fissure, partially filled with sand and clay, was tapped at chainage km 0.517 on the right side of the excavation face. The concentrated inflow of groundwater up to ca 10 L/s or more which opened from the fissure (see Fig. 6) caused very quickly partial inundation of the exploratory gallery bottom.

Systematic realisation of 20 m-long cored boreholes into the advance core, overlapping ca 4 m, started during the subsequent advance steps. The karstic corrosive alteration of the rock mass was present throughout the length of the excavation through the Lochkov Formation limestone. It was identified during the engineering geological documentation of the exploration gallery that karst phenomena are bound to this chemically clearer Lochkov limestone in the Kotýs facies. Nevertheless, this fact does not mean that the karstification of the Dvorce-Prokop limestone encountered by the excavation is excluded. However, this nodular limestone contains a certain proportion of clayey shale (mainly in the coating of the nodules), which can function as isolators between individual fissures. For that reason the probability of the occurrence of karst phenomena at greater depths and to greater extent is lower here. Significant karstification therefore proceeded in the Lochkov Formation only along the system of continually interconnected fissures and the extent corresponded to it. The presence of more extensive karst forms (deep depressions) in the wider surroundings of the exploratory gallery is still not excluded, first of all in the southern tunnel tube area because we get there closer to the location of the trunk sewer “P” collapse location

It was detected during the subsequent excavation that the karstic disturbance of the rock massif already disappears after the transition from the Lochkov Formation (Devonian) to Silurian rock types of the Přídolí (Požáry) Formation at chainage km 0.661. The Přídolí (Požáry) Formation is characterised here by the alternation of calcareous silty shales with the strength ranging from 7 MPa to 17 MPa and bituminiferous limestone with the strength of 61 MPa to 115 MPa. At chainage km 0.700, the excavation of the gallery passed to the Kopanina Formation represented by calcareous grey-black, silty-clayey shale, in the beginning with dark grey, fine-grained limestone interbeds, the proportion of which in the excavated profile gradually decreased. At the end of the passing bay at chainage km 0.771, the fourth in the order, a layer of light grey to dark green-grey diabase, more precisely a lava granulated material (Palaeozoic sub-marine tuffitic extrusive basalt) was encountered. These volcanic origin layers further appeared at the interface between the Kopanina and Motol formations (Silurian). The strength of the rock material of this diabase (granulated lava material) varied between 23–68 MPa. Light grey, laminated tuffitic shale to siltstone was documented in this section together with the lava granulated material. With respect to the lithological similarity of the rock forming the base of the



Obr. 7 Strukturální analýza horninového masivu metodou klíčových bloků
 Fig. 7 Structural analysis of rock mass using the Key-Block Method

Při následné ražbě bylo zjištěno, že při přechodu z lochkovského souvrství (devon) do silurských hornin přídolského (požárského) souvrství ve staničení 0,661 km krasové porušení horninového masivu již mizí. Přídolské (požárské) souvrství je zde charakterizováno střídáním vápnitých prachovitých břidlic s pevností horninového materiálu 7–17 MPa a bituminózních vápenců s pevností 61–115 MPa. Ve staničení 0,700 km přešla ražba štoly do kopaninského souvrství, zastoupeného vápnitými, šedočernými, prachovitojílovitými břidlicemi, zpočátku s vložkami tmavě šedých jemnozrnných vápenců, jejichž podíl ve výrubu postupně klesal. Na konci v pořadí čtvrté výhybny, tj. ve staničení 0,771 km, byla zastížena poloha světle šedého až tmavě zelenošedého diabasů, přesněji lávového granulátu (paleozoické submarinní tufitické výlevné bazalty). Dále se tyto polohy vulkanického původu objevovaly na rozhraní kopaninského a motolského souvrství (silur). Pevnost horninového materiálu těchto diabasů (lávových granulátů) se pohybovala v rozmezí 23–68 MPa. Společně s lávovým granulátem byly v tomto úseku dokumentovány světle šedé, laminované tufitické břidlice až prachovce. Vzhledem k litologické podobnosti hornin báze kopaninského souvrství a liteňského souvrství byla hranice předběžně definována posledním výskytem lávového granulátu ve staničení 0,884 km. Šedočerné prachovitojílovité břidlice liteňského souvrství měly vyšší obsah organického uhlíku a obsahovaly hojně závalky, žilky až shluky pyritu a byly tektonicky proklouzané s ohlasy na plochách diskontinuit.

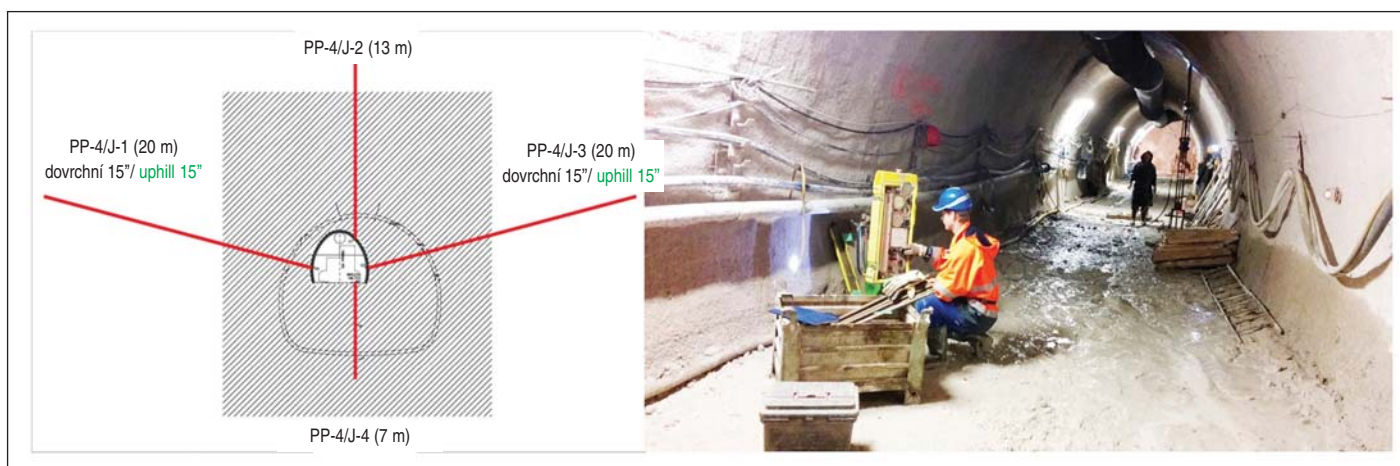
Při ražbě byly dokumentovány výraznější nesoustředěné přítoky podzemní vody na čele výrubu, a to převážně jen v oblasti tektonické kry silurských hornin v úvodní části ražby průzkumné štoly, tedy cca až po ul. Křížová, kde je stále nízké nadloží. Po následném přechodu ražby do devonských vápenců, kde

Kopanina Formation and the Motol Formation, the boundary was preliminarily defined by the last occurrence of the granulated lava material at chainage km 0.884. The grey-black silty-clayey shale of the Motol Formation had a higher content of organic carbon and contained numerous coal pebbles, veins to clusters of pyrite and were tectonically polished with slickensides on discontinuity surfaces.

More significant non-concentrated groundwater inflows were documented at the excavation face during the excavation, mostly only in the area of the tectonic block of Silurian rock types in the initial part of the exploratory gallery excavation, ca up to Křížová Street, where the overburden was still low. After the subsequent passage of the excavation to Devonian limestone, where the gallery overburden steeply rises, the excavation face was dry, locally moist. The concentrated inflow from a karst cavity at chainage km 0.517, at the beginning of the Lochkov Formation limestone, was an exception. This fact corresponds to the theory that the water table in these Devonian rock types is bound to a near-surface aquifer (ca 10m under the terrain surface in the area of Dívčí Hrad) and groundwater gets to the depths at which the exploratory gallery is excavated mostly only along open persistent karstified discontinuities. No more significant groundwater inflow was recorded during the realisation of safety cored boreholes into the advance core from the excavation face – the boreholes were mostly dry.

Corrosion degree XA1 has been confirmed for the time being for the samples of ground water from the inflows in the exploratory gallery from Devonian rock types and degrees XA1 to XA2 for Silurian rock types.

The structural analysis of the rock mass using the Key-Block Method was also conducted within the framework of



Obr. 8 Schéma umístění vrtů v presiometrickém profilu a fotografie z průběhu presiometrické zkoušky ve štolě

Fig. 8 Chart of the positions of boreholes in a pressuremeter profile and photos from the course of a pressuremeter test in the gallery

strmě stoupá nadloží nad štolou, bylo čelo výrubu suché, místy vlhké. Výjimku tvořil soustředěný přítok z krasové dutiny ve staničení 0,517 km na začátku vápenců lochkovského souvrství. To koresponduje s teorií, že hladina podzemní vody je v těchto devonských horninách vázána na přípovrchovou zvržen (cca 10 m pod terénem v oblasti Dívčích hradů) a do hloubek, ve kterých je ražena průzkumná štola, se podzemní voda dostává převážně jen po rozevřených, průběžných zkrasovatělých diskontinuitách. Při realizaci bezpečnostních jádrových předvrtů z čelby nebyl zaznamenán výraznější přítok podzemní vody – vrtly byly převážně suché.

U analyzovaných vzorků podzemní vody z přítoků v průzkumné štolě byl zatím potvrzen pro devonské horniny stupeň agresivity XA1, pro silurské horniny stupeň agresivity XA1 až XA2.

V rámci inženýrskogeologického průzkumu byla také prováděna strukturní analýza horninového masivu metodou klíčových bloků. Na základě podrobného vyhodnocení diskontinuit v horninovém masivu byla tato strukturní kinematická analýza nezajištěného horninového masivu průběžně prováděna s ohledem na možné vyjíždění a vypadávání horninových bloků v nezajištěné části čela výrubu štoly (obr. 7). Podrobnou strukturní analýzou horninového masivu bylo zjištěno, že při zastížené kombinaci průběžných ploch vrstevnatosti a tektonických puklin dochází k tvorbě uvolněných horninových bloků v nezajištěné části výrubu.

Následně bude ve vybraných profilech provedena i predikce pro výrub samotných tunelů. Nezajištěný výrub podzemních děl, ražených v rozpukaných blokovitých horninových masivech, je často porušován vyjíždějícími a vypadávajícími bloky hornin (dále jen klíny) podél systémů diskontinuit. Klíny vznikají na křížení významných strukturních prvků, jako jsou plochy vrstevnatosti, tahové, tlakové či střížné pukliny a tektonické poruchy (zlomy-poklesy, přesmyky, poruchová pásma). Tyto strukturní prvky rozdělují horninový masiv na diskrétní horninové celky. Při ražbě podzemního díla dochází k redistribuci napětí v horninovém masivu, ke změně okrajových podmínek a navýšení stupňů volnosti jednotlivých klínů. V důsledku těchto změn může docházet k vyjíždění a vypadávání jednotlivých klínů do výrubu.

PRŮZKUMNÉ VRTY DO OBLASTI JIŽNÍHO TUNELU

Po vyražení průzkumné štoly se v době psaní článku v podzemí realizují subhorizontální jádrové vrtly do vytipovaných oblastí jižního tunelu a jeden vrt je situován do oblasti severního tunelu za koncem průzkumné štoly (patrné na situaci

the engineering geological survey. This structural kinematic analysis of unsupported rock mass was continually carried out with respect to possible sliding and falling of rock blocks in the unsupported part of the gallery heading determined on the basis of the detailed assessment of discontinuities in the rock mass (see Fig. 7). A similar structural analysis of rock mass determined that loosened rock blocks are created in the unsupported part of the excavation at the combination of persistent bedding planes and tectonic fissures.

Subsequently, even the prediction for the excavation of the tunnels themselves will be carried out in selected profiles. The unsupported excavation of underground workings mined through fractured blocky rock massifs is often damaged by rock blocks slipping and falling from it (hereinafter mentioned as rock wedges) along discontinuity systems. The wedges originate at the intersections of significant structural elements, such as bedding planes, tension, pressure or shear fissures and tectonic faults (faults-dips, overthrusts, zones of fracture). These structural elements divide the rock massif into discrete rock blocks. The redistribution of stresses occurs in rock mass during underground excavation, boundary conditions are changed and degrees of freedom of individual wedges are increased. Slipping of individual wedges into the excavation can happen as a result of these changes.

SURVEY BOREHOLES INTO THE AREA OF THE SOUTHERN TUNNEL TUBE

After the completion of the exploratory gallery excavation, sub-horizontal cored boreholes into tipped areas of the southern tunnel tube are being carried out and one borehole is located in the area of the northern tunnel tube beyond the end of the exploratory gallery (obvious in the plan in Fig. 3). These boreholes (50 to 75m long) were submitted to pressuremeter tests up to the depth of 20m and a set of geophysical measurements (ground penetration radar, seismics) is subsequently being conducted throughout their lengths. The survey sub-horizontal cored boreholes into the area of the southern tunnel tube have concrete objectives, for example to verify the risk interface between Silurian rock types of the Přídolí (Požáry) Formation and the karstified limestone of the Lochkov Formation. Sub-horizontal seismic perradiation is carried out between these boreholes. Even the other areas in the southern tunnel tube, e.g. the area of tunnel bifurcations, are surveyed in a similar way.



Obr. 9 Sestava rozpěrné zatěžovací zkoušky do stěn průzkumné štoly
Fig. 9 The set for the transverse plate load test of the exploratory gallery sidewalls

obr. 3). Tyto vrtý (délky 50 až 75 m) jsou do 20 m odzkoušeny presiometrickými zkouškami a v celé délce je v nich následně prováděn soubor geofyzikálních měření (georadar, seizmika). Průzkumné subhorizontální jádrové vrtý do oblastí jižního tunelu mají konkrétní cíle, například ověřit rizikové rozhraní mezi silurskými horninami přídolského (požárského) souvrství a zkrasovatělými vápenci lochkovského souvrství. Mezi těmito vrtý se provádí subhorizontálně seizmické prosvěcování. Obdobně se prozkoumávají i další oblasti v jižním tunelu např. oblast tunelových rozpletů.

VÝSLEDKY GEOTECHNICKÝCH ZKOUŠEK Z PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Presiometrické zkoušky

V trase průzkumné štoly bylo realizováno celkem sedm vrtých profilů (patrně na situaci obr. 3), v nichž byly uskutečněny série presiometrických zkoušek pro vyšetření pevnostních a především přetvárných vlastností horninového masivu v okolí tělesa průzkumné štoly i budoucího tunelu. Každý z presiometrických profilů je umístěn v rovině kolmé na podélnou osu štoly a sestává ze čtyř radiálně orientovaných vrtů o délce 7–20 m do obou stěn, stropu a počvy štoly, jak dokumentuje obr. 8. Následně byla v těchto presiometrických vrtech realizována geofyzikální měření (georadar, seizmika, seizmická tomografie mezi vrtý).

Do konce roku 2015 byla již uskutečněna měření ve všech sedmi profilech PP-1 až PP-7, umístěných ve stratigraficky a strukturně odlišných typech geologického prostředí.

Profil PP-1, jenž byl rozdělen na PP-1A a PP-1B v různých staničeních, byl situován v prostředí složité geologické stavby silurské tektonické kry souvrství liteňského a kopaninského s převládajícím vývojem zdravých prachovitojílovitých vápnitých břidlic a mikritických kalových vápenců s velkou až velmi velkou hustotou diskontinuit a často s intenzivním tektonickým porušením. Hodnoty naměřených presiometrických modulů se zde pohybovaly v rozmezí $E_{def,p} = 63\text{--}619\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 168\text{ MPa}$). Pro následné odvození doporučených hodnot modulu přetvárnosti E_{def} z naměřených presiometrických modulů bylo využito redukčních součinitelů vystihujících malé prostorové a časové měřítko presiometrické zkoušky, empiricky zjištěných v obdobných geotechnických podmínkách. Doporučená hodnota modulu přetvárnosti pro horninový masiv pak zde činila $E_{def} = 100\text{ MPa}$.

Profil PP-2 byl umístěn ve výrazně kompaktnějším prostředí dvorcecko-prokopských vápenců (devon) ve vývoji zdravých

RESULTS OF GEOTECHNICAL TESTS FROM THE EXPLORATORY GALLERY

Pressuremeter tests

The total of 7 borehole profiles (obvious in plan in Fig. 3) were realised on the alignment of the exploratory gallery and series of pressuremeter tests for examining the strength-related and, first of all, deformational properties of the rock mass surrounding the exploratory gallery body and the tunnel were conducted in them. Each of the pressuremeter profiles is positioned in a plane perpendicular to the longitudinal axis of the gallery and consists of 4 pieces of 7–20m long radially oriented boreholes into both sidewalls, the roof and bottom of the gallery, as documented by Fig. 8. Geophysical measurements (ground penetrating radar, seismics, seismic tomography between boreholes) were subsequently conducted in these pressuremeter boreholes.

By the end of 2015, the measurements were completed in all 7 profiles PP-1 – PP-7 located in stratigraphically and structurally different types of geological environment.

Profile PP-1, which was divided into PP-1A and PP-1B at various chainages, was located in an environment with complicated geological structure of the Silurian tectonic block of the Liteň and Kopanina Formations with prevailing development of massive silty-clayey calcareous shale and micritic slurry limestone with close to very close spacing of discontinuities and often with intense tectonic faulting. The values of the measured pressuremeter moduli varied here between $E_{def,p} = 63\text{--}619\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 168\text{ MPa}$). Reduction coefficients grasping the small spatial and time-related scale of the pressuremeter test, which were determined empirically in similar geotechnical conditions, were used for the subsequent derivation of recommended values of the modulus of deformation E_{def} from the measured pressuremeter moduli. In this case, the modulus of deformation value recommended for the rock mass amounted to $E_{def} = 100\text{ MPa}$.

Profile PP-2 was located in a significantly more compact environment of the Dvorce-Prokop Formation limestone (Devonian) in the development of fresh micritic slurry limestone with medium to close spacing of discontinuities; the values of the moduli measured here amounted $E_{def,p} = 438\text{--}2511\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 1400\text{ MPa}$). The size of the resultant modulus of deformation recommended here for the rock mass was $E_{def} = 800\text{ MPa}$.

Profile PP-3 (the area of future tunnel bifurcations in the NTT) in the environment of the Dvorce-Prokop Formation limestone (Devonian) was characterised by the occurrence of fresh micritic slurry limestone with sporadic interbeds of calcareous shale and mostly close spacing of discontinuities. The values of the measured pressuremeter moduli varied here between $E_{def,p} = 142\text{--}1247\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 678\text{ MPa}$). The values of the measured pressuremeter moduli varied within the range of $E_{def,p} = 142\text{--}1247\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 678\text{ MPa}$); the modulus of deformation value $E_{def} = 540\text{ MPa}$ was recommended for the rock mass. Significantly more compact environment was encountered in the location of fan PP-4 at fresh massive dolomitic limestone of the Lochkov Formation (Devonian). The values of the pressuremeter moduli measured in this location varied between $E_{def,p} = 720\text{--}4924\text{ MPa}$ ($\bar{E}_{def,p} = 2770\text{ MPa}$); the modulus of deformation value of $E_{def} = 1660\text{ MPa}$ was subsequently recommended for the rock mass.

Pressuremeter profile PP-5 was located in the next part of the exploratory gallery, in Silurian rock types of the Přídolí (Požáry) Formation, which is here characterised by majority representation of fresh calcareous silty shale and minority

mikritických kalových vápenců, s hustotou diskontinuit střední až velkou a naměřené hodnoty modulů zde činily $E_{\text{def},p} = 438\text{--}2511$ ($\varnothing 1400$) MPa. Velikost výsledného modulu přetvárnosti pro horninový masiv zde byla doporučena hodnotou $E_{\text{def}} = 800$ MPa.

Profil PP-3 (oblast budoucích tunelových rozpletů v STT) v prostředí dvorecko-prokopských vápenců (devon) byl charakterizován výskytem zdravých mikritických kalových vápenců s ojedinělými vložkami vápnitých břidlic a převážně velkou hustotou diskontinuit. Hodnoty naměřených presiometrických modulů se zde pohybovaly v rozmezí $E_{\text{def},p} = 142\text{--}1247$ ($\varnothing 678$) MPa a pro horninový masiv zde byla doporučena hodnota modulu přetvárnosti $E_{\text{def}} = 540$ MPa. Výrazně kompaktnější prostředí pak bylo zastíženo v místě vějíře PP-4 u zdravých masivních dolomitických vápenců lochkovského souvrství (devon). Zde byly naměřeny hodnoty presiometrických modulů v intervalu $E_{\text{def},p} = 720\text{--}4924$ ($\varnothing 2770$) MPa a pro horninový masiv byla následně doporučena hodnota modulu přetvárnosti $E_{\text{def}} = 1660$ MPa.

Presiometrický profil PP-5 byl umístěn v další části průzkumné štoly, v silurských horninách přídolského (požárského) souvrství, zde charakterizovaného majoritním zastoupením zdravých vápnitých prachovitých břidlic a minoritním zastoupením bituminózních vápenců, u nichž zde byly naměřeny hodnoty presiometrických modulů v intervalu $E_{\text{def},p} = 600\text{--}2021$ ($\varnothing 850$) MPa. Výrazně vyšší hodnoty modulů byly zjištěny u vložek pevnějších vápenců, které zde představovaly jen lokální nehomogenity středního měřítká a při následné interpretaci deformačních vlastností celého horninového masivu byla doporučena hodnota modulu přetvárnosti bližší vápnitým břidlicím tj. $E_{\text{def}} = 550$ MPa.

Dominantním horninovým prostředím presiometrického profilu PP-6 pak byla rovněž zdravá prachovitá až prachovitá vápnitá břidlice, stratigraficky však již náležející do silurského souvrství kopaninského, charakterizovaného v této oblasti poněkud homogennější skladbou. Této skutečnosti odpovídaly i zřetelně příznivější hodnoty presiometrických modulů zdravé horniny v intervalu $E_{\text{def},p} = 679\text{--}2712$ ($\varnothing 1242$) MPa. Výrazně vyšší zde byly hodnoty modulů zjištěných u lokálních vložek pevnějších vápenců. Pro horninový masiv byla následně (obdobně jako u PP-5) doporučena hodnota modulu přetvárnosti $E_{\text{def}} = 800$ MPa.

Poslední presiometrický profil PP-7 na trase průzkumné štoly byl realizován v prostředí hornin liteňského souvrství (silur) s majoritním zastoupením vápnitých prachovitých břidlic a s lokálními vložkami vápenců, resp. paleozoických vulkanitů (lávové submarinní granuláty). Hodnota modulu přetvárnosti E_{def} , stanovená po vyhodnocení všech 60 zkoušek v profilu, je zde přibližně obdobná jako v předcházejícím profilu PP-6.

Statické zatěžovací zkoušky desek

Součástí terénního měření přetvárných charakteristik horninového masivu (přesněji prvků horninového masivu o rozměrech řádově přibližně 0,1 až 1 m) v průzkumné štole je i série statických zatěžovacích zkoušek deskou. Zkoušky jsou realizovány jako rozpěrné, s horizontálně umístěnou zatěžovací kolonou a vyvozováním tlaku pomocí dvou protilehlých zatěžovacích desek o ploše 0,20 až 0,50 m² do protilehlých boků průzkumné štoly, v nichž byla pro realizaci zkoušek vytvořena čtvercová okna v ostění o rozměrech 1x1 m, jak je patrné z obr. 9. Celkem je navržena realizace rozpěrných zatěžovacích zkoušek na osmi místech staničení štoly, z nichž již první série dvou zkoušek přinesla cenné výsledky, potvrzující zcela zásadní vliv orientace diskontinuit na velikost přetvárných parametrů v daném směru zatížení.

representation of bituminous limestone, at which the values of pressuremeter moduli were measured varying in the interval $E_{\text{def},p} = 600\text{--}2021$ MPa ($\varnothing 850$ MPa). Significantly higher values of the moduli were determined at interbeds of stronger limestone, which represented only local medium scale non-homogeneities; the modulus of deformation value closer to calcareous shale, i.e. $E_{\text{def}} = 550$ MPa, was recommended during the subsequent interpretation of deformational properties of the whole massif.

The dominant rock environment of the pressuremeter profile PP-6 was also fresh silty to silty-clayey calcareous shale, stratigraphically already belonging to the Silurian Kopanina Formation characterised in this area by a slightly more homogeneous structure. The distinctly more favourable values of pressuremeter moduli of fresh rock within the interval $E_{\text{def},p} = 679\text{--}2712$ MPa ($\varnothing 1242$ MPa) corresponded to this fact. Significantly higher were in this location the values of moduli determined at local interbeds of stronger limestone. The value of the modulus of deformation subsequently recommended for the rock massif was $E_{\text{def}} = 800$ MPa (similarly to PP-5).

The last pressuremeter profile PP-7 on the exploratory gallery alignment was realised in the environment of the Liteň Formation (Silurian) rock types with the majority representation of calcareous silty shale with local interbeds of limestone, respectively Palaeozoic volcanites (sub-marine granular lava materials). The modulus of deformation value E_{def} , which was determined after assessing all 60 tests in the profile, is here approximately similar to that in the previous profile.

Static plate loading tests

A series of static plate load tests is part of the field measurements of deformational characteristics of the rock mass (more precisely of the elements of the rock massif with the dimensions in the order of 0.1 to 1m) in the exploratory gallery. The tests are conducted transversally, with a horizontally installed column, inducing pressure to the opposite side walls of the gallery by means of two opposing loading plates with the area of 0.20 to 0.50m². Square recesses 1x1m were cut in the lining for the purpose of carrying out the tests, as obvious from Fig. 9. The loading tests are proposed for 8 points of the gallery chainage. Already the first series of two tests brought valuable results, confirming the crucial influence of the orientation of discontinuities on the values of deformational parameters in the particular direction of loading.

GEOPHYSICAL MEASUREMENTS

Geophysical measurements from the surface before the exploratory gallery excavation

A set of geophysical measurements from the terrain surface was conducted in advance, before the subsequent excavation of the exploratory gallery, throughout the exploratory gallery alignment length. These measurements comprised a complex of geophysical measurements using seismic, geoelectric, gravimetric and methods. The objective of the above-mentioned measurements was to locate the courses of fault zones, first of all indicate primary karst phenomena (sinkholes, corrosion discontinuities, caverns with various soil fills) in advance of the exploratory gallery excavation. The interpretation of the assessment of geophysical measurements allowed in advance for determining the excavation sections with the potential risk of the possibility of the excavation instability in terms of tapping water-bearing or non-water-bearing fault zones or karst

GEOFYZIKÁLNÍ MĚŘENÍ

Geofyzikální měření z povrchu před ražbou průzkumné štoly

Před následnou ražbou průzkumné štoly byl v předstihu proveden soubor geofyzikálních měření z povrchu terénu podél celé trasy průzkumné štoly. Tato měření zahrnovala komplex geofyzikálních měření za použití seizmických, geoelektrických, gravimetrických a georadarových metod. Cílem zmíněných měření bylo v předstihu před ražbou průzkumné štoly lokalizovat průběhy poruchových zón a především indikaci primárních krasových jevů (závrťů, korozních diskontinuit, kaveren s různou zeminovou výplní). Interpretace vyhodnocení geofyzikálních měření umožnila v předstihu stanovit úseky ražby s potenciálním rizikem možnosti nestability výrubu z hlediska nafárání zvodnělých i nezvodnělých poruchových pásem či krasových kaveren a také rozsah těchto rizikových oblastí v oblasti jak STT, tak i jižního tunelu JTT.

Výsledky těchto geofyzikálních měření, prováděných z povrchu, ukázaly v předstihu řadu problematických úseků. Rizikové úseky jsou z výsledků geofyzikálních měření patrné v následujících oblastech severního a potažmo i jižního tunelu:

- úsek cca 0,500–0,600 km v STT – zkrasovatělé vápence lochkovského souvrství v nadloží štoly;
- úsek cca 0,650–0,750 km v STT – hranice zkrasovatělého lochkovského souvrství (devon) a požárského (přídolského) souvrství (silur), která je na terénu patrná morfologickou depresí, jejíž linie směřuje k místu havárie stoky „P“ v roce 1981, kde byly zastíženy hluboké krasové jevy, vyplněné zvodněnými zeminami.

Geofyzikální měření v bezpečnostních jádrových předvrtech z čela štoly

Od staničení 0,517 km, tj. po nafárání krasové pukliny ve vápencích lochkovského souvrství, bylo realizováno celkem 14 bezpečnostních jádrových předvrtů o délce 20 m, u kterých byl prováděn geologický popis hornin, laboratorní zkoušky hornin, sledován přítok podzemní vody a také geofyzikální měření sestávající ze seizmického měření (obr. 10) a vrtného georadaru.

Geofyzikální měření ve vrtech do jižního tunelu

Další geofyzikální měření probíhá v době psaní článku na vrtných profilech směřovaných do jižního tunelu. Vrtý pro geofyzikální měření byly nejprve zaměřeny inklinometrem pro stanovení jejich skutečného průběhu, který je nutný pro stanovení geometrie. Následně byla v těchto vrtech realizována vrtná georadarová měření, seizmokarotáž a seizmické prosvěcování mezi vrtý – seizmická tomografie. Tato měření pomohla s interpretací tektonických linií a rozhraní jednotlivých litologických celků.

ZÁVĚR

Dosavadní výsledky inženýrskogeologického průzkumu prováděného formou průzkumné štoly pro tunel Radlice ukazují především na to, že pravděpodobně nejrizikovější oblast z hlediska možného zastížení krasových jevů v horninovém prostředí se jeví oblast výskytu chemicky čistých vápenců lochkovského souvrství (devon). Na situaci (obr. 3) je tato oblast v severním tunelu a její předpoklad v tunelu jižním šedě zvýrazněna. Ve vápencích lochkovského souvrství byla potvrzena přítomnost drobných krasových jevů v hloubce až cca 90 m pod terénem. Ve staničení 0,517 km došlo v průzkumné štolě k nafárání krasové pukliny ve vápencích s přítokem podzemní vody, který částečně zaplavil štolu. Rizikovým úsekem je samozřejmě i hranice lochkovského souvrství (devon) a požárského (přídolského) souvrství (silur). Pro rizikovost tohoto místa hovoří i morfologická deprese v terénu – linie této tektonicky predisponované deprese vede k místu havárie kmenové stoky „P“ v roce 1981, kde byly na rozhraní zmíněných

caverns and also the extent of these risk areas in the areas of both the NTT and the southern tunnel tube STT.

Results of these geophysical measurements carried out from the surface showed in advance several problematic sections. The risk sections are obvious from the results of geophysical measurements in the following areas of the northern and also southern tunnel:

- The section between chainages km ca 0.500 – 0.600 in the NTT – karstified limestone of the Lochkov Formation in the gallery overburden;
- The section between chainages km ca 0.650 – 0.750 in the NTT – the boundary of the karstified Lochkov Formation (Devonian) and Požáry (Přídol) Formation (Silurian), which is obvious on the surface through a morphological depression the line of which leads to the location of the collapse of trunk sewer “P” in 1981, where deep karst phenomena filled with water-bearing soils were encountered.

Geophysical measurements in safety cored boreholes into the gallery advance core

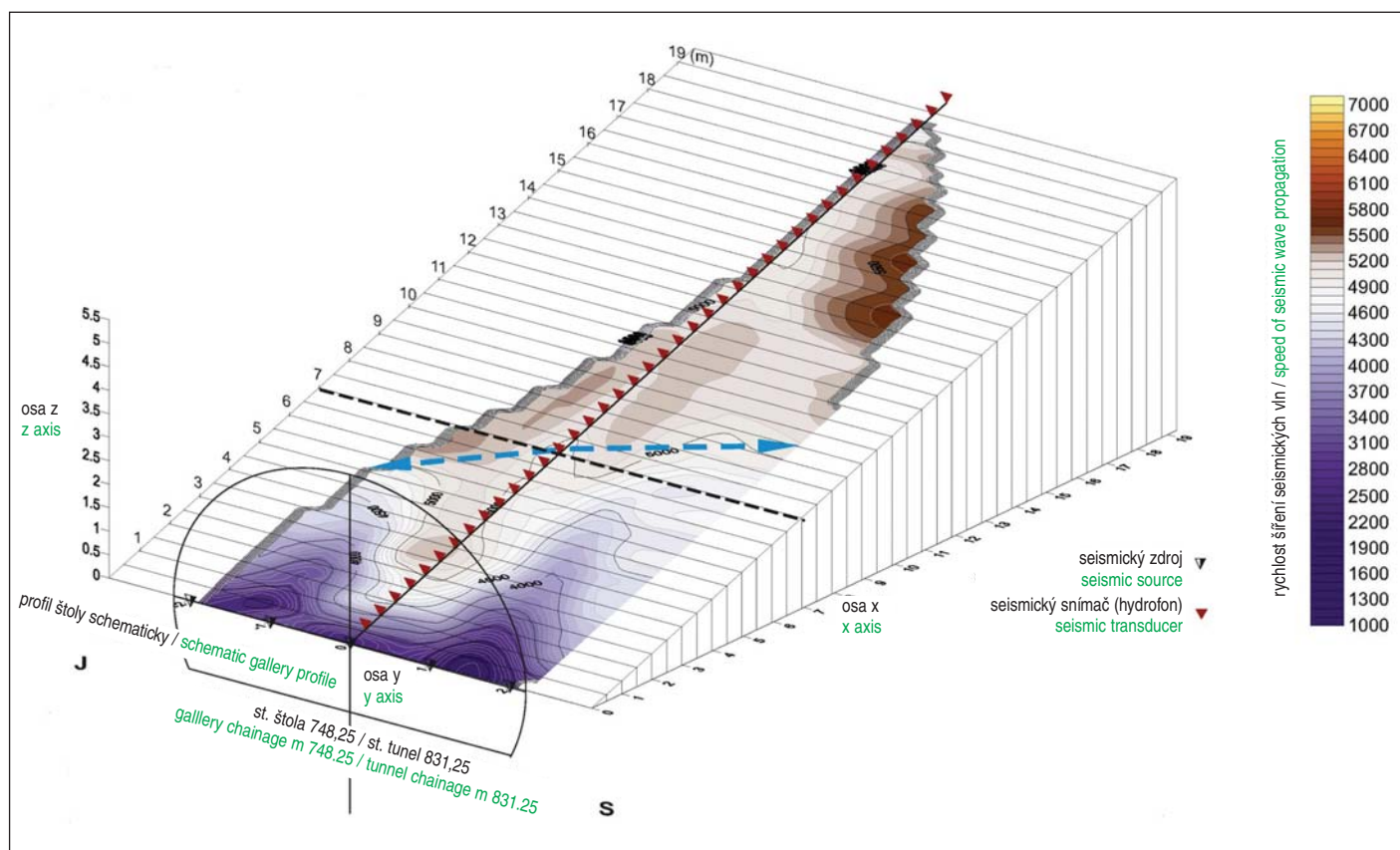
The total of 14 20m long safety cored boreholes into the gallery advance core were carried out from chainage km 0.517, i.e. up to the point of tapping the karst fissure in the Lochkov Formation limestone. Geological describing of rock types, laboratory testing of rock types, monitoring of groundwater inflows and geophysical measurements consisting of seismic measurement (see Fig. 10) and ground penetration radar were carried out in these boreholes.

Geophysical measurements in boreholes into the southern tunnel

Other geophysical measurement is currently underway in borehole profiles aiming to the southern tunnel tube. The boreholes for geophysical measurements were first surveyed by an inclinometer for the determination of the actual path, which is necessary for the determination of the geometry. Ground penetration radar measurements, seismic logging and seismic perradiation between boreholes – seismic tomography were subsequently carried out in the boreholes. These measurements helped with the interpretation of tectonic lines and interfaces of individual lithological units.

CONCLUSION

The current results of the engineering geological survey carried out in the form of the exploratory gallery for the Radlice tunnel point out first of all the fact that the probably most risky area from the aspect of the possible encountering karst phenomena in the rock environment seems to be the area of the occurrence of chemically pure Lochkov Formation (Devonian) limestone. In the map (see Fig. 3) this area is in the northern tunnel tube and its assumption in the southern tunnel tube is highlighted grey. The presence of minor karst phenomena has been confirmed in the Lochkov Formation limestone at the depth up to ca 90m under the terrain surface. A karst fissure was tapped in limestone at chainage km 0.517 of the exploratory gallery, with the groundwater inflow which partially inundated the gallery. The boundary between the Lochkov Formation (Devonian) and the Požáry (Přídol) Formation (Silurian) is naturally another risk section. The morphological depression in the terrain – the line of this tectonically predisposed depression leads to the location of the collapse of the trunk sewer “P” in 1981, where deep karst phenomena filled with water-bearing soils were encountered at the interface between the above-mentioned



Obr. 10 Schematická projekce seizmického rychlostního řezu z bezpečnostního jádrového předvrtu do čela výrubu průzkumné štoly
Fig. 10 Schematic projection of the seismic section from a safety cored borehole into the advance core of the exploratory gallery

Inset s. r. o.

souvrství zastiženy hluboké krasové jevy, vyplněné zvodněnými zeminami. Do těchto vyjmenovaných rizikových oblastí v jižním tunelu by měly směřovat další průzkumné práce.

V době psaní článku je průzkumná štola v severním tunelu vyražena na uvažovaných 850 m a probíhají další průzkumné práce z podzemí, které by měly být vyhodnoceny v průběhu roku 2016. Už nyní je však jisté, že průzkumná štola již dala velmi cenné výsledky, které výrazně přispějí pro bezpečný návrh tunelu Radlice.

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz,

Mgr. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,

Mgr. PAVEL TŮMA, pavel.tuma@pudis.cz,

Ing. BOLESLAV BŘEZINA, boleslav.brezina@pudis.cz,
PUDIS a.s.

Recenzovali / Reviewed: RNDr. Jan Schröfel,
Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

formations, supports the idea of the riskiness of this location. Next survey operations should be focused to the above-mentioned risk areas in the southern tunnel tube.

Currently the exploration gallery excavation in the northern tunnel tube is finished at the assumed length of 850m and other survey work from the underground, which should be assessed during 2016, is underway. It is nevertheless certain already now that the exploratory gallery has already provided very valuable results, which will significantly contribute to the safe design of the Radlice tunnel.

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz,

Mgr. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,

Mgr. PAVEL TŮMA, pavel.tuma@pudis.cz,

Ing. BOLESLAV BŘEZINA, boleslav.brezina@pudis.cz,
PUDIS a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- DOHNÁLEK, V., PANUŠKA, J., BUTOVIČ, A., CHMELÁŘ, R. Radlická radiála – geotechnický průzkum a průzkumná štola tunelu Radlický. *Tunel*, 2014, roč. 23, č. 4, s. 22-32
- CHMELÁŘ, R., BUTOVIČ, A., KOLEČKÁŘ, M. Exploratory gallery of Radlice tunnel in Prague. In *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 May 9th to 15th, 2014 – Iguassu Falls – Brazil* (PAP547)
- MERTA, A., KOŘINEK, L., PETRŽILKA, V. Tunely na radlické radiále jihozápadní město – Smíchov. *Tunel*, 2011, roč. 20, č. 1, s. 3-11
- ZELENKA, P. Křídové sedimenty v krasové depresi na Dívčích hradech. *Čes. Kras*, 1984, r. X, s. 51-55
- Zpráva o inženýrsko-geologickém sledování v průběhu výstavby nesídlišního splaškového sběrače „P“ v úseku Hlubočepy – Radlice v Praze 5. PŮDIS, Praha, 1983
- Radlická radiála JZM – Smíchov – Inženýrsko-geologický průzkum (geologická rešerše) pro DUR. Praha: PUDIS a. s., 2007
- Radlická radiála JZM – Smíchov, stavba 9567, tunel Radlice – Podrobný inženýrsko-geologický průzkum, průzkumná štola. Dílčí zprávy. Praha: PUDIS a. s., 2014–2015

ZJIŠTĚNÍ NAPJATOSTI HORNINOVÉHO MASIVU METODOU ODLEHČENÍ ŠTOLOU PRO PRVNÍ PODTUNELOVÁNÍ ŘEKY VLTAVY METREM V ROCE 1973

DETERMINATION OF ROCK MASSIF STATE OF STRESS USING THE STRESS-RELIEF GALLERY METHOD FOR THE FIRST PASSAGE OF METRO TUNNELS UNDER THE VLTAVA RIVER IN 1973

JIŘÍ HUDEK

ABSTRAKT

V roce 1973 se připravovalo první podtunelování Vltavy trasou A pražského metra. Ražba byla situována do horninového prostředí ordovických jílovitých břidlic s nízkou pevností a velmi velkou hustotou diskontinuit. Specifikem zde bylo prototypové použití mechanizovaného štítu TŠČB-3, který výrub vyztužoval ostěním z monolitického lisovaného betonu. Tento však byl nearmovaný a neumožňoval pokládání vodotěsné izolace, a proto jej bylo nutné dimenzovat s bezpečností i proti vzniku trhlin. Zatížení na obezdívku je v počáteční fázi určeno tlakem lisování a v konečné je závislé na původním napětí v horninovém masivu. Jelikož ostění bylo kruhového průřezu, bylo třeba zjistit především poměr horizontálních a vertikálních složek napětí, tj. součinitel tlaku v klidu K_0 . K jeho stanovení byla zvolena velkoobjemová metoda odlehčením štolou, jednalo se zde o prvou aplikaci v naší republice. Metoda vyžaduje před ražením štol osadit do vrtů v okolním horninovém prostředí měřicí body. Výlom kruhové odlehčovací štol (o průměru 2 m) byl prováděn s úplným vyloučením trhacích prací a bez podchycování nosnou výztuží. Při vyhodnocování výsledků zjištěného přetvoření anizotropního a heterogenního horninového masivu v důsledku vyražení štol byla použita tehdy ještě zcela nová metoda konečných prvků.

ABSTRACT

In 1973, the first passage of the Line A metro tunnels under the Vltava River was under preparation. The excavation was to pass through a rock environment formed by the Ordovician clay shales with low strength and very closely spaced discontinuities. The specifics of this work was the prototype application of the mechanised shield TŠČB-3, which provided the support of the excavated opening with a cast-in-place compressed concrete lining. Since the concrete was not reinforced and did not allow for installing waterproofing, it was necessary to design the dimensions of the lining to be safe even against cracking. The load acting on the lining in the initial phase is determined by the concrete compression and, in the final phase, it depends on the original stress in the rock mass. Because the lining was circular in the cross-section, it was first of all necessary to determine the proportion of horizontal components of stress to vertical ones, i.e. the coefficient of pressure at rest K_0 . The large-volume relief gallery method was chosen for its determination; it was the first application in our republic. This method requires the installation of measurement points in boreholes in the surrounding rock environment in advance of the gallery excavation. The excavation of the circular relief gallery (2m in diameter) was carried out with the total exclusion of blasting operations and without supporting with structural reinforcement. The at that time completely new Finite Element Method was applied to the assessment of the results of the detected deformations of the anisotropic and heterogeneous rock mass resulting from the gallery excavation.

ÚVOD

V padesátileté historii projektového ústavu PUDIS Praha byly vždy významnou složkou činnosti také průzkumy. Například pro pražské metro byl PUDIS v letech 1967 až 1977 generálním dodavatelem inženýrskogeologických průzkumů a autor tohoto příspěvku byl hlavním zpracovatelem jejich geotechnické části. Celkový přehled průzkumných činností PUDIS pro podzemní stavby byl již stručně popsán v časopisu Tunel č. 3/2007 [1]. Tento příspěvek by však chtěl připomenout zajímavý příklad, který má vazbu i na současné problémy v oboru podzemního stavitelství.

V roce 1973 probíhaly přípravy na první podtunelování řeky Vltavy trasou A pražského metra. Příslušný úsek byl situován mezi budoucími stanicemi na levém břehu Malostranská a pravém Staroměstská, a to v horninovém prostředí ordovických prachovitojílovitých břidlic charakteru až s nízkou pevností a velmi velkou hustotou diskontinuit. Novým specifikem zde byl předpoklad prototypové ražby mechanizovaným štítem (sovětské výroby) TŠČB-3, který výrub vyztužoval ostěním z monolitického lisovaného betonu. Tento však byl

INTRODUCTION

Surveys were always important parts in the fifty-year history of the activities of PUDIS Praha design institute. For example, PUDIS was the general contractor for engineering geological surveys for the Prague Metro in 1967 through to 1977 and the author of this paper was the main author of the geotechnical parts. The overall overview of the surveying activities of PUDIS was already briefly described in TUNEL journal issue No. 3/2007 [1]. This paper would wish to remind the readers of an interesting example, which is related even to current problems in the field of underground construction.

In 1973, the preparations for the first tunnelling work under the Vltava River for the Line A of Prague metro were underway. The respective section was located between future stations Malostranská (on the left bank) and Staroměstská (on the right bank), in a rock environment formed by the Ordovician silty-clayey shales with the characteristic low strength and very closely spaced discontinuities. The new specific feature of this work was the assumption of a prototype application of the Soviet-production mechanised

nearmovaný a s ohledem na přítomnost tlakové podzemní vody a nemožnost pokládání vodotěsné izolace bylo potom nutné dimenzování s bezpečností i proti vzniku a rozevírání trhlin. Vliv této technologie byl projektantem analyzován – viz lit. [2] a bylo poukázáno na to, že zatížení na obezdívku je dáno reaktivním tlakem horniny proměnlivým v čase. Jeho počáteční hodnota je určena hlavně tlakem lisování (při druhém stupni 1,5 MPa) a konečná (po doznění pracovních stadií vývoje horninového tlaku a dosažení stavu dlouhodobého působení) je přímo závislá na velikosti a rozdělení původních napětí v horninovém masivu. Jelikož ostění bylo projektováno kruhového průřezu, bylo třeba stanovit především poměr horizontálních a vertikálních složek napětí, tj. součinitel tlaku v klidu K_0 . Jeho ověření v heterogenním a anizotropním prostředí rozpukaných skalních hornin náleží však mezi nejnáročnější geotechnické terénní zkoušky. V tomto případě byla zvolena velkoobjemová metoda odlehčením štolou (viz schéma na obr. 1). Pro zhodnocení a interpretaci naměřených posunutí bylo aplikováno matematické modelování metodou konečných prvků – v té době ještě používané rovněž prototypově.

Na řešení uvedené náročné geotechnické problematiky se podílely především tyto firmy:

- PUDIS Praha – návrh metody, řízení realizace, interpretace a zhodnocení výsledků;
- HYDROPROJEKT Praha – matematické modelování metodou konečných prvků;
- METROSTAV Praha – ražba přístupových děl a vlastní pokusné odlehčovací stoly.

STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ

V zájmové oblasti jsou vodorovné osy tunelů metra situovány přibližně 22 m pod průměrnou úrovní hladiny Vltavy. Byly raženy ve zdravých prachovitých jílovitých břidlicích vinických vrstvách, které náležejí do ordovické barrandienské synklinály. Jejich orientační ilustraci umožňuje například část celby fotograficky zachycená na obr. 2 a 3. Základní materiál těchto břidlic vykazuje pevnost v jednoosém tlaku nejčastěji v rozpětí 10 až 25 MPa a jedná se tedy o horninu s nízkou až střední pevností. Jsou převážně tence deskovitě vrstevnaté, šikmo ukloněné (průměrný sklon k jihu 50°) a jsou prostoupeny systémem puklin, ohlazů a tektonických poruch, které způsobují značnou nehomogenitu přetvárného chování. Horninový masiv se skládá z nepravidelných bloků a výrazných diskontinuitních ploch s ohlasy. Horninové bloky mají velmi velkou až velkou hustotu diskontinuit, tektonické poruchy jsou tvořeny rozdrčenou horninou (s extrémně velkou hustotou diskontinuit).

Celková mocnost břidlic od erozní báze Vltavy k vodorovné ose traťových tunelů je cca 13 m. Z této mocnosti zaujímají horizonty s patrným dosahem zvětrávacích procesů 7 m (přibližně 1 m rozložené, 2 m zvětralé a 4 m navětralé břidlice).

Nad erozní bází se nacházejí pleistocénní sedimenty údolní terasy Vltavy (hrubozrnné štěrky a písčité štěrky) a výše pak holocénní náplavy (písčité štěrky, písky a lokálně bahno).

VOLBA ZKUŠEBNÍ METODY

V předstihu byly na uvedeném podzemním pracovišti ověřeny možnosti aplikace tehdy špičkových metod prováděných renomovaným pracovištěm. Proto byla úloha objednána u Hornického ústavu Československé akademie věd. Příslušné výsledky jsou shrnuty v expertize o stavu napjatosti horninového masivu v přirozeném uložení metodou odlehčeného vrtného jádra, doplněnou o měření ultrazvukem – lit. [3].

shield TŠČB-3, which provided the support of the excavated opening with a cast-in-place compressed concrete lining. But this concrete was not reinforced and, with respect to the presence of pressurised groundwater and impossibility of installing a waterproofing system, it was necessary to design the dimensions of the lining to be even safe against the development and opening of cracks. The influence of this technology was analysed by the designer – see. Ref. [2] and it was pointed that the load acting on the lining was given by the rock pressure varying with time. The initial value of the pressure is mainly determined by the pressure exerted by the concrete compression (1.5 MPa during the second degree) and the final value (after the working stages of the rock pressure development fade out and the state of the long-term stress action is achieved) directly depends on the magnitude and distribution of the original stresses in the rock mass. Since the circular cross-section was designed for the lining, it was necessary to determine first of all the proportion of the horizontal components to vertical components of the stress, i.e. the coefficient of pressure at rest K_0 . The verification of this coefficient in the heterogeneous and anisotropic environment of fractured rock belongs among the most demanding geotechnical field tests. The large-volume stress-relief gallery method was chosen in this particular case (see the chart in Fig. 1). Mathematical modelling using the Finite Element Method, which was also used as a prototype at that time, was applied to the assessment and interpretation of the measured displacements.

The following firms participated mainly on the solution to the above-mentioned exacting geotechnical issue:

- PUDIS Praha – the method design, control over the implementation, interpretation and evaluation of results;
- HYDROPROJEKT Praha – mathematical modelling using the Finite Element Method;
- METROSTAV Praha – excavation of access adits and the experimental stress-relief gallery itself.

BRIEF CHARACTERISTICS OF ROCK ENVIRONMENT

The longitudinal axes of the metro tunnel tubes in the area of interest are located approximately 22m under the average level of the Vltava River surface. The tunnels were driven through the Vinice Formation silty-clayey shales existing in the Ordovician Barrandean Syncline. Their approximate illustration is possible, for example, on the part of the excavation face captured in Figures 2 and 3. The basic material of these shales exhibits the uniaxial compressive strength within ranging from 10 to 25 MPa, which means that it is low to medium strength rock. It is mostly thinly tabularly bedded, dipping (the average dip to the south is 50° and the rock mass contains pervasive systems of fissures, slickensides and tectonic faults causing significant non-homogeneity of the deformational behaviour. The rock mass consists of irregular blocks and marked discontinuity surfaces with slickensides. The spacing of discontinuities in the rock blocks with small to very small spacing; the tectonic faults are formed by crushed rock (with extremely small spacing of discontinuities).

The total thickness of the shales from the Vltava erosion basis up to the axis of the running tunnels is ca 13m. Of this thickness, horizons with obvious reach of weathering processes capture 7m (approximately 1m of decomposed shale, 2m of weathered shale and 4m of slightly weathered shale).

Z této expertizy vyplývá:

- Pro stanovení napjatosti je zastiženo prostředí ve značně složitých a nepříznivých podmínkách. Komplikace způsobuje především heterogenita – hojný výskyt porušených zón a proměnlivost ve směru i úklonu vrstev s výraznou anizotropií.
- Metodou odlehčení jádra pro konečnou délku vrtu (5,47 m) bylo stanoveno vertikální napětí $\sigma_v = 0,21$ MPa a horizontální $\sigma_h = 1,58$ MPa. Tato mimořádně vysoká hodnota vodorovného napětí byla přisouzena koncentraci napětí na hraně zářezu Vltavy nebo vlivu nedalekých letenských svahů.
- Metoda ultrazvuková pro dané prostředí s velmi nízkou úrovní napjatosti neumožnila přímé stanovení absolutních hodnot napětí.

K interpretaci těchto výsledků lze dodat, že pro horninový masiv se horizontální napětí jeví nereálně vysoké a vertikální nízké. Součinitel tlaku v klidu by zde dosáhl extrémní hodnoty $K_0 = 7,52$, na což by samozřejmě narmovaný beton nebylo možné nadimenzovat. Příslušné hodnoty vystihují jen napjatost horninových úlomků a pro horninový masiv je třeba vybrat podstatně rozměrově větší metodu ověření.

Z metod zjišťování napjatosti bylo tedy pro řešení úkol třeba vybrat takovou, která by splňovala následující tři podmínky:

1. možnost zjišťování původní napjatosti;
2. velkoobjemové měřítko;
3. citlivost pro nízká napětí.

Ad 1. Úkol zjistit složky původní napjatosti vylučoval možnost použití těch metod, které k instalaci aparatur vyžadují přístupová díla měnící primární napjatost již před začátkem měření. Patří sem všechny metody, při nichž jsou přístroje osazovány na líc výrubu nebo do pásma zmenšených či zvýšených napětí. Je to například často používané odlehčení horninového bloku rýhami s kompenzací přetvoření vloženými plochými lisami. Výsledky těchto měření zde reprezentují změněný stav napjatosti po vyražení přípravného díla.

Ad 2. Značný stupeň rozpukání a heterogenita zastiženého horninového prostředí znemožňovaly získání reprezentativních výsledků metodami pracujícími s malým objemem horniny. Velikost objemové jednotky, jejíž napjatost bylo nutné studovat, byla v tomto případě minimálně řádu 10 m^3 až 100 m^3 .

Ad 3. Z malé hloubky uložení samozřejmě vyplývají nízké absolutní hodnoty napětí vyvolaného tíhou nadloží. Vertikální napětí v úrovni vodorovné osy tunelu metra je zde přibližně $0,5$ MPa. Proto citlivost metody musí být podstatně vyšší než pro případy vysokých napětí ve značných hloubkách důlních podmínek. Tato okolnost například znemožňovala získání směrodatných výsledků některými geofyzikálními metodami.

Uvedeným třem podmínkám vyhovuje zvolená varianta metody *odlehčení horninového masivu štolou*. Její schéma je vyznačeno na obr. 1. Patří mezi deformační metody a odvozuje primární napjatost na podkladě velikostí a směrů deformací horninového prostředí v okolí odlehčovací stoly způsobených jejím ražením. Metodu navrhl a poprvé realizoval prof. Leopold Müller ze Salcburku – lit. [4]. V Československu se jednalo o první aplikaci a v této variantě s měrnými body situovanými v horninovém prostředí podél celé ražby dosud jedinou. Jednodušší varianta podle Merrill-Pettersona s měrnými body pouze při ústí odlehčovací stoly, která poskytuje soubor výsledků jen pro jeden profil determinovaný uvedenými okrajovými podmínkami, byla později aplikována vícekrát – naposledy pro Královopolský tunel, Pavlík, 2012 [5]. Použitá modifikace

The Pleistocene sediments of the Vltava flood-plain terrace (coarse-grained gravels and sandy gravels) are above the erosion base; the Holocene fluvial deposits (sandy gravels, sand and locally mud) are above them.

SELECTION OF TESTING METHOD

The possibilities of the application of at that time top methods were verified in advance by a renowned workplace. For that reason the order for the verification was placed with the Mining Institute of the Czechoslovak Academy of Sciences. The respective results are summarised in the expert opinion on the stress state of rock mass in natural bedding condition using the de-stressed drilling core method, which was complemented by ultrasound measurements – Ref. [3].

It follows from the expert opinion:

- The conditions of the environment encountered is quite complicated and unfavourable for the determination of the state of stress. Complications are caused first of all by the heterogeneity – the abundant presence of fault zones and the variability of the trend and dip of layers with marked anisotropy.
- Applying the de-stressed drilling core method to the final borehole length (5.47m), the vertical stress was determined at $\sigma_v = 0.21$ MPa and the horizontal stress at $\sigma_h = 1.58$ MPa. This extraordinarily high value of the horizontal stress was attributed to the concentration of stress at the upper edge of the Vltava River cutting or the influence of nearby Letná slopes.
- The ultrasound testing method did not allow the direct determination of absolute values of the measurements for the particular environment with very low level of stress.

It is possible to add to the interpretation of these results that the horizontal and vertical stresses appear to be unrealistically high and low, respectively, for the rock mass. The coefficient of pressure at rest reached here the extreme value of $K_0 = 7.52$, for which, of course, unreinforced concrete could not be designed. The respective values only give a picture of the state of stress of rock fragments and it is necessary to select a verification method with substantially larger dimensions of rock mass blocks.

It was therefore necessary for the problem being solved to select such a method of verifying the state of stress which would fulfil the following three conditions:

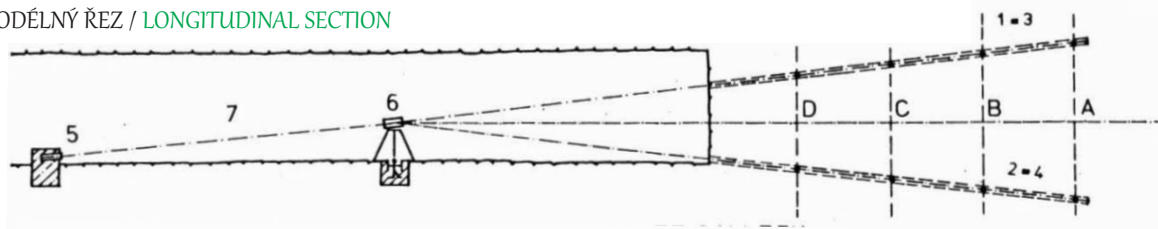
1. the possibility of determining the original state of stress;
2. a large-volume scale;
3. sensitivity to low stresses.

Ad 1. The task to determine the components of the original state of stress excluded the possibility of using the methods which require access adits changing the primary state of stress for the installation of apparatuses already before the commencement of measurements. Among them belong all methods at which the apparatuses are installed on the surface of the excavated opening or in the zone of reduced or increased stresses. It is, for example, the frequently mentioned rock mass block de-stressing by grooves with the compensation of deformations by flat jacks. The results of these measurements represent here the changed state of stress after the completion of the preparatory working.

Ad 2. The significant degree of fracturing and the heterogeneity of the rock environment encountered precluded obtaining representative results using methods operating with small volumes of rock. The minimum magnitude of the volume unit the state of stress of which had to be studied was in this case in the order of 10 m^3 to 100 m^3 .

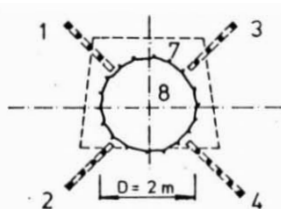
STADIUM PŘÍPRAVNÝCH PRACÍ / STAGE OF THE PREPARATION WORKS

PODÉLNÝ ŘEZ / LONGITUDINAL SECTION

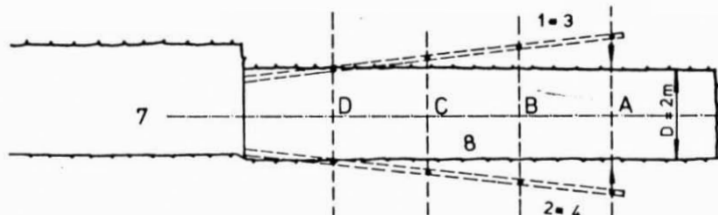


STAV PO VYRAZENÍ ODLEHČOVACÍ ŠTOLY / STAGE AFTER THE EXCAVATION OF STRESS-RELIEF GALLERY

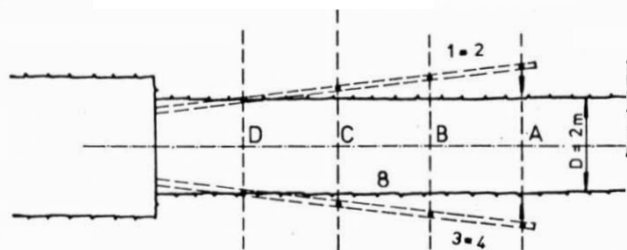
PŘÍČNÝ ŘEZ / CROSS SECTION



PODÉLNÝ ŘEZ / LONGITUDINAL SECTION



PŮDORYSNÝ ŘEZ / A PLAN



Legenda / Legend

- 1, 2, 3, 4** pozorované vrty s PVC trubkami a výplňovou injektáží
measuring boreholes with PVC-tubes grouted in rock
- A, B, C, D** měřené příčné profily / measured cross sections
- cílové značky úhlového sledování / target marks
- 5** betonové bloky s výchozími značkami
concrete blocks with initial marks
- 6** stabilizované stanoviště theodolitu
stabilized position of the theodolite
- 7** přístupová štola s pozorovací komorou
access gallery with observing room
- 8** nevytuzený výrub odlehčovací štoly
unsupported stops of stress-relief gallery

Obr. 1 Schéma použité modifikace metody stanovení primární napjatosti horninového masivu odlehčením štolou

Hudek, J., 1973

Fig. 1 Chart of the used modification of the method of determining the primary state of stress by means of the stress-relief gallery method

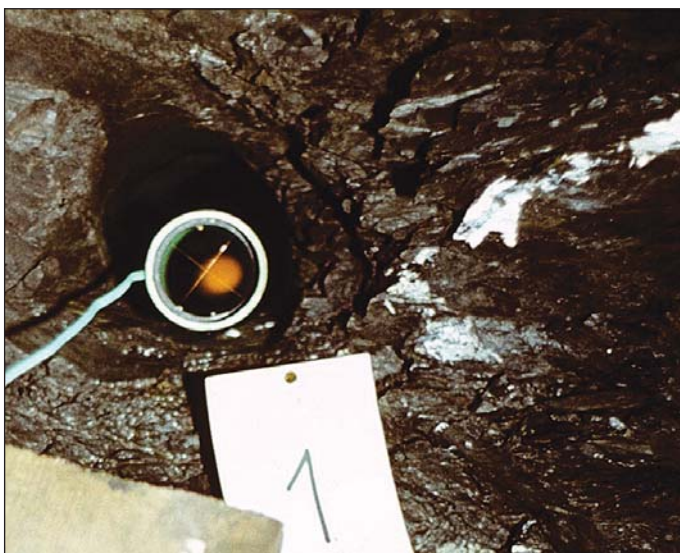
experimentu se zde lišila od původní verze L. Müllera systémem měření pretvoření a způsobem jejich vyhodnocení.

POUŽITÁ MODIFIKACE STANOVENÍ NAPJATOSTI ODLEHČENÍM ŠTOLOU

Metoda vyžaduje před ražením štoly osadit do okolního horninového prostředí měřící body. Ve stadiu přípravných prací byly proto nejprve z přístupové chodby vyvrtány čtyři paprskovitě se rozbíhající vrty délky 8,5 m. Jejich osy svíraly s horizontální i vertikální rovinou, jdoucí osou přístupové chodby, úhel 6°. Do těchto vrtů byly zasunuty trubky z polyvinylchloridu o relativně malé tuhosti. Na jejich konci byla umístěna žárovka s matnicí. Uvnitř byly ve vzájemné vzdálenosti 2 m fixovány cílové značky tvořené nitkovým křížem z ocelových vláken. Detail instalace této měřicí optické aparatury do vrtu č. 1 (levý horní) zachycuje fotografie na obr. 2 (na konci elektrické osvětlení nitkových křížů). Cílové značky byly situovány ve čtyřech měřených příčných profilech označených A, B, C a D. Vzdálenost cílových značek od startovacího čela štoly se zvětšovala od profilu D až k profilu A. Těsný kontakt PVC trubek se sledovanou horninou byl zajištěn výplňovou injektáží. Dále byly v zadní části přístupové chodby vybetonovány bloky se základními značkami nulového čtení.

Ad 3. Of course, low absolute values of the stress induced by the weight of overburden are a consequence of the small depth of embedding. The vertical stress at the metro tunnel axis level is approximately 0.5 MPa here. For that reason the sensitivity of the method has to be significantly higher than that for the cases of high stresses at great depths existing in mines. This condition, for example, precluded obtaining competent results using some geophysical methods.

The above-mentioned three conditions are met by the selected method variant – the rock mass de-stressing by a gallery method. Its chart is presented in Fig. 1. It belongs among deformational methods and derives the primary state of stress on the basis of magnitudes and directions of rock environment deformations in the surroundings of the de-stressing gallery caused by its excavation. The method was proposed and for the first time implemented by Prof. Leopold Müller from Salzburg – Ref. [4]. It was the first application in Czechoslovakia and, in this variant with measurement points located in the rock environment throughout the excavation length, till now the only. A simpler variant according to Merrill-Peterson with measurement points only at the mouth of the de-stressing gallery, which provides a set of results only for one profile determined by the above-mentioned boundary conditions, was applied later several times – last time to the Královo Pole tunnel, 2012 [5]. The experiment modification used differed there from the original version by L. Müller in the system of deformational measurements and the method of their assessment.



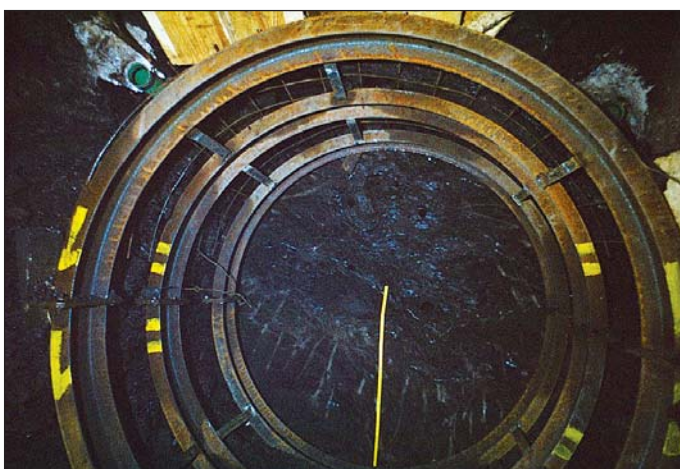
Hudek, J., 1973

Obr. 2 Instalace optické měřicí aparatury do vrtu č. 1 – na konci elektrické osvětlení nitkových křížů

Fig. 2 Installation of the optical measurement apparatus into borehole No. 1 – electrical illumination of cross hair targets is seen at the end

Pro sledování horizontálních a vertikálních posuvů cílových značek byl použit teodolit umísťovaný do průsečíku os pozorovacích vrtů. Stabilizace stanoviště stroje byla zajištěna betonovým blokem v počvě chodby s centrační značkou. Stroj byl velmi přesně centrován s pomocí speciálního zařízení Ing. Vencovského z Hornického ústavu ČSAV. Urovnání podle rotační osy umožňovalo vysokou přesnost centrace v mezích $\pm 0,1$ mm. Celková přesnost systému měření posuvů byla před zabudováním zařízení do podzemí odzkoušena v laboratoři a výsledná chyba nepřesáhla $\pm 0,14$ mm. Vzájemné odlišení jednotlivých cílových značek v jednom vrtu nečinilo žádné obtíže, protože v zóně ostroty dalekohledu teodolitu se nacházela vždy jen jedna z nich.

Po dokončení přípravných prací a základním zdvojeném nulovém zaměření všech značek bylo zahájeno ražení kruhové odlehčovací štoly o průměru 2 m. Výlom byl prováděn s úplným vyloučením trhacích prací po záběrech délky 0,5 m. Čelo výrubu bylo udržováno stále přibližně svislé. Odlehčovací štola nebyla podchycována výztuží. Vložená bezpečnostní kruhová výstroj (osazovaná ve vzájemné vzdálenosti 1 m) nebyla



Hudek, J., 1973

Obr. 3 Pohled na břidlici vinických vrstev na čele odlehčovací štoly po vyražení délky 2 m

Fig. 3 A view of the Vinice Formation shale at the excavation face of the stress-relief gallery after the completion of the excavated length of 2 m

THE MODIFICATION USED FOR STRESS STATE DETERMINATION BY STRESS-RELIEF GALLERY METHOD

The method requires measurement points to be installed in the surrounding rock environment prior to the gallery excavation. For that reason 4 radially parting boreholes 8.5m long were first carried out from an access adit at the preparation work stage. Their axes formed an angle of 6° with the horizontal and vertical planes passing through the axis of the access adit. Polyvinylchloride tubes with relatively low stiffness were inserted into the boreholes. Light bulbs with a ground-glass screen were installed at their ends. Steel cross hair targets were fixed inside the tubes at the spacing of 2m. A detail of the installation of this optical measurement apparatus into borehole No. 1 (left, top) is captured by photo in Fig. 2 (electrical illumination of the cross hairs is seen at the end). The targets were located in four measurement cross-sections marked as A, B, C and D. The distances of the targets from the starting face of the gallery grew from cross-section D up to cross-section A. The tight contact of the PVC tubes with the rock mass being examined was provided by annular grouting. Further on, concrete blocks with basic marks of the zero reading were cast in the rear part of the access adit.

A theodolite installed in the intersection points of axes of the observation boreholes was used for the monitoring of horizontal and vertical displacements of the targets. The stabilisation of the theodolite set up was secured by a concrete block with a central mark embedded in the adit bottom. The theodolite was centered very precisely by means of special equipment designed by Ing. Vencovský from the Institute of Mining of the Czechoslovak Academy of Sciences. Setting the theodolite according the axis of rotation allowed for high precision of the centering within precision limits of ± 0.1 mm. The total accuracy of the measurement of displacement was tested in a laboratory before the incorporation of the equipment into the underground and the resultant error did not exceed ± 0.14 mm. Differentiation of individual targets in one borehole made no problems because only one of them was always found in the theodolite telescope focus zone.

The excavation of the circular 2m-diameter stress-relief gallery commenced after the completion of the preparatory work and the doubled basic survey of all targets. The excavation was carried out with completely excluded blasting operations, with excavation rounds 0.5m long. The excavation face was continually maintained approximately vertical. The stress-relief gallery was not provided with excavation support. The incorporated circular safety support frames (installed at 1m spacing) were not tightened against the rock, therefore they remained unloaded, which was in addition continually checked by a system of strain gauge transducers glued on the steel sections. The conditions with the excavation face at the distance of 2m and after complete excavation of the length of 10.3m are captured by the photos in Fig. 3 and Fig. 4, respectively.

The movement of the rock mass in the direction of the stress-relief gallery occurred as a result of the excavation. The movement was copied even by the tubes with the targets. The targets were surveyed after the completion of every other excavation round. The targets were observed for additional 30 days after the completion of the excavation for the purpose of recording the elastic recovery.

The movements of the targets were assessed depending on the distance of the excavation face from the measured cross-section and the time. The first measurable displacements appeared



Hudek, J., 1973

Obr. 4 Celkový pohled do odlehčovací štoly po vyražení délky 10,3 m

Fig. 4 Overall view down the stress-relief gallery after the completion of the excavated length of 10.3m

dotahována k hornině, a tudíž nezatížená, což bylo průběžně ještě kontrolováno systémem tenzometrických snímačů nalepených na ocelových profilech. Stav s čelem výrubu ve vzdálenosti 2 m zachycuje fotografie na obr. 3 a po celkovém vyražení 10,3 m je na obr. 4.

V důsledku ražení docházelo k pohybu horninového masivu směrem k odlehčovací štole, který kopírovaly i trubky s cílovými značkami. Tyto byly zaměřovány po každém druhém záběru. Pro podchycení složky dopružování byly značky po dokončení ražení sledovány ještě dalších 30 dnů.

Pohyby cílových značek byly vyhodnocovány v závislosti na vzdálenosti čela výrubu od měřeného profilu a na čase. První měřitelné posuvy se objevovaly již 2 až 1 m před čelem, při průchodu výrubu pod cílovými značkami dosahovaly tyto posuvy již cca 15 % konečných celkových hodnot a při postupu 2 m za značkami (tj. jeden průměr štoly) cca 55 %. Příklad postupného vývoje posunů pro nejvzdálenější profil A je vyznačen v obr. 6. Ve vrtu č. 1 (levý horní) byla naměřena konečná svislá složka posuvu 0,9 mm a vodorovná 0,3 mm. U vrtu č. 4 (pravý dolní) bohužel došlo k poruše osvětlovacího zařízení, a proto příslušný diagram v obrázku chybí.

K systému měření přetvoření uvedenou geodetickou metodou je třeba upozornit, že pro dané prostředí poskytlo ještě vyhovující výsledky. Ale pro horninový masiv s vyšší tuhostí (například s moduly pružnosti většími než cca 300 MPa) je nutné použít přesnější metodu.

SOUVISEJÍCÍ DOPLŇUJÍCÍ GEOTECHNICKÉ ZKOUŠKY A MĚŘENÍ

Součástí doplňujícího inženýrskogeologického průzkumu pro ražbu tratových tunelů mechanizovaným štítem pod řečištěm Vltavy byla ještě řada dalších prací. Mimo podrobné geologické dokumentace přilehlých předstihových ražeb to byly systematické odběry horninových vzorků pro standardní laboratorní zjišťování popisných, základních fyzikálních a mechanických vlastností. Dále v předstihu v blízkosti odlehčovací štoly byla situována rozrážka pro sérii terénních zkoušek

are already 2 to 1m before the excavation face; during the excavation passage under the targets the displacements already reached 15% of the final total values and ca 55% when the excavation face advanced 2m beyond the targets (i.e. one diameter of the gallery). An example of the gradual development of displacements for the most distant cross-section A is presented in Fig. 6. The final vertical and horizontal components of displacement measured in borehole No. 1 (left, top) amounted to 0.9mm and 0.3mm, respectively. Unfortunately, a defect of the illumination equipment occurred in borehole No. 4 (right, bottom). For that reason the respective diagram is missing in the picture.

Regarding the system of measuring deformations using the above described survey method, it is necessary to point out that it provided results still satisfactory for the particular environment. However, a more accurate method has to be used for rock mass with higher stiffness (for example with moduli of elasticity greater than ca 300MPa).

RELATED COMPLEMENTARY GEOTECHNICAL TESTS AND MEASUREMENTS

A number of other work operations were parts of the complementary engineering geological investigation for the excavation of running tunnels under the Vltava river bed using the mechanised shield. Apart from detailed geological documentation of adjacent advanced excavation operations, there was the systematic collection of rock specimens for standard laboratory determination of descriptive, basic physical and mechanical properties. In addition, a tunnel stub was carried out in advance in the vicinity of the stress-relief gallery for a series of field rock mechanics tests. Apart from common plate loading tests (with the area up to 5000cm²) and shear tests with the predetermined failure surface (along the bedding planes, weakness planes or planes with general orientation by a rock block), large-volume field tests on cylindrical or prismatic blocks (1.0m high and with the transverse dimension of 0.5m) with the free development of a failure surface – first of all under uniaxial and triaxial compression (with detailed measurement of deformation) were conducted. A field torsional test (combined with compression) was even carried out for anisotropic (or transversally isotropic) environment. The shear modulus of deformation G_{def} was determined by this test.

The results of the particular tests and measurements are incorporated into the survey report [6] including information obtained from the stress-relief gallery. These materials were further interpreted as input values for respective static assessments (including FEM calculations).

In the context of designing dimensions of compressed concrete lining in the section of the metro line A passage under the Vltava river bed, the problems of stability of the pre-stress introduced into the rock mass were solved. For that reason a series of 4 long-term (120 days) modified plate load tests (the area of 5000cm²) for obtaining information on yielding of the above-mentioned shale and, in the context of it, even on the development of the relaxation of the introduced pre-stress were realised. A detailed description of the respective methodologies, the obtained results and conclusions from their interpretation is presented in the report Ref. [7].

The information is presented in the form of tables with the values of individual basic physical, deformational and strength-related characteristics for individual genotypes (describing even, for example, the conditions in tectonic and fault zones) is summarised in the overall report [8] for the purpose

mechaniky hornin. Mimo běžné zatěžovací zkoušky deskou (plochy až 5000 cm²) a smykové s předurčenou plochou porušení (podél vrstevnatosti, puklinatosti či s obecnou orientací horninovým blokem) se jednalo o velkoobjemové polní zkoušky na válcových či hranolových blocích (výšky 1,0 m a příčném rozměru 0,5 m) s volným vývinem plochy porušení – především v jednoosém a tříosém tlaku (s podrobným měřením přetvoření). Pro anizotropní prostředí (resp. transversálně izotropní) byla dokonce prototypově realizována terénní zkouška v kroucení (kombinované s tlakem) a touto byl stanoven smykový modul přetvárnosti G_{def} .

Výsledky příslušných zkoušek a měření jsou začleněny do průzkumné zprávy [6] a to včetně informací z odlehčovací štoly. Tyto materiály byly dále interpretovány jako vstupní hodnoty do příslušných statických posudků (včetně výpočtu metodou konečných prvků).

V souvislosti s dimenzováním ostění z lisovaného betonu v úseku podchodu trasy A metra pod řečištěm Vltavy byla rovněž řešena problematika stabilnosti vneseného tlakového předpětí do horninového masivu. Proto zde byla realizována série čtyř dlouhodobých (120 dní) modifikovaných zatěžovacích zkoušek deskou (plochy 5000 cm²) pro získání informací o do tvarování výše popsané břídlíce a v souvislosti s tímto i o průběhu relaxace vneseného předpětí. Podrobný popis příslušných metodik, zjištěných výsledků a závěrů z jejich interpretace je v průzkumné zprávě lit. [7].

Pro účely výpočtu napjatosti horninového masivu (a dále i projektového statického posouzení konstrukce) byly výše uvedené informace celkově shrnuty ve zprávě [8]. Zde jsou tabelárně uvedeny pro jednotlivé geotypy (vystihující i například poměry v tektonických a poruchových zónách) hodnoty jednotlivých základních fyzikálních, přetvárných a pevnostních charakteristik. Pro ilustraci jsou jejich hloubkové průběhy také vyneseny do vybraných příčných řezů. Sledované vlastnosti byly vstupními hodnotami do statických výpočtů, a to především při interpretaci matematického modelování metodou konečných prvků.

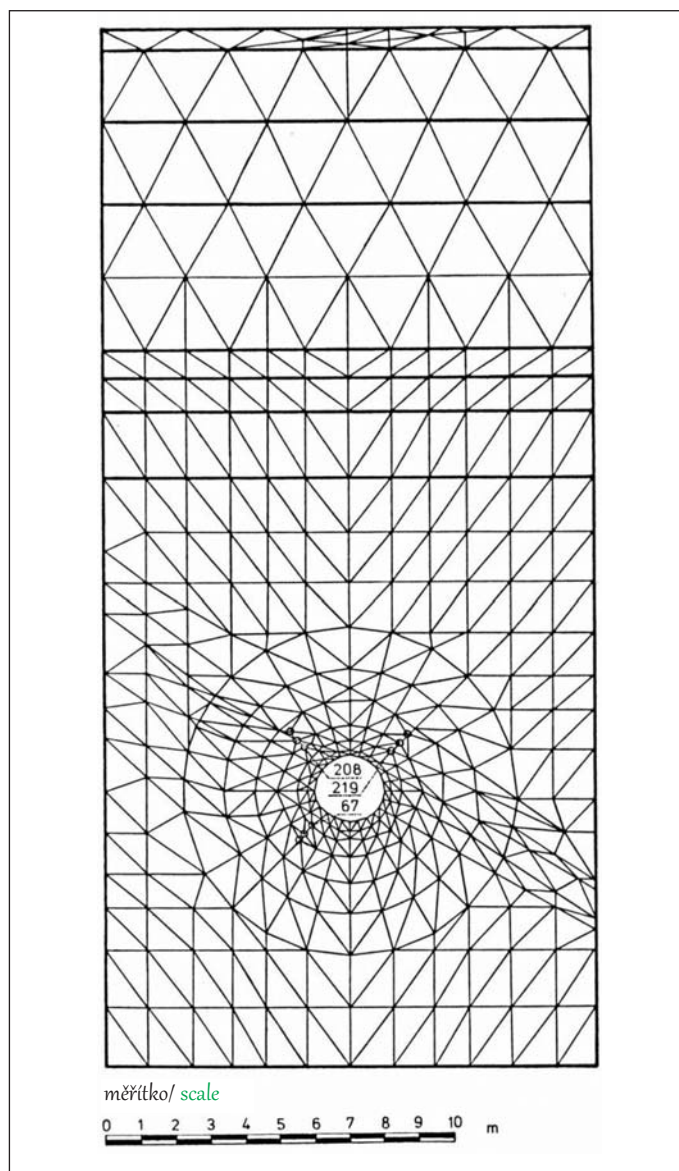
MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ POKUSU METODOU KONEČNÝCH PRVKŮ

Uvedený matematický model zpracoval projektant tohoto úseku pražského metra – Hydroprojekt Praha, konkrétně jeho šéf specialista M. Doležalová. *)

Charakter zastiženého horninového masivu (se značnou nehomogenitou) a provedeného velkoobjemového dlouhodobého geotechnického pokusu vyžadovaly adekvátní způsob pro vyhodnocení výsledků. Jednalo se vlastně o matematické modelování pokusu s přihlédnutím k výsledkům ostatních terénních zkoušek. Uvedeným požadavkům nejlépe vyhovovala metoda konečných prvků.

Pro řešení byl přijat zjednodušující předpoklad rovinného řešení pro dobu, kdy nastalo úplné vydechnutí horninového masivu. Dále byla akceptována podmínka, že v zájmové zóně

*) Ing. Marta Doležalová, CSc. (později obdržela v rodném Maďarsku i titul vysokoškolského profesora) byla v naší republice průkopnicí matematického modelování metodou konečných prvků (již od začátku sedmdesátých let minulého století) a celoživotně v této geotechnické specializaci mimořádně vynikala, což platilo i v mezinárodním měřítku (zejména pro podzemní stavby). Bohužel již nežije, zemřela 23. 12. 2013. Příslušná kapitola je zde proto sestavena na podkladě jejích výsledků z roku 1974, soustředěných především ve zprávě [9].



Doležalová, M., 1974

Obr. 5 Síť konečných prvků

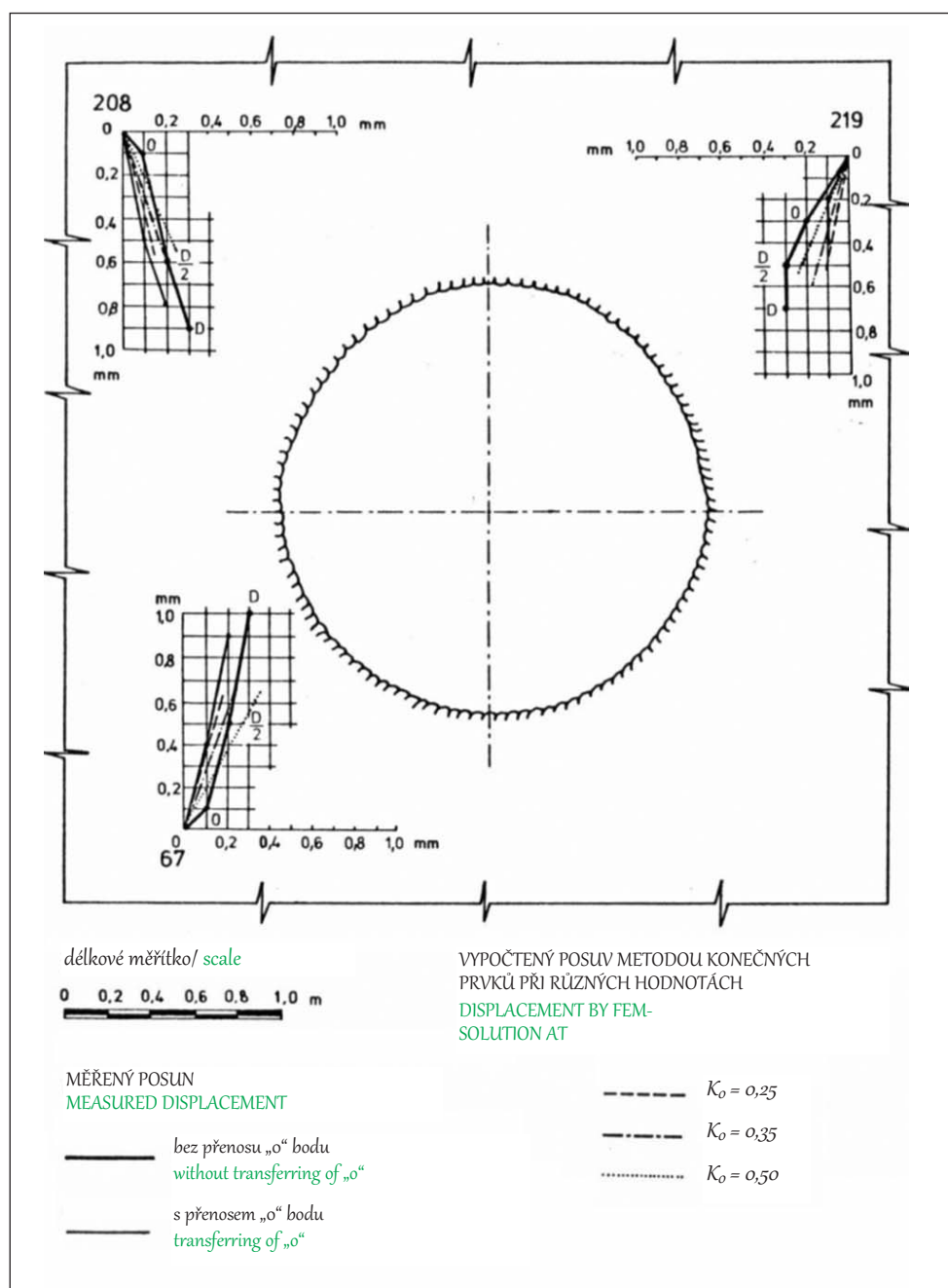
Fig. 5 Finite elements network

of the calculation of the rock mass stress (and further even for the structural analysis of the structure by the designer). For illustration, their values varying with depth are also plotted in cross-sections in the report. The respective properties became the input values for structural analyses, first of all for the interpretation of the FEM mathematical modelling.

MATHEMATICAL MODELLING OF THE EXPERIMENT USING THE FINITE ELEMENT METHOD

The respective mathematical model was prepared by the designer for this Prague metro section - Hydroprojekt Praha, more specifically by its chief, specialist M. Doležalová. *)

*) Ing. Marta Doležalová, CSc. (she later received even the title of a university professor in native Hungary) was a pioneer of mathematical modelling using the Finite Element Method (as long ago as the beginning of the 1970s) and exceptionally excelled in this geotechnical specialisation for the whole life. This applied even on the international scale (namely to underground structures). Unfortunately, she is no more alive, she died on 23/12/2013. The respective chapter is for that reason compiled on the basis of her results from 1974, which were concentrated mainly in the report [9].



Obr. 6 Porovnání měřených a vypočtených posuvů v profilu A
Fig. 6 Comparison of measured and calculated displacements in cross-section A

nebyla překročena mez kluzu, a může být tedy použita lineární varianta metody konečných prvků. Úloha byla formulována jako iterační, tj. velikost a rozdělení geostatických napětí se zadávalo zkusmo a výsledné pole vypočtených posuvů se porovnávalo s naměřenými.

Při dělení oboru na konečné prvky byly respektovány očekávané gradienty napětí, geologické podmínky a hlavně přesné umístění měrných bodů (z těchto jsou v obr. 5 až 9 vyznačeny pro poslední měřený příčný řez A uzly 67, 208 a 219). Obor byl dělen velmi podrobně – celkový počet prvků byl 690 a počet uzlů 397 – viz obr. 5. Hranice byly zvoleny ve vzdálenosti 5–6násobku průměru otvoru tak, aby na nich byl již vliv odlehčovací štoly na primární napjatost bezvýznamný. Jako zatížení bylo předpokládáno jen působení vlastní tíhy horninového masivu.

Pro zdravé rozpukané břidlice vinického souvrství byl aplikován transversálně izotropní model přetvárných a pevnostních vlastností (s poměrem modulů pružnosti ve směru vrstevnatosti a kolmo na ni v hodnotě 1,5).

The character of the rock mass encountered (with a significant inhomogeneity) and of the large-volume long-term geotechnical experiment required an adequate method for assessing the results. It was actually the mathematical modelling of the experiment taking into consideration the results of other field tests. The Finite Element Method (FEM) met the requirements best of all.

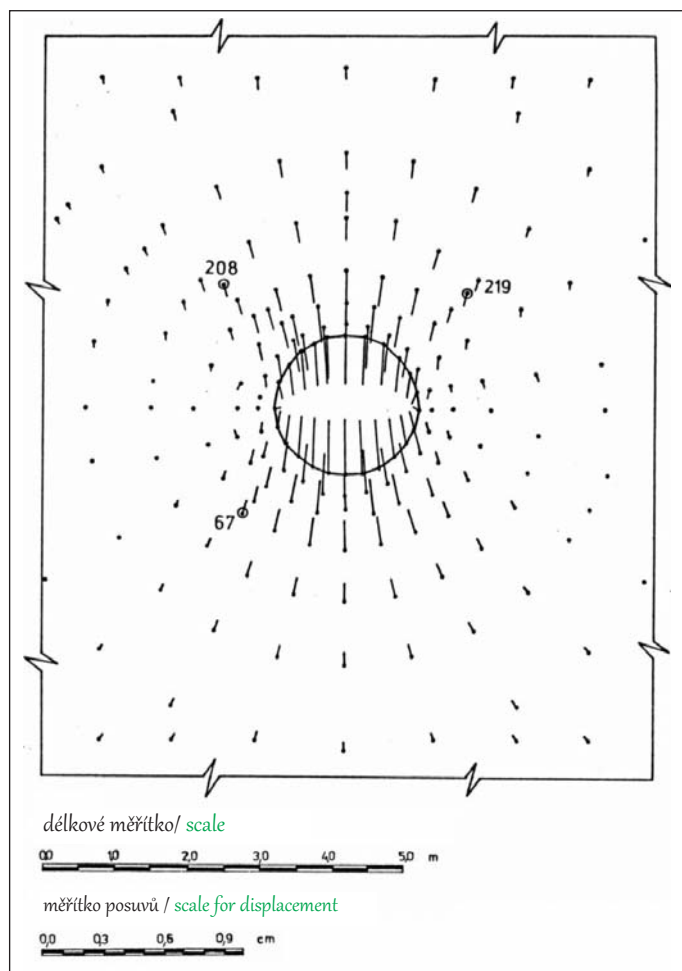
A simplifying assumption was adopted for the solution for the time when the total stress relief due to excavation was over. In addition, the condition was accepted that the yield point was not exceeded in the zone of interest, therefore that the linear variant of the FEM could be used. The problem was formulated as an iteration problem, i.e. the magnitude and distribution of geostatic stresses were set at random and the resultant field of calculated displacements was compared with the measured displacements.

The expected stress gradients, geological conditions and, first of all, exact placement of measurement points (of them, the nodes 67, 208 and 219 are marked in Figures 5 through to 9 for the last measured cross-section A) were respected when the domain was being divided into the finite elements. The domain was divided in great detail – the total number of elements was 690 and the number of nodes was 397 – see Fig. 5. The borders were selected at the distance of 5 to 6-times the diameter of the opening so that the influence of the stress-relief gallery on the primary state of stress was unimportant on them. The load was assumed to consist only of the rock mass dead weight.

A transversally isotropic model of deformational and strength-related properties (with the proportion between moduli of elasticity in the direction of bedding and perpendicularly to it amounting to 1.5) was applied to the fresh Vinice Formation fractured shale.

The modulus of elasticity (parallel with the bedding) $E = 300\text{MPa}$, Poisson's ratio $\nu = 0.26$, shear parameters in the direction of bedding $\phi = 25^\circ$ and $c = 0.05\text{MPa}$ and perpendicularly to the bedding $\phi = 31^\circ$ and $c = 0.07\text{MPa}$ and the unit weight $\gamma = 24.5$ were introduced in the basic set of input geotechnical characteristics for fresh Vinice Formation shales.

Graphical comparison of calculated and measured values of deformation for the coefficients of lateral pressure $K_0 = 0.25, 0.35$ and 0.50 being verified is for the representative most distant cross-section A assembled in Fig. 6. The assessment of the magnitude and direction of displacements

Obr. 7 Vektory posuvů v profilu A při $K_0 = 0,32$ Fig. 7 Vectors of displacements in cross-section A at $K_0 = 0.32$

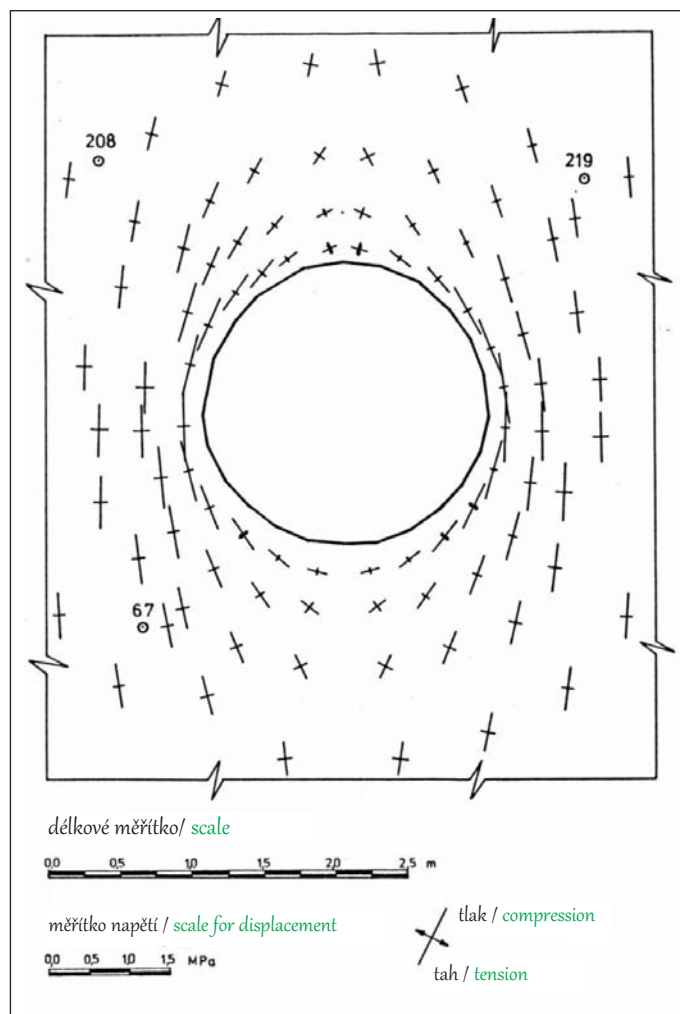
V základní sestavě vstupních geotechnických charakteristik byl pro zdravé břidlice vinických vrstev zaváděn modul pružnosti (rovnoběžně s vrstevnatostí) $E = 300$ MPa, Poissonovo číslo $\nu = 0,26$, smykové parametry ve směru vrstevnatosti $\phi = 25^\circ$ a $c = 0,05$ MPa a pro kolmo k vrstevnatosti $\phi = 31^\circ$ a $c = 0,07$ MPa a objemová tíha $\gamma = 24,5$ kNm⁻³.

Grafické porovnání vypočtených a naměřených hodnot deformací pro ověřované součinitele bočního tlaku $K_0 = 0,25$; $0,35$ a $0,50$ je pro reprezentativní nejvzdálenější příčný profil A sestaveno do obr. 6. Vyhodnocení velikosti a směru posuvů je do značné míry ovlivněno volbou směrodatného úseku. Průzkumem byly zjištěny i složky posuvů, které vznikly v uvažovaném profilu ještě před vyjmutím horniny. Ty jsou však vyvolány prostorovou soustavou sil, jejíž směr je jiný než po provedení výrubu. Proto ve výpočtech byly za směrodatné pokládány jen části z této druhé fáze přetvoření.

Z porovnání výsledků ve třech zájmových bodech byl stanoven průměrný součinitel tlaku v klidu $K_0 = 0,32$. Pro tuto hodnotu byl dále stanoven výsledný stav přetvoření a napjatosti vyznačený v obr. 7 a 8.

ZÁVĚR

Pro účely projektu traťových tunelů trasy A pražského metra pod řečištěm Vltavy se v letech 1973–1974 podařilo velkoobjemovou metodou odlehčení štolou s výpočtem metodou konečných prvků stanovit součinitel tlaku v klidu. V prostředí zdravých měkkých jílovitých břidlic vinických vrstev (ordovik) s velmi velkou až velkou hustotou diskontinuit byla zjištěna průměrná hodnota $K_0 = 0,32$.

Obr. 8 Stav napjatosti v profilu A při $K_0 = 0,32$ Fig. 8 State of stress in cross-section A at $K_0 = 0.32$

is affected to a great extent by the selection of the decisive section. Even the components of displacements which originated in the particular cross-section before the removal of rock were identified by the survey. However, these components are caused by a spatial system of forces the direction of which is different than that for the execution of the excavation. For that reason only the parts from this second phase of deformation were considered as decisive in the calculations.

The average coefficient of pressure at rest $K_0 = 0.32$ was determined on the basis of the comparison of results in three points of interest. The resultant state of deformation and stress presented in Figures 7 and 8 was further determined for this value.

CONCLUSION

The coefficient of pressure at rest was successfully determined for the purpose of the design for the Prague Metro Line A running tunnels under the Vltava river bed using the large-volume stress-relief gallery method, with the calculation using the Finite Element Method. The average value of $K_0 = 0.32$ was determined in the environment formed by fresh Vinice Formation (Ordovician) clayey shales with very close to close spacing of discontinuities.

It is possible on the basis of the terrain morphology and geological history to expect the absence of residual stresses in the vertical direction. It follows from the overburden weight that the normal stress at the level of the stress-relief

Z morfologie terénu a geologické historie lze v zájmové oblasti předpokládat absenci reziduálních napětí ve vertikálním směru. Z tíhy nadloží vyplývá v úrovni osy odlehčovací štolý normální vertikální napětí $\sigma_v = 0,49$ MPa. Po vynásobení výše uvedeným K_0 vychází horizontální klidové napětí $\sigma_h = 0,16$ MPa. Obdobná hodnota byla získána i výpočtem ze známého vztahu $\sigma_h = \sigma_v \cdot \nu / (1 - \nu)$ – při zavedení výše uvedeného Poissonova čísla zjištěného terénními zkouškami na horninových blocích $\nu = 0,26$. Toto dokazuje i absenci reziduálních napětí v horizontálním směru.

Uvedený příklad představuje vhodné spojení experimentálních měření in situ s matematickým modelováním metodou konečných prvků pro řešení problémů mechaniky hornin. Metoda odlehčení štolou se jeví jako vhodná k určení složek napjatosti i v komplikovaném prostředí heterogenních a anizotropních skalních hornin. Řeší problematiku v měřítku z hlediska budování podzemních děl adekvátním představám horninového masivu (do vyhodnocovaného přetvárného procesu byl zapojen objem větší než 100 m³) a lze ji použít i v prostředí intenzivně rozpukaných až rozdrčených hornin. Vzhledem k náročnosti však její aplikace je oprávněná jen v případech průzkumu pro velmi exponovaný podzemní objekt s výraznou závislostí na složkách primární napjatosti.

Pro komplexnost lze dodat, že zjištěný součinitel horninového tlaku v klidu $K_0 = 0,32$ je ve statických výpočtech pro pražské břidlice běžně interpretován i v současné době. O zde uvedené problematice bylo v roce 1977 referováno na mezinárodním sympoziu Italské geotechnické společnosti – viz lit. [10].

**Ing. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz,
PUDIS a.s.**

**Recenzovali / Reviewed: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.,
Ing. Jaroslav Němeček**

gallery $\sigma_v = 0.49$ MPa. After multiplying by the above-mentioned K_0 , the horizontal stress at rest $\sigma_h = 0.16$ MPa. A similar value was also obtained by the calculation from the well known relationship $\sigma_h = \sigma_v \cdot \nu / (1 - \nu)$ - with the above-mentioned Poisson's ratio determined by field tests on rock blocks $\nu = 0.26$ introduced into the calculation. This fact in addition proves the absence of residual stresses in the horizontal direction.

The example presented above represents a connection of experimental in situ measurements with mathematical modeling using the Finite Element Method, which is suitable for the solution to rock mechanics problems. The stress-relief gallery method appears to be suitable for the determination of the state of stress in a complicated environment formed by heterogeneous and anisotropic rock. It solves the problems in a scale adequate from the aspect of building underground workings to the image of the rock mass (a volume exceeding 100m³ was involved in the deformational process). It can be applied even to the environment formed by intensely fractured up to crushed rock. Although, with respect to the exactingness, its application is justified only in the cases of a survey for a highly exposed underground structure with marked dependence on the components of primary state of stress.

For the reason of complexity it is possible to add that the determined coefficient of rock mass pressure at rest $K_0 = 0.32$ is commonly interpreted in structural analyses for Prague shales even today. The problems described above were reported at the international symposium of the Italian Geotechnical Association in 1977 – see Ref. [10].

**Ing. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz,
PUDIS a.s.**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HUDEK, J., CHMELÁŘ, R. Od pražské podpovrchové tramvaje k tunelům Slivenec (41 let geotechnického průzkumu a monitoringu podzemních staveb s firmou PUDIS, a. s.). *Tunel*, 2007, roč. 16, č. 3, s. 26-39.
- [2] DOLEŽALOVÁ, M. aj. *Metro Praha, I. provozní úsek trasy A: Traťový úsek Klárov – Kaprova – statické výpočty metodou konečných prvků*. Praha, Hydroprojekt, 1973.
- [3] MUŽÍK, L., SKLENÁŘ, J. *Expertiza o stavu napjatosti horninového masivu v přirozeném uložení metodou odlehčení jádra, doplněnou měřením ultrazvukem v oblasti podchodu trasy A pražského metra pod Vltavou*. Praha, Hornický ústav ČSAV, 1973, 21 s.
- [4] MÜLLER, L. *Der Felsbau*. 1. ed., Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag, 1963, s. 318-321.
- [5] RUPP, D., PAVLÍK, J., HANÁK, J. Geotechnický průzkum a monitoring – ražba průzkumných štol. In *Kolektiv autorů: Královopolský tunel Brno*. Doplněk, Brno, 2012, s. 48-61.
- [6] HUDEK, J. aj. *Doplňující inženýrskogeologický průzkum pro I. provozní úsek trasy A pražského metra: Ověření vlastností horninového prostředí vinických vrstev u levobřežní části Mánesova mostu v Praze 1*. Praha, PUDIS, 1973, 107 s.
- [7] HUDEK, J. *Doplňující inženýrskogeologický průzkum pro traťové tunely Klárov – Kaprova na I. provozním úseku trasy A pražského metra: Terénní zkoušky dotvarování a relaxace tlakového napětí v horninovém prostředí vinických vrstev u levobřežní části Mánesova mostu v Praze 1*. Praha, PUDIS, 1974, 36 s.
- [8] HUDEK, J. aj. *Doplňující inženýrskogeologický průzkum pro I. provozní úsek trasy A pražského metra: Podklady pro výpočet napjatosti horninového masivu v prostředí vinických vrstev u levobřežní části Mánesova mostu v Praze 1*. Praha, PUDIS, 1974, 23 s.
- [9] DOLEŽALOVÁ, M. *Metro Praha, I. provozní úsek trasy A: Zjišťování původní napjatosti horninového masivu – výpočet metodou konečných prvků*. Praha, Hydroprojekt, 1974.
- [10] DOLEŽALOVÁ, M., HUDEK, J. The determination of the primary stress state in tectonic disturbed soft shales. In *International symposium The geotechnics of structurally complex formations*. Associazione Geotecnica Italiana, 1977, s. 199-210.

PŘÍKLAD PLASTICITNÍHO POSOUZENÍ DŮLNÍ OCELOVÉ VÝZTUŽE OBDÉLNÍKOVÉ STAVEBNÍ ŠACHTY PODLE ČSN EN 1993-1-1 EUROKÓD 3 S VYUŽITÍM STABILITNÍHO VÝPOČTU

EXAMPLE OF PLASTICITY ASSESSMENT OF STEEL COLLIERY SUPPORT OF A RECTANGULAR CONSTRUCTION SHAFT ACCORDING TO CSN EN 1993-1-1 EUROCODE 3 USING A STABILITY CALCULATION

JAKUB DOLEJŠ, MICHAL SEDLÁČEK

ABSTRAKT

V současné době je jediným platným předpisem pro návrh a posouzení ocelových konstrukcí ČSN EN 1993-1-1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Požadavky uvedené v této normě se vztahují i na ocelové konstrukce používané v podzemním stavitelství, jako jsou například válcované profily důlní výztuže, které se používají při ražbě štol, při hloubení jam a šachet. Ze statického hlediska má ocelová důlní výztuž, za předpokladu dokonalé aktivace vlastního pažení, schopnost přenášet zatížení zemním tlakem ihned po její instalaci. V příspěvku je uveden plasticitní přístup pro posouzení obdélníkové stavební šachty s využitím stabilitního výpočtu.

ABSTRACT

The currently only applicable regulation for the design and assessment of steel structures is CSN EN 1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. The requirements contained in this standard are related even to steel structures used in underground construction, such as for example, rolled-steel colliery support sections used in driving galleries, excavation of pits and shafts. From the static point of view, steel colliery supports, under the assumption of perfect activation of excavation bracing, is capable of transferring ground pressure loads immediately after their installation. The paper presents a plasticity approach to the assessment of a rectangular construction shaft using a stability calculation.

ÚVOD

Jedním z nejčastějších důvodů pro budování stavebních šachet je rekonstrukce či nová výstavba inženýrských sítí (kanalizace, vodovod, energetika). Primární konstrukce těchto stavebních šachet je často tvořena důlní ocelovou výztuží v kombinaci s příslušným pažením podle zastižené geologie (např. ocelové či dřevěné pažiny nebo stříkaný beton s betonářskou sítí). Následující text se věnuje plasticitnímu posouzení tohoto typu konstrukcí podle v současné době jediné platné normy ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [1] (dále jen norma). Volně navazuje na článek [2], který se zabývá obecným postupem provedení globální analýzy ocelové konstrukce a konzervativním, pružným posouzením důlní ocelové výztuže (obr. 1).



Obr. 1 Šachta vyztužená ocelovou důlní výztuží
Fig. 1 Shaft reinforced with steel colliery support

INTRODUCTION

One of the most frequent reasons for carrying out construction shafts is the reconstruction or new development of utility networks (sewers, water lines, power engineering structures). Construction shafts are frequently formed by steel colliery frames in combination with respective bracing. The primary structures of construction shafts are frequently formed by steel colliery supports in combination with relevant lagging corresponding to the geology encountered (e.g. steel or wooden lags or shotcrete with reinforcing mesh). The following text deals with the plasticity assessment of this type of structures according to the currently only valid standard CSN EN 1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [1] (hereinafter referred to as the Standard). It freely builds on the paper [2], which deals with a general procedure for the execution of a global analysis of a steel structure and conservative, elastic assessment of steel colliery support (see Fig. 1).

CONDITIONS FOR THE APPLICATION OF PLASTICITY CALCULATION

As already indicated above, the authors used conservatively elastic stress distribution through the cross-section in the paper [2]. If the cross-section meets criteria for class 1 or class 2 according to the Standard, it will have rotational capacity sufficient for plastic distribution of stress. The issue of rotational capacity of a steel support capacity in long mine workings was dealt with by Janas et al. [3, 4, 5]. They concluded that a similar rolled-steel “top hat” profile of colliery steel support can be categorised as cross-sectional class 1 (see Fig. 2).

The categorisation of common geometries is carried out according to simplified criteria (limitation of the proportion of



Obr. 2 Detail deformace průřezu TH 29 [3]

Fig. 2 Detail of TH 29 cross-section deformation [3]

PODMÍNKY PRO POUŽITÍ PLASTICITNÍHO VÝPOČTU

Jak již bylo naznačeno výše, v článku [2] autoři použili konzervativně pružné rozdělení napětí po průřezu. Pokud průřez bude splňovat kritéria pro 1., resp. 2. třídu podle normy, bude mít průřez dostatečnou rotační kapacitu pro plastické rozdělení napětí. Otázkou rotační kapacity průřezu ocelové výztuže v dlouhých důlních dílech se zabýval Janas a kol. [3, 4, 5]. Došli k závěru, že obdobný válcovaný profil důlní ocelové výztuže korýtkového tvaru lze zařadit do třídy průřezu 1 (obr. 2).

Zatřídění se pro běžné tvary provádí podle jednoduchých kritérií (omezení poměru šířky a tloušťky každé tlačené části), u nestandardních průřezů lze buď uvažovat zjednodušené tvary, na něž se příslušná kritéria použijí, nebo je potřeba provést náročnější stabilitní výpočet, který prokáže chování průřezu při větších deformacích. Využitím plastické rezervy může být u průřezů obdobného tvaru dosaženo výrazně vyšší únosnosti.

ČÍSELNÝ PŘÍKLAD

Konstrukce šachty

Šachta, na níž bude demonstrován plasticitní posudek, má obdélníkový půdorys o rozměrech 2,2 x 3,2 m a hloubku 19 m. Ohlubňový rám je tvořen ocelovými profily IPN 200, které jsou usazeny do vodorovné polohy. Na ohlubňový rám jsou instalovány závěsy z ploché oceli P 80/10 mm a na tyto závěsy je usazen první vodorovný rám šachty. Další vodorovné rámy jsou pomocí závěsů osazovány při postupném hloubení šachty. Vodorovné rámy musí být okamžitě po instalaci aktivovány, například pomocí dřevěných klínů. Pažení je tvořeno ocelovými pažnicemi Union tl. 3 mm.

Každý vodorovný rám šachty se skládá ze šesti dílů válcované důlní výztuže profilu K21. Spojení jednotlivých dílů rámu důlní ocelové výztuže se provede třmenovým spojem (obr. 2).

Numerický model

Pro veškeré kroky numerické analýzy konstrukce byl použit program Scia Engineer 15.

Vodorovný rám šachty je modelován pomocí prutových prvků, geometrie rámu je dána jeho střednicí.

Rám je po obvodu uložen na radiálních a tangenciálních podpůrách. Radiální podpory k_{rad} působí pouze v tlaku a jsou lineárně pružné, tuhost podepření je uvažována hodnotou $k_{rad} = 5 \text{ MN} / \text{m}^3$. Tangenciální podpory jsou uvolněné, tření zjednodušeně není uvažováno. Všechny kroky výpočtu jsou prováděny na rovinných modelech.

Zatížení je aplikováno jen na přímé části výztuže, v rozích (v zaoblených částech) zatížení není uvažováno.

the width to the thickness of each compressed part; at non-standard cross-sections it is possible either to consider simplified geometries to which the respective criteria are to be applied or it is necessary to carry out a more exacting stability calculation, which will prove the behaviour of the cross-section in the case of greater deformations. Significantly higher loading capacity cross-sections with a similar geometry can be achieved by using the plastic reserve.

NUMERICAL EXAMPLE

Shaft structure

The shaft which the plasticity assessment will be demonstrated on is rectangular in plan view, with the dimensions of 2.2x3.2m and the depth of 19m. The pit bank is formed by IPN 200 steel profiles, which are installed horizontally. Flat steel hangers are fixed to the pit bank frame and the first horizontal shaft frame is attached to them. The next horizontal frames are installed by means of hangers during the course of the gradual sinking of the shaft. The horizontal frames have to be activated immediately after the installation, for example by means of wooden wedges. The shaft support is formed by 3mm thick Union steel lags.

Each horizontal shaft frame consists of six parts of rolled-steel colliery section K21. Individual parts of the frame will be interconnected by sliding joints (see Fig. 2).

Numerical model

Scia Engineer 15 software was used for all steps of the numerical analysis of the structure.

The horizontal frame of the shaft is modelled by means of the framework elements; the geometry of the frame is defined by its centre line.

The frame is mounted around the circumference on radial and tangential carriers. The radial carriers k_{rad} act only in compression and are linearly elastic; the support rigidity is considered by the value $k_{rad} = 5 \text{ MN} / \text{m}^3$. Tangential carriers are relaxed, friction is not assumed for simplification. All calculation steps are performed on planar models.

Loads are applied only to the straight part of the excavation support, no load is assumed in corners (rounded parts).

The closed frame is formed by four sides and four rounded corner parts. All joints of connecting beams are modelled as stiff elements. Cross-sectional characteristics of the "K21" section are presented in Table 1. Double values of the area A and the moment of inertia I_y are introduced into the calculation in the locations of joints (the cross-section "Joint").

Assessment procedure

The assessment of the steel support will be carried out using two methods:

- using the analysis of the structure without imperfections (GNA);
- using direct solution of imperfect structure by 2nd order of calculation (GNIA).

GNA (Geometrically Nonlinear Analysis) – Geometrically nonlinear elastic analysis represents a procedure where balance is determined on a deformed structure under the assumption of linear behaviour of the material. The method is commonly used under the assumption of small deformations (displacements and rotation of nodes) and usually is referred to as 2nd order theory. Great displacements (and rotation) are usually taken into consideration only at cable structures.

GNIA (Geometrically Nonlinear Analysis of the Imperfect Structure) – Geometrically nonlinear elastic analysis on a nonlinear structure represents a method which takes into con-

Tab. 1 Základní průřezové charakteristiky profilu K21
Table 1 Basic cross-sectional characteristics of the profile K21

	označení marking	jednotky units	hodnota value
materiál ocel 11500 – mez kluzu material steel grade 11500 – yield strength	f_y	MPa	295
hmotnost / weight	G	kg/m ²	20,74
plocha / area	A	mm ²	2 642
moment setrvačnosti moment of inertia	I_y	mm ⁴	3 191 000
vzdálenost horních vláken od těžiště distance of upper fibres from centre of gravity	y_h	mm	51,89
vzdálenost dolních vláken od těžiště distance of lower fibres from centre of gravity	y_d	mm	52,11
pružný průřezový modul horních vláken elastic section modulus of upper fibres	$W_{h, y, el}$	mm ³	61 500
pružný průřezový modul dolních vláken elastic section modulus of lower fibres	$W_{d, y, el}$	mm ³	61 240
statický moment plochy v těžišti moment of area in the centre of gravity	S_y	mm ³	42 130
šířka profilu v místě řezu vodorovnou těžišťovou osou / profile width in the location of the section through the horizontal gravity centre axis	t	mm	13,96

Uzavřený rám tvoří čtyři strany a čtyři rohové obloukové části. Všechny spoje navazujících prutů jsou modelovány jako tuhé. Průřezové charakteristiky průřezu „K21“ jsou uvedeny v tab. 1. V místech spojů (průřez „Spoj“) jsou zadány dvojnásobné hodnoty plochy A a momentu setrvačnosti I_y .

Postup posouzení

Posouzení ocelové výztuže bude provedeno dvěma způsoby:

- s využitím analýzy konstrukce bez imperfekcí (GNA);
- s využitím přímého řešení imperfektní konstrukce II. řádem (GNIA).

GNA (Geometrically Nonlinear Analysis) – Geometricky nelineární pružná analýza představuje postup, kdy se rovnováha stanovuje na deformované konstrukci za předpokladu lineárního chování materiálu. Běžně se metoda používá za předpokladu malých deformací (posunů a natočení uzlů) a bývá označována jako teorie II. řádu. Velké posuny (a natočení) se zpravidla uvažují jen u lanových konstrukcí.

GNIA (Geometrically Nonlinear Analysis of the Imperfect Structure) – Geometricky nelineární pružná analýza na imperfektní konstrukci představuje metodu, která zohledňuje vliv imperfekcí a vliv účinků II. řádu. Oproti metodě GNA jsou zavedeny imperfekce konstrukce do výpočetního modelu.

První způsob – analýza konstrukce bez imperfekcí (GNA)

Postup posouzení obsahuje tyto základní kroky:

1. Stabilitní výpočet
2. Klasifikace soustavy
3. Nelineární globální analýza GNA (výpočet vnitřních sil)
4. Posouzení rámu v mezním stavu únosnosti
5. Posouzení spoje, tzn. odporu výztuže proti prokluzu
6. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

Stabilitní výpočet

Stabilitní výpočet bude využit jednak pro klasifikaci rámu, jednak pro stanovení štíhlosti, resp. součinitele vzpěrnosti. Stabilitní kombinace je tvořena pouze jedním zatěžovacím stavem, vodorovným konstantním návrhovým zatížením o velikosti $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$ působícím po celém obvodu rámu.

sideration the influence of imperfections and 2nd order effects. In comparison with the GNA method, structural imperfections are introduced into the analysis model.

The first procedure – structural analysis without imperfections (GNA)

The analysis procedure comprises the following basic steps:

1. Stability calculation
2. System classification
3. Nonlinear global analysis GNA (calculation of internal forces)
4. Assessment of the frame in the ultimate limit state
5. Assessment of the joint, i.e. support resistance to yielding
6. Assessment in the limit state of serviceability

Stability calculation

The stability calculation will be used both for the frame classification and for the determination of slenderness, respectively the buckling coefficient. The stability combination is formed only by one loading case, the horizontal constant design $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$ acting around the whole frame circumference.

With respect to the fact that the horizontal carriers of the frame are assumed to act only in one direction (pressure in the direction toward soil), it is necessary, in the meaning of the terminology used in the majority of commercial static programs, to carry out the nonlinear stability calculation. The majority of software programs recommend in such a case that the stability calculation is carried out “manually” by gradual increasing the external loading and monitoring the nonlinear response of the model. The critical load is reached and the deformation corresponds to the first natural mode shape of the stability buckling at the moment when the magnitude of the load is such that the structure collapses. This procedure was applied here only for the determination of the basic shape of the frame buckling (longer sides are deformed in the direction inside the shaft, shorter sides are pressed into the soil). In this case the modified Newton-Raphson method (MNR) with ten loading increments was used; less than 100 iterations were carried out in each step. Internal forces were calculated for the initial geometry of the structure, i.e. for a structure without imperfections. It is appropriate to recall the fact that it is still a materially elastic global analysis, which takes into consideration neither the contingent plasticisation of cross-sections (development of plastic hinges) nor its influence on the redistribution of internal forces.

After it was evident in which way the frame would collide, the model for subsequent calculations was modified: the linear carriers on the longer sides were removed (they do not come in useful) and, on the contrary, they remained on the shorter sides and were changed to the “elastic” type, it means for compression as well as tension (which situation, however, will not come about). This modification allowed for carrying out standard linear stability calculation, which is very important for the following assessment.

This procedure was applied to the determination of the coefficient of critical load $\alpha_{cr} = 40.7$ and definition of the first natural shape of the stability buckling of the frame (see Fig. 6). The importance of the coefficient is obvious from relationship (1).

$$\alpha_{cr,1} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}, \quad (1)$$

where N_{cr} is the elastic critical force of the beam with non-weakened cross-section for the respective manner of buckling and

N_{Ed} is the normal force in the same beam at the action of the design load

The first natural shape exhibits significant deformation of the longer sides of the rectangle and corresponds to the stability failure of longer beams.

Vzhledem k tomu, že vodorovné podepření rámu je uvažováno jen v jednom směru (tlak směrem do zeminy), je nutno ve smyslu názvosloví užívaném ve většině komerčních statických programů provést nelineární stabilitní výpočet. Většina softwarů doporučuje v takovém případě provedení stabilitního výpočtu „ručně“ postupným zvyšováním vnějšího zatížení a monitorováním nelineární odezvy modelu. V okamžiku, kdy je velikost zatížení taková, že dojde ke kolapsu konstrukce, je dosaženo kritického zatížení a deformace odpovídá prvnímu vlastnímu tvaru stabilitního vybočení. Zde byl tento postup použit jen pro stanovení základního tvaru vybočení rámu (delší strany se deformují směrem do šachty, kratší strany se zatlačují do zeminy). V tomto případě byla použita modifikovaná Newton-Raphsonova metoda (MNR) s deseti přírůstky zatížení, v každém kroku bylo prováděno nejvýše 100 iterací. Vnitřní síly byly vypočteny pro počáteční geometrii konstrukci, tedy pro konstrukci bez imperfekcí. Je namístě připomenout, že se stále jedná o materiálově pružnou globální analýzu, která nezohledňuje případnou plastifikaci průřezů (vznik plastických kloubů) a její vliv na přerozdělení vnitřních sil.

Poté, co bylo zřejmé, jakým způsobem rám zkolabuje, byl model pro navazující výpočty upraven: liniové podpory na delších stranách byly odebrány (neuplatní se), naopak na kratších stranách byly ponechány a upraveny na typ „pružná“, tedy v tlaku i v tahu (který ale nenastane). Tato úprava umožnila provést standardní lineární stabilitní výpočet, který je pro další posouzení velmi významný.

Tímto postupem byl stanoven součinitel kritického zatížení $\alpha_{cr} = 40,7$ a definován první vlastní tvar stabilitního vybočení rámu (obr. 6). Význam součinitele je patrný ze vztahu (1).

$$\alpha_{cr,1} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}, \quad (1)$$

kde N_{cr} je pružná kritická síla prutu neoslabeného průřezu pro příslušný způsob vybočení a

N_{Ed} je normálová síla v téměř prutu při působení návrhového zatížení.

První vlastní tvar vykazuje výraznou deformaci delších stran obdélníku a odpovídá stabilitnímu porušení delších prutů.

Výpočet vnitřních sil

Dále byla obdobným způsobem provedena geometricky nelineární analýza stejné konstrukce pro návrhové zatížení (velikosti $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$). Výsledkem jsou průběhy vnitřních sil na ideální konstrukci s uvažováním postupného přetváření vlivem působícího zatížení (obr. 7).

Klasifikace soustav

Klasifikace soustav ve smyslu normy (v normě odst. 5.2.1) byla autory podrobněji popsána v [2]. Stručně řečeno, pokud je hodnota součinitele α_{cr} menší než 10 (resp. 15 v případě plastické globální analýzy), je nutno při provádění globální analýzy uvážit vliv přetvoření konstrukce na průběhy vnitřních sil. To je možno provést několika způsoby, podrobnosti je možné najít v normě.

Z toho plyne, že hodnota součinitele kritického zatížení se může pro různé pruty v rámci jednoho modelu lišit. S ohledem na získaný tvar vybočení (a tedy předpokládané nejslabší místo konstrukce) byl pro další výpočet uvažován prut na delší straně rámu.

Hodnota N_{cr} potom vychází

$$N_{cr} = N_{Ed} \cdot \alpha_{cr} = 42,3 \cdot 40,7 = 1722 \text{ kN}.$$

Přestože hodnota součinitele $\alpha_{cr,1}$ není menší než 10, bude v dalším výpočtu zohledněna deformace rámu. Autoři zde zvolili použití geometricky nelineární globální analýzy (GNA). V konkrétně uváděném číselném příkladu byl ovšem stejný typ

Calculation of internal forces

Further on, the geometrically nonlinear analysis of the same structure was carried out for the design load (magnitude $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$). The results of the analysis is the internal force diagram for an ideal structure with gradual deformation due to the acting load taken into consideration (Fig. 7).

System classification

The classification of the system in the meaning of the Standard (paragraph 5.2.1 of the Standard) was described in more detail in [2]. In brief, if the value of coefficient α_{cr} is smaller than 10 (respectively 15 in the case of plastic global analysis), it is necessary during the course of the global analysis to consider the effect of the structure deformation on the variation of internal forces. It can be carried out in several ways; details can be found in the Standard.

It follows from this fact that the value of the coefficient of critical load can vary for various beams within the framework of one model. Taking into consideration the buckling shape we obtained (and hence the presumed weakest point of the structure), the beam on the longer side of the frame was considered for the further calculation.

The resultant value of N_{cr} is then

$$N_{cr} = N_{Ed} \cdot \alpha_{cr} = 42,3 \cdot 40,7 = 1722 \text{ kN}.$$

Despite the fact that the value of coefficient $\alpha_{cr,1}$ is not smaller than 10, the frame deformation will be taken into account in the subsequent calculation. Here the authors chose the use of the Geometrically Nonlinear Global Analysis (GNA). Of course, the same type of analysis was carried out already in the “manual” stability calculation, which means that the classification of the system has practically no importance in the concretely presented numerical example (nevertheless, the geometrically nonlinear analysis was carried out).

Assessment of the frame in the ultimate limit state

The beam on the longer side of the rectangle will be assessed. The basic frame is interrupted in the point of the greatest bending moment and internal forces are transferred only by a K21 cross-section strap. According to the Standard it is necessary for the beam assessment to meet the following conditions:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} M_{yRk}} \leq 1 \quad \text{and} \quad (2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} M_{yRk}} \leq 1, \quad (3)$$

where

N_{Ed} and $M_{y,Ed}$ are design values of the compressive force and the greatest moment relative to the y-y axis which act on the beam;

N_{Rk} and M_{Rk} are characteristic values of compression (respectively bending) load-carrying capacity of the cross-section;

χ_y and χ_z are buckling coefficients at planar buckling;

χ_{LT} is coefficient of tilting;

k_{yy} , k_{zy} are coefficients of interaction.

The excavation support is secured against tilting continually by bracing, it will therefore be necessary for the assessment to determine only the values of buckling coefficients χ_y and χ_z and values of interaction coefficients k_{yy} and k_{zy} . The characteristic values of the compressive, flexural and shear loading capacity of the cross-section (using plasticity) are:

$$N_{pl,Rk} = A \cdot f_y = 2642 \cdot 295 = 779,4 \text{ kN and}$$

analýzy proveden už při „ručním“ stabilitním výpočtu, fakticky zde tedy klasifikace soustavy nemá žádný význam (provedena byla každopádně geometricky nelineární analýza).

Posouzení rámu v mezním stavu únosnosti

Bude provedeno posouzení prutu na delší straně obdélníka. V místě největšího ohybového momentu je základní rám přerušen a vnitřní síly přenáší pouze příložka s průřezem K21. Podle normy je pro posouzení prutů nutno splnit následující podmínky:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad a \quad (2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1, \quad (3)$$

kde

N_{Ed} a $M_{y,Ed}$ jsou návrhové hodnoty tlakové síly a největšího momentu k ose y-y, působící na prutu;

N_{Rk} a M_{Rk} jsou charakteristické hodnoty únosnosti průřezu v tlaku, resp. v ohybu;

χ_y a χ_z jsou součinitele vzpěrnosti při rovinném vzpěru;

χ_{LT} je součinitel klopení;

k_{yy} , k_{zy} jsou součinitele interakce.

Proti klopení je výztuž průběžně zajištěna pažením, pro posouzení bude tedy třeba stanovit pouze hodnoty vzpěrnostních součinitelů χ_y a χ_z a hodnoty interakčních součinitelů k_{yy} a k_{zy} . Charakteristické hodnoty únosnosti průřezu v tlaku, ohybu a smyku (za využití plasticity) jsou

$$N_{pl,Rk} = A \cdot f_y = 2642 \cdot 295 = 779,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 84211 \cdot 295 = 24,84 \text{ kNm}$$

Stanoví se součinitele vzpěrnosti χ_y a χ_z . Protože ve směru osy šachty je výztuž průběžně zajištěna proti vybočení, je

$$\chi_z = 1.$$

Součinitel vzpěrnosti χ_y pro vybočení v rovině rámu je možné stanovit například s využitím výsledků stabilitního výpočtu. Poměrnou štíhlost lze stanovit ze vztahu

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,1}}} = \sqrt{\frac{2642 \cdot 295}{1722000}} = 0,67.$$

Součinitel vzpěrnosti χ_y (křivka „c“ pro U průřez):

$$\chi_y = 0,74.$$

Pro zajímavost je možné vypočítat vzpěrnou délku odpovídající štíhlosti stanovené stabilitním výpočtem.

$$\lambda_y = \lambda_1 \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{210000}{295}} \cdot 0,67 = 56,2,$$

$$L_{cr,y} = \lambda_y \cdot i_y = 56,2 \cdot \sqrt{\frac{3191000}{2642}} = 1953 \text{ mm},$$

což pro délku prutu 3200 mm odpovídá zhruba

$$L_{cr,y} \approx 0,61 L.$$

Dále se vypočtou součinitele k_{yy} a k_{zy} . Pro jejich stanovení se využije doporučená příloha B normy. Nejprve se stanoví podle tabulky B.3 normy součinitel ekvivalentního momentu C_{my} (tab. 2).

Protože momenty v rámovém rohu a uprostřed delší strany mají zhruba stejnou absolutní velikost (liší se znaménkem), vychází

$$C_{m,y} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \cdot (-1) = 0,1 - 0,8 \cdot (-1) = 0,9.$$

Součinitele k_{yy} a k_{zy} jsou podle doporučené přílohy B.1 normy (tab. 3). Protože je rám po celé délce kontinuálně podepřen, není náchylný ke zkroucení, navíc lze uvažovat součinitel klopení hodnotou $\chi_{LT} = 1,0$.

$$M_{y,pl,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 84211 \cdot 295 = 24,84 \text{ kNm}$$

The coefficients of buckling χ_y and χ_z will be determined. Because the reinforcement is continually secured against buckling in the direction of the shaft axis,

$$\chi_z = 1.$$

The coefficient of buckling χ_y for buckling in the frame plane can be determined, for example, with the use of the results of the stability calculation. The relative slenderness can be determined from the relationship

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,1}}} = \sqrt{\frac{2642 \cdot 295}{1722000}} = 0,67$$

The coefficient of buckling χ_y (curve „c“ for U-section):

$$\chi_y = 0,74.$$

For interest, it is possible to calculate the buckling length corresponding to the slenderness determined by the stability calculation

$$\lambda_y = \lambda_1 \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{210000}{295}} \cdot 0,67 = 56,2,$$

$$L_{cr,y} = \lambda_y \cdot i_y = 56,2 \cdot \sqrt{\frac{3191000}{2642}} = 1953 \text{ mm},$$

Which, for the beam length of 3200mm, roughly corresponds to $L_{cr,y} \approx 0,61 L$.

Further, coefficients k_{yy} and k_z will be calculated. The recommended annexe B of the Standard will be used for the determination. First the coefficient of the equivalent moment C_{my} will be determined according to table B.3 of the Standard (Table 2).

Because the size of the points in the frame corner and in the middle of the longer side is approximately identical (they differ in the sign), the result is

$$C_{m,y} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \cdot (-1) = 0,1 - 0,8 \cdot (-1) = 0,9.$$

Coefficients k_{yy} and k_z are according to the recommended annexe B.1 of the Standard (Table 3). Because the frame is continually carried throughout its length, it is not prone to twisting; in addition, it is possible to assume the torsional index value $\chi_{LT} = 1,0$.

$$k_{yy} = \min \left(\frac{C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \right)}{C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \right)}, \frac{0,9 \left(1 + (0,67 - 0,2) \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right)}{0,9 \left(1 + 0,8 \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right)} \right) = 0,93$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,6 \cdot 0,93 = 0,56$$

After inserting into the interaction conditions, the following results:

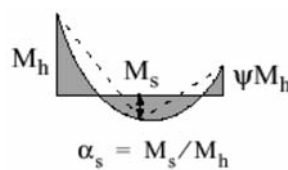
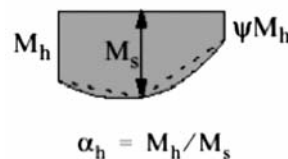
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rk}} = \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} + 0,93 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} = 0,07 + 0,83 = 0,90 \leq 1$$

and

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} M_{y,pl,Rk}} = \frac{42,3}{1,0 \cdot 779,4} + 0,56 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} = 0,05 + 0,50 = 0,55 \leq 1.$$

The frame conforms to the combination of compression and bending.

Tab. 2 Součinitele C_m ekvivalentního konstantního momentu
Table 2 Coefficients C_m of the equivalent constant moment

průběh momentu moment curvature	rozsah scope		C_{my} a C_{mz} a C_{mLT} C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
			rovnorné zatížení uniform load	soustředěné zatížení concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \leq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \leq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Součinitel ekvivalentního konstantního momentu při vybočení s posuvem styčnic se má uvažovat $C_{my} = 0,9$ nebo $C_{mz} = 0,9$.
The coefficient of equivalent constant moment at buckling with displacement of joints is to be considered $C_{my} = 0,9$ or $C_{mz} = 0,9$.

C_{my} , C_{mz} a C_{mLT} se mají stanovit v závislosti na průběhu momentu mezi příslušnými body podepření následovně:
 C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} are to be determined in dependence on the development of the moment between respective carrier points as follows:

součinitel:
coefficient:

osa ohybu:
bending axis:

body podepřené ve směru:
points carried in the direction:

C_{my}
 C_{mz}
 C_{mLT}

y-y
z-z
y-y

z-z
y-y
y-y

Tab. 3 Interakční součinitele k_{ij} pro pruty, které nejsou náchylné ke zkroucení
Table 3 Interaction coefficients k_{ij} for the beams which are not prone to twisting

interakční součinitele interaction coefficients	typ průřezu cross-section type	předpoklady navrhování / design assumptions	
		pružnostní návrh – průřezy třídy 3 a 4 elastic design – cross-section classes 3 and 4	plastický návrh – průřezy třídy 1 a 2 plastic design – cross-section classes 1 and 2
k_{yy}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow sections	$C_{my} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow sections	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow section	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I průřezy I-sections	$C_{mz} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	pravoúhlé duté průřezy rectangular hollow sections		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Pro I a H-průřezy a pro pravoúhlé duté průřezy namáhané osovým tlakem a rovinným ohybem $M_{y,Ed}$ může být $k_{zy} = 0$.
For I- and H-cross sections and for rectangular hollow cross-sections subjected to axial compression and planar bending $M_{y,Ed}$, it is possible that $k_{zy} = 0$.



Obr. 3 Modelování deformace průřezu MKP [3]

Fig. 3 FEM modelling of a cross-section [3]

$$k_{yy} = \min \left(\frac{C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)}{C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)} \right) =$$

$$= \min \left(\frac{0,9 \left(1 + (0,67 - 0,2) \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right)}{0,9 \left(1 + 0,8 \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right)} \right) = 0,93$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,6 \cdot 0,93 = 0,56$$

Po dosažení do interakčních podmínek vychází:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} + 0,93 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,07 + 0,83 = 0,90 \leq 1$$

a

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{1,0 \cdot 779,4} + 0,56 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,05 + 0,50 = 0,55 \leq 1.$$

Rám na kombinaci tlaku a ohybu vyhovuje.

Únosnost průřezu ve smyku se stanoví podle odstavce 6.2.6 normy

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47 \text{ kN}.$$

Ještě je potřeba posoudit kombinaci momentu, osové síly a smyku:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47 \text{ kN} = 94 \text{ kN}.$$

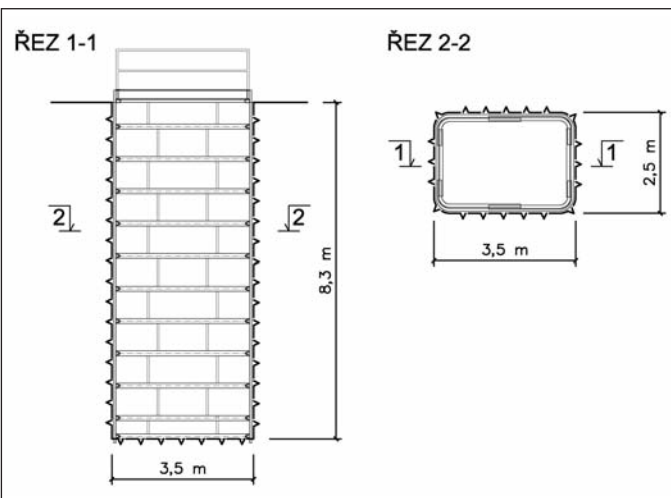
Vyhovuje, jedná se o malý smyk.

Posouzení spoje

Spojení jednotlivých dílů dužní ocelové výztuže je provedeno třmenovým spojem. Tento spoj je primárně navržen jako poddajný, tzn. že při dosažení určité síly dojde k prokluzu spoje. Únosnost třmenového spoje (tzn. odpor výztuže proti prokluzu) je dána především utahovacím momentem a mechanickými vlastnostmi spojovacího materiálu, tzn. třmene, spojky a matic. Pro výše uvedený třmenový spoj je nejnižší průměrná hodnota odporu výztuže proti prokluzu 150 kN, normálová síla v místě spoje je 42,28 kN, spoj tedy bezpečně vyhoví.

Výpočet průhybu

Přetvoření konstrukce je stanoveno nelineárním výpočtem pro zatížení snížené součinitelem zatížení $\gamma_f = 1,5$. Zatížení po obvodu rámu má tedy charakteristickou hodnotu $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, maximální posun pro charakteristickou kombinaci je 12 mm, což odpovídá zhruba $L/266$.



Obr. 4 Geometrie šachty

Fig. 4 Shaft geometry

The shear loading capacity shall be determined according to paragraph 6.2.6 of the Standard

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47 \text{ kN}.$$

In addition it is necessary to assess the combination of moment, axial force and shear:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47 \text{ kN} = 94 \text{ kN}.$$

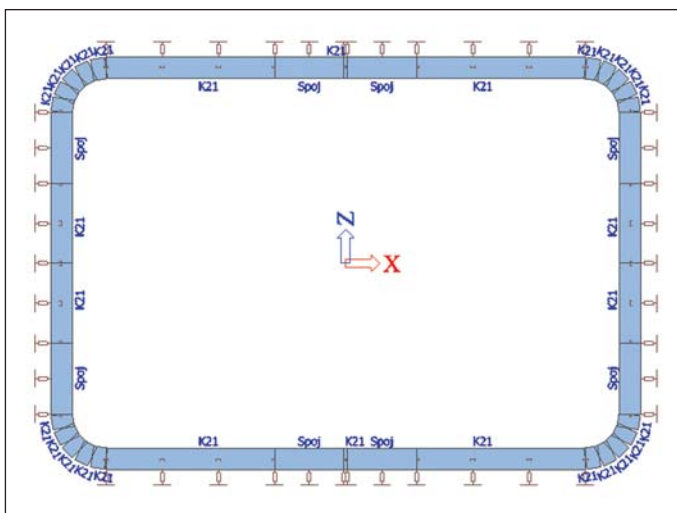
It is satisfactory, the shear is small.

Joint assessment

The connection of individual elements of the colliery steel reinforcement is carried out by a joint. This joint is primarily designed as a yieldable joint, which means that the joint yields when a certain force is reached. The loading capacity of the sliding joint (i.e. resistance of the joint to yielding) is given first of all by the tightening torque moment and mechanical properties of the joining material, i.e. the yoke, the interconnecting piece and nuts. The lowest average value of the reinforcement resistance to yielding is 150 kN, the normal force at the point of the joint is 42,28 kN; the joint is therefore safely compliant.

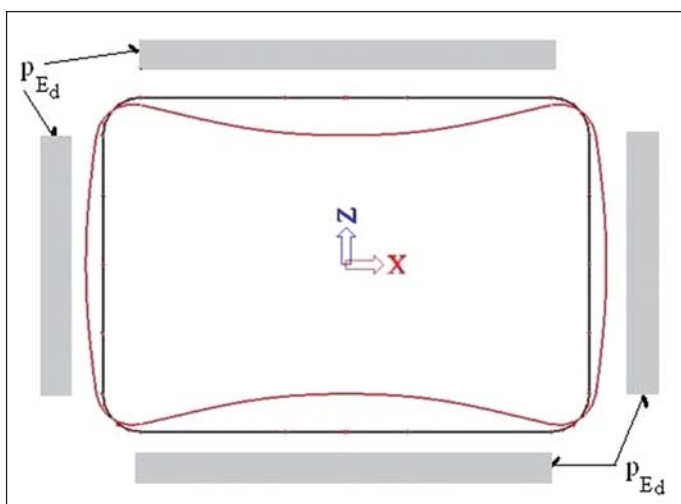
Deflection calculation

The deformation of the structure is determined by a nonlinear calculation for loading reduced by the load coefficient $\gamma_f = 1,5$. The loading around the frame circumference has therefore the characteristic value $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, the maxi-



Obr. 5 Prutový numerický model

Fig. 5 Numerical beam-based model



Obr. 6 První tvar stabilitního vybočení rámu
Fig. 6 First shape of stability deviation of the frame

Druhý způsob – přímé řešení II. řádem

Zásadním rozdílem oproti výše uvedenému způsobu posouzení je zahrnutí imperfekcí přímo do výpočetního modelu. Pokud se zavedou globální (naklonění soustavy) i lokální (prohnutí prutů) imperfekce do geometrie konstrukce, posuzují se potom už pouze průřezy, zatímco v předchozím postupu se provádělo posouzení prutů. Postup posouzení tímto způsobem obsahuje tyto základní kroky:

1. Stabilitní výpočet
2. Zavedení celkových imperfekcí
3. Nelineární globální analýza (výpočet vnitřních sil)
4. Posouzení průřezu rámu v mezním stavu únosnosti
5. Posouzení spoje, tzn. odpor výztuže proti prokluzu
6. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

Stabilitní výpočet

Stabilitní výpočet se provede na počátečním tvaru rámu. Postup i výsledky jsou tedy stejné jako v předchozím případě.

Zavedení celkových imperfekcí

Norma rozlišuje dva základní typy imperfekcí zaváděných do výpočtu: globální a lokální. Jejich aplikace je poměrně snadná v případech tradičních rámu (naklonění soustavy a prohnutí prutů), pro složitější konstrukce může být jejich zavedení obtížné a navíc nejednoznačné. Norma proto umožňuje použít obecnou alternativu k výše uvedenému postupu. Je možné jako jednu společnou globální a lokální imperfekci uvažovat kritický tvar vybočení konstrukce v pružném stavu reprezentovaný funkcí η_{cr} . Absolutní velikost imperfekce je možné stanovit z výrazu:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}'''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI\eta_{cr,max}'''} \eta_{cr}, \quad (4)$$

kde

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2}, \text{ pro } \bar{\lambda} > 0,2, \quad (5)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \text{ je poměrná štíhlost konstrukce,} \quad (6)$$

α je imperfekce pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti, χ je součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku a průřez,

$\alpha_{ult,k}$ je nejmenší násobek soustavy osových sil N_{Ed} v prutech pro dosažení charakteristické únosnosti v nejvíce namáhaném průřezu (bez vlivu vzpěru), tedy

maximum displacement for the characteristic combination is 12mm, which corresponds approximately to $L/266$.

The second procedure – direct solution by the 2nd order

The basic difference against the above-mentioned method of assessing is the incorporation of imperfections directly into the calculation model. When global (tilting the system) and local (deflection of beams) imperfections are introduced into the structure, only structures are assessed, whilst the assessment of beams was carried out in the previous procedure. The assessment procedure consists of the following basic steps:

1. Stability calculation
2. Introduction of global imperfections
3. Nonlinear global analysis (calculation of internal forces)
4. Assessment of the frame cross-section in the ultimate limit state
5. Assessment of the joint, i.e. The resistance of the reinforcement to yielding
6. Assessment in the ultimate state of applicability

Stability calculation

The stability calculation is carried out on the initial shape of the frame. The procedure and results are therefore identical with the previous case.

Introduction of global imperfections

The Standard distinguishes two basic types of imperfections introduced into the calculation: global and local ones. Their application is relatively easy in the cases of traditional frames (the system tilting and deflection of beams); their introduction can be difficult and, in addition, unambiguous for more complicated structures. The Standard therefore allows for using a general alternative to the above-mentioned procedure. It is possible to consider the critical shape of structure deflection in elastic state represented by function η_{cr} to be one common global and local imperfection. The absolute magnitude of imperfection can be determined from the expression:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}'''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI\eta_{cr,max}'''} \eta_{cr}, \quad (4)$$

where

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2}, \text{ for } \bar{\lambda} > 0,2, \quad (5)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \text{ is relative slenderness of the structure,} \quad (6)$$

α is imperfection for the respective buckling strength curve, χ is the buckling coefficient for the respective curve and cross-section,

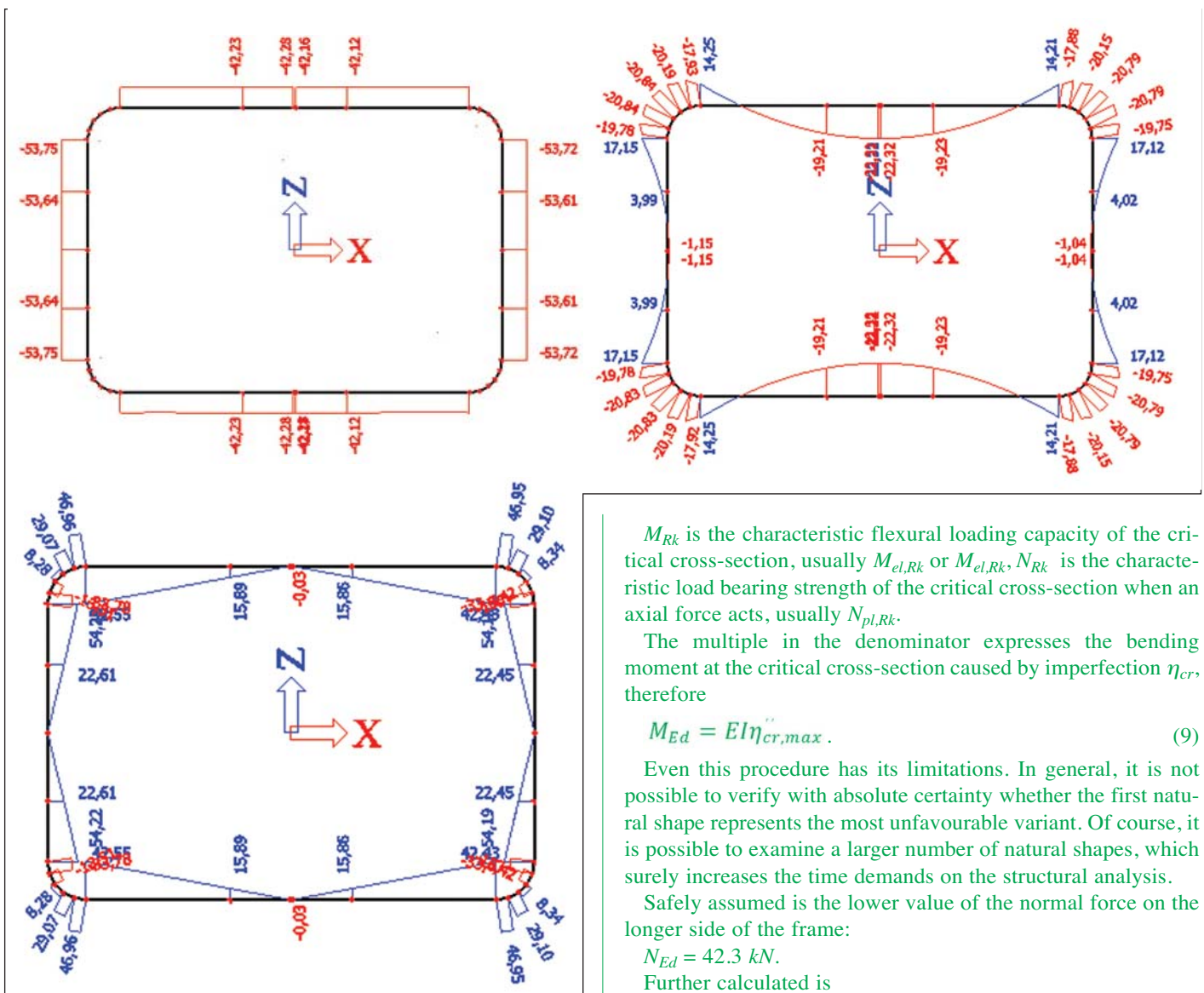
$\alpha_{ult,k}$ is the smallest multiple of the system of axial forces N_{Ed} in beams for achieving the characteristic loading capacity in the most stressed cross-section (without the buckling effect), therefore

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}}, \quad (7)$$

α_{cr} is the lowest multiple of the system of axial forces in beams for achieving the critical buckling at the elastic calculation, therefore

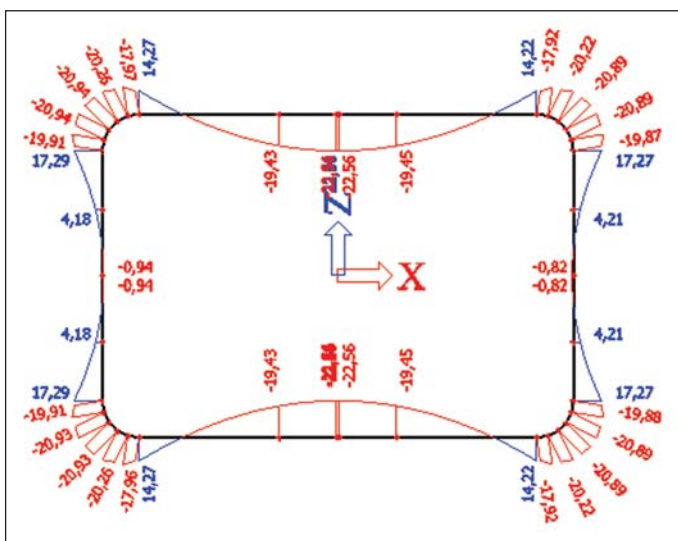
$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}. \quad (8)$$

Where N_{cr} is the critical force in the critical beam and N_{Ed} is the design value of the normal force at the same place,



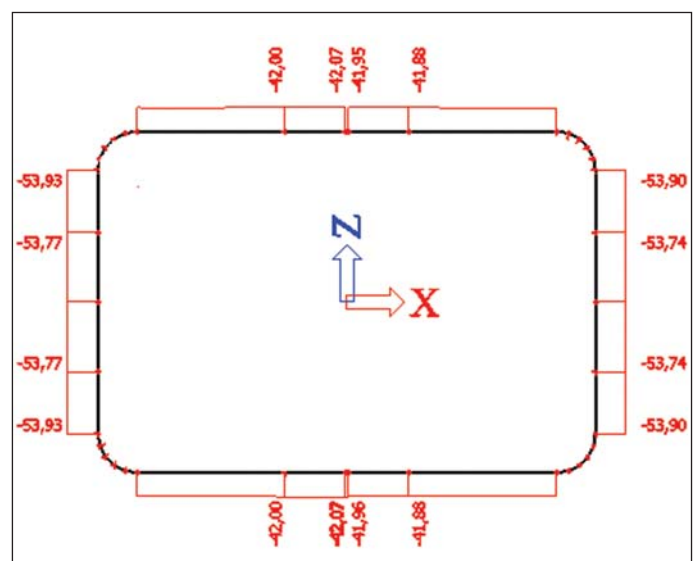
Obr. 7 Nelineární kombinace NC1, konstrukce bez imperfekcí, N_{Ed} (vlevo nahoře), M_{Ed} (vpravo nahoře) a $V_{z,Ed}$ (dole) (Pozn.: Hodnoty normálových sil v obloukových částech rámu nejsou vyznačeny)

Fig. 7 Nonlinear combination NC1, structure without imperfections, N_{Ed} (left top), M_{Ed} (right top) and $V_{z,Ed}$ (bottom) (Note: The values of normal forces in the curved parts of the frame are not indicated)



Obr. 8 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, ohybový moment M_{Ed}

Fig. 8 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, bending moment M_{Ed}



Obr. 9 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, normálová síla N_{Ed} (Pozn.: Hodnoty normálových sil v obloukových částech rámu nejsou vyznačeny)

Fig. 9 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, normal force N_{Ed} (Note: The values of normal forces in the curved parts of the frame are not indicated)

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}}, \quad (7)$$

α_{cr} je nejmenší násobek soustavy osových sil N_{Ed} v prutech pro dosažení kritického vybočení při pružném výpočtu, tedy

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}, \quad (8)$$

kde N_{cr} je kritická síla v rozhodujícím prutu a N_{Ed} je návrhová hodnota normálové síly v témže místě,

M_{Rk} je charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu v ohybu, zpravidla $M_{el,Rk}$ nebo $M_{el,Rk}$, N_{Rk} je charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu při působení osově síly, zpravidla $N_{pl,Rk}$.

Součin ve jmenovateli vyjadřuje ohybový moment v rozhodujícím průřezu vyvolaný imperfekcí η_{cr} , tedy

$$M_{Ed} = E I \eta_{cr,max}. \quad (9)$$

I tento postup však má svá omezení. Nelze obecně s absolutní jistotou ověřit, že první vlastní tvar vybočení reprezentuje nejneprůzračnější variantu. Je samozřejmě možné vyšetřit větší počet vlastních tvarů, což ovšem výrazně zvyšuje časové nároky na statický výpočet.

Bezpečně je uvažována nižší hodnota normálové síly na delší straně rámu:

$$N_{Ed} = 42,3 \text{ kN}.$$

Dále se vypočítá

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}} = \frac{779,4}{42,3} = 18,4 \text{ a}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{18,4}{40,7}} = 0,67.$$

Této relativní štíhlosti odpovídá pro vzpěrnostní křivku „c“ hodnota $\chi_y = 0,74$. Imperfekce pro křivku „c“ $\alpha = 0,49$. Protože je relativní štíhlost $\bar{\lambda}_y > 0,2$, je možno vyčíslit amplitudu imperfekce

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} =$$

$$= 0,49(0,67 - 0,2) \frac{24\,840\,000}{779\,400} \cdot 1 = 7,4 \text{ mm}.$$

Nelineární globální analýza imperfektní konstrukce (GNIA)

Zatížení bylo totožné jako v předchozím případě u NC1. Použitý software (SCIA Engineer 15) umožňuje zadat zatížení na konstrukci, na níž je aplikováno počáteční zakřivení konstrukce: zvolí se konkrétní stabilitní tvar a amplituda imperfekce. Následně byl proveden nelineární výpočet Modifikovanou Newton-Raphsonovou metodou, stejně jako v předchozím případě. Výsledky vnitřních sil (NC2) jsou na obr. 8–10.

Posouzení průřezu v mezním stavu únosnosti

Posouzení průřezu na kombinaci momentu a normálové síly se provede podle odstavce 6.2.9 normy. Základní vztah má tvar

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (10)$$

kde $M_{N,Rd}$ je návrhový plastický moment únosnosti redukováný v důsledku působení osově síly N_{Ed} .

Hodnotu redukováného momentu únosnosti lze vyčíslit následovně

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 24,84 \left(1 - \left(\frac{42,1}{779,4} \right)^2 \right) = 24,76 \text{ kNm} > 22,6 \text{ kNm},$$

průřez vyhovuje.

Únosnost průřezu ve smyku se provede obdobně jako v předchozím případě

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{18,4}{40,7}} = 0,67.$$

Value $\chi_y = 0,74$ corresponds to this relative slenderness for buckling curve “c”. The imperfection for curve “c” $\alpha = 0,49$. Because the relative slenderness is $\bar{\lambda}_y > 0,2$, it is possible to enumerate the imperfection amplitude

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} =$$

$$= 0,49(0,67 - 0,2) \frac{24\,840\,000}{779\,400} \cdot 1 = 7,4 \text{ mm}.$$

Nonlinear global analysis of an imperfect structure (GNIA)

The load was identical with that used in the previous case at NC1. The software used (SCIA Engineer 15) allows for introducing load on a structure to which the initial curvature of the structure is applied: the concrete stability shape and amplitude of the imperfection is chosen. Subsequently the nonlinear calculation using the Modified Newton-Raphson Method was carried out, identically with the preceding case. The results of internal forces (NC2) are in Figures 8-10.

Assessment of the cross-section in the ultimate limit state

The assessment of the cross-section for the combination of a moment and a normal force is carried out according to paragraph 6.2 of the Standard. The basic relationship has the following form:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (10)$$

where $M_{N,Rd}$ is the design plastic loading capacity moment reduced as a result of the action of normal force N_{Ed} .

The value of the reduced loading capacity moment can be enumerated as follows:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 24,84 \left(1 - \left(\frac{42,1}{779,4} \right)^2 \right) = 24,76 \text{ kNm} > 22,6 \text{ kNm}.$$

The cross-section is satisfactory.

The shear capacity of the cross-section is carried out similarly to the preceding case

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47,3 \text{ kN}.$$

The cross-section is satisfactory. In addition, it is necessary to assess the combination of the moment, axial force and shear:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2 V_{Ed} = 2 \cdot 47,3 \text{ kN} = 94,6 \text{ kN}$$

It is satisfactory, the shear is small and the flexural loading capacity does not need to be reduced.

The calculation of deflection using the second procedure will not be carried out here.

Assessment of the joint

The interconnection of individual components of the colliery steel reinforcement is carried out by means of a sliding joint. This joint is primarily designed as a yielding structure, which means that when a certain force is reached, the joint yields. The load-carrying capacity of the sliding joint (i.e. the resistance of the reinforcement to yielding) is given first of all by the tightening torque moment and mechanical properties of the joining material, i.e. the yoke, interconnecting piece and nuts. For the above-mentioned sliding joint, the lowest average value of the resistance of reinforcement to yielding is 150 kN, normal force at the joint place is 42,07 kN; the joint will therefore be satisfactory.

Calculation of deflection

The deformation of the structure is determined by a nonlinear analysis for loading reduced by the loading coefficient $\gamma_f = 1,5$. The loading around the frame circumference has therefore

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47,3 \text{ kN}$$

Ještě je potřeba posoudit kombinaci momentu, osově síly a smyku:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2 V_{Ed} = 2 \cdot 47,3 \text{ kN} = 95 \text{ kN}$$

Vyhovuje, jedná se o malý smyk, ohybovou únosnost není potřeba redukovat.

Výpočet průhybu druhým postupem zde nebude proveden.

Posouzení spoje

Spojení jednotlivých dílů důlní ocelové výztuže je provedeno třmenovým spojem. Tento spoj je primárně navržen jako poddajný, tzn. že při dosažení určité síly dojde k prokluzu spoje. Únosnost třmenového spoje (tzn. odpor výztuže proti prokluzu) je dána především utahovacím momentem a mechanickými vlastnostmi spojovacího materiálu, tzn. třmene, spojky a matic. Pro výše uvedený třmenový spoj je nejnižší průměrná hodnota odporu výztuže proti prokluzu 150 kN, normálová síla v místě spoje je 42,07 kN, spoj tedy bezpečně vyhoví.

Výpočet průhybu

Přetvoření konstrukce je stanoveno nelineárním výpočtem pro zatížení snížené součinitelem zatížení $\gamma_f = 1,5$. Zatížení po obvodu rámu má tedy charakteristickou hodnotu $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, maximální posun pro charakteristickou kombinaci je 12 mm, což odpovídá zhruba $L/266$.

ZÁVĚR

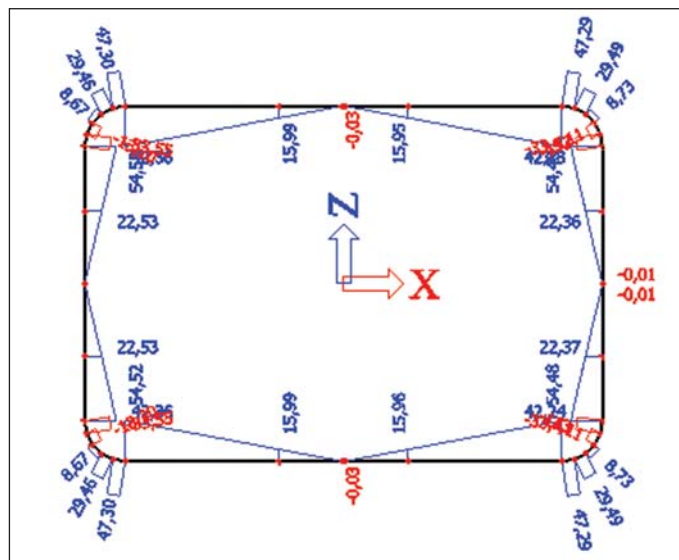
Norma ČSN EN 1993-1-1, která platí pro návrh ocelových konstrukcí pozemních staveb, umožňuje výhodně využít nové možnosti návrhu pomocí inženýrských softwarů. Článek prezentuje příklad posouzení výztužného rámu šachty dvěma způsoby. Prvním je analýza počátečního tvaru rámu s využitím stabilního výpočtu pro stanovení celkové štíhlosti s posouzením rozhodujícího prutu, druhým způsobem je nelineární analýza imperfektní konstrukce a následné posouzení rozhodujícího průřezu. Autoři zde oproti svému předchozímu článku [2] využili plastické rezervy průřezu.

Poděkování

Článek vznikl v souvislosti s řešením úloh začleněných do projektu SGS15/137/OHK1/2T/11.

doc. Dr. Ing. JAKUB DOLEJŠ,
dolejs@fsv.cvut.cz, FSv ČVUT,
Ing. MICHAL SEDLÁČEK, Ph.D.,
sedlacek@ko-ka.cz, Ko-Ka s.r.o.

Recenzovali / Reviewed: doc. Ing. Petr Janas, CSc.,
doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.



Obr. 10 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, posouvající síla V_{Ed}

Fig. 10 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, shear force V_{Ed}

a characteristic value $p_{Ek} = 26.7 \text{ kN/m}$, the maximum displacement for the characteristic combination is 12 mm, which approximately corresponds to $L/266$.

CONCLUSION

The CSN EN 1993-1-1 standard, which is applicable to the design of steel structures of building structures, allows for using new designing options by means of engineering software. The paper presents, for example, the assessment of the reinforcing frame by two methods. The first one is the analysis of the frame in the initial shape using a stability calculation for the determination of the overall slenderness with the assessment of the critical beam; the other method is the nonlinear analysis of an imperfect structure and subsequent assessment of the critical cross-section. The authors used, in contrast with their previous paper [2], the plastic reserve of the cross-section.

Acknowledgements

The paper originated in the context of the solution to problems incorporated into the SGS 15/137/OHK1/2T/11.

doc. Dr. Ing. JAKUB DOLEJŠ,
dolejs@fsv.cvut.cz, FSv ČVUT,
Ing. MICHAL SEDLÁČEK, Ph.D., sedlacek@ko-ka.cz,
Ko-Ka s.r.o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ČSN EN 1993-1-1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 2006, vč. Změny NA ed. A, ČNI 2007, Opravy Opr. 1, ÚNMZ 2010, Změny Z1, ÚNMZ, 2010
- [2] DOLEJŠ, J., SEDLÁČEK, M. Posouzení důlní ocelové výztuže podle ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3. Tunel, 3/2011, ISSN 1211-0728
- [3] JANAS, P. Ocelová oblouková výztuž v dlouhých důlních dílech, současné možnosti jejího posuzování a dimenzování. Sborník příspěvků 2. Tradiční mezinárodní geomechanické a geofyzikální kolokvium. Ostravice: 2008, ISBN 978-80-86407-36-4, str.79-78
- [4] MARKOPOULOS, A., JANAS, P., PODEŠVA, J. Náhradní ohybová tuhost profilu TH-29. In New Trends in Statics and Dynamics of Building 2010. Sborník příspěvků. Bratislava: 2010, s. 101-102. ISBN 978-80-227-3373-1. (Alternative flexural rigidity of TH-29 section)
- [5] JANAS, P., KOLOŠ, I., FOJTÍK, R. Classification of Steel Mine Support Sections as per EC3 Classification. Advanced Materials Research, vol. 969 (2014), pp 63-66
- [6] ČSN 44 2601 Důlní ocelová výztuž – společná ustanovení
- [7] Katalog důlní ocelové výztuže – Mittal Steel Ostrava a. s.
- [8] Katalog důlní ocelové výztuže – KABEDEX s. r. o.
- [9] ČSN 41 1500 – Ocel 11 500

FOTOREPORTÁŽ ZO SLÁVNOSTNÉHO OTVORENIA DIAĽNIČNÉHO ÚSEKU D1 JÁNOVCE – JABLONOV, II. ÚSEK S TUNELOM ŠIBENIK

PICTURE REPORT FROM THE INAUGURATION CEREMONY AT THE JÁNOVCE – JABLONOV SECTION OF THE D1 MOTORWAY, STRETCH NO.2 WITH THE ŠIBENIK TUNNEL



Obr. 1 Dokončovacie práce pred otvorením diaľničného úseku
Fig. 1 Finishing work before opening the motorway section to traffic



Obr. 2 Tunel Šibenik – pripravený na uvedenie do užívania
Fig. 2 Šibenik tunnel – prepared for opening to traffic



Obr. 3 Západný portál
Fig. 3 Western portal



Obr. 4 Východný portál
Fig. 4 Eastern portal



Obr. 5 Slávnostné prestrihnutie pásky
Fig. 5 Tape cutting ceremony



Obr. 6 Prejazd prvých vozidiel tunelom po uvedení do užívania
Fig. 6 Passage of first vehicles through the tunnel after its opening to traffic

FOTOREPORTÁŽ Z KONFERENCIE TUNELY A PODZEMNÉ STAVBY 2015 V ŽILINE

PICTURE REPORT FROM THE CONFERENCE TUNNELS AND UNDERGROUND CONSTRUCTION ŽILINA 2015



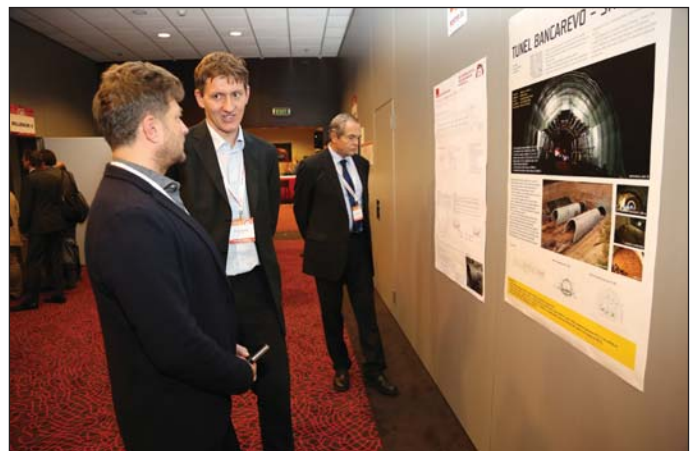
Obr. 1 Otvorenie konferencie
Fig. 1 Conference opening



Obr. 2 Predseda žilinského samosprávneho kraja Ing. Juraj Blanár s ocenenými nestormi tunelového staviteľstva
Fig. 2 Ing. Juraj Blanár, the chairman of the Autonomous Region of Žilina, with the appreciated tunnel engineering nestors



Obr. 3 Počas konferencie odznelo viac ako 40 zaujímavých prednášok
Fig. 3 Over 40 interesting lectures were delivered during the conference



Obr. 4 Pozornosť priťahovala aj posterová časť prezentácií
Fig. 4 Even the poster part of presentations attracted attention



Obr. 5 Spoločenského večera sa zúčastnili aj všetci (bývalí aj súčasný) predsedovia STA
Fig. 5 The conference gala dinner was attended even by all (former and current) chairmen of the STA



Obr. 6 Exkurzia na tunel Považský Chlmec
Fig. 6 Excursion to the Považský Chlmec tunnel

FOTOREPORTÁŽ ZE SLAVNOSTNÍ PRORÁŽKY JIŽNÍ TUNELOVÉ TROUBY TUNELU POVAŽSKÝ CHLMEC 28. LEDNA 2016 (FOTO ING. MAŘÍK)

PICTURE REPORT FROM CEREMONIAL BREAKTHROUGH OF THE SOUTHERN TUBE OF POVAŽSKÝ CHLMEC TUNNEL ON 28TH JANUARY 2016 (PHOTO ING. MAŘÍK)



Obr. 1 Slavnostní zahájení prorážky členem představenstva společnosti HOCHTIEF CZ a.s. Tomášem Korandou

Fig. 1 Ceremonial commencement of the breakthrough by Mr. Tomáš Koranda, a member of HOCHTIEF CZ a. s. Board of Directors



Obr. 2 Razičská parta před prorážkou od střední jámy

Fig. 2 The mining crew before the breakthrough from the mid-point construction pit



Obr. 3 Proraženo – pohled od východního portálu

Fig. 3 Breakthrough finished – a view from the eastern portal



Obr. 4 Symbolické setkání na čelbě

Fig. 4 Symbolic meeting at the heading



Obr. 5 Generální ředitel a předseda představenstva NDS Milan Gajdoš v obležení novinářů

Fig. 5 Mr. Milan Gajdoš, General Director and Chairman of the Board of Directors of NDS, under siege by journalists



Obr. 6 Realizační tým po proražení tunelu

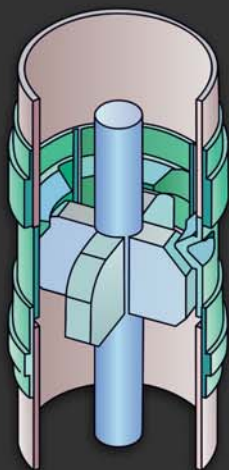
Fig. 6 Realisation team after the tunnel breakthrough

SEE

LOOK

OBSERVE

MEASURE



PRECISION 3D GEOMONITORING SURFACE AND UNDERGROUND



GEOFOS_{s.r.o.}



Sféry činnosti

Prieskumy
Monitoringy
Dozory
Konzultácie



Oblasti pôsobenia

Cesty a diaľnice
Tunely a mosty
Železnice
Budovy
Vodné diela
Životné prostredie



Špecializácia

Inžinierska geológia
Hydrogeológia
Geotechnika
Terénne merania
Ekológia



EN ISO 9001

EN ISO 14 001

OHSAS 18 001

GEOFOS, s.r.o.

Veľký Diel 3323
010 08 Žilina
Slovenská republika
tel.: +421 41 5652 747
geofos@geofos.sk
www.geofos.sk



VIS, a.s. zajišťuje

- investorské služby a inženýrskou činnost zejména pro dopravní stavby, komunikace, mosty, tunely (vč. technologického vybavení)
- konzultační činnost v investiční výstavbě
- měření a sledování při ražbě a výstavbě tunelů
- zabezpečení vstupních podkladů, projektové přípravy a dodávek pro stavby



VIS, a.s.

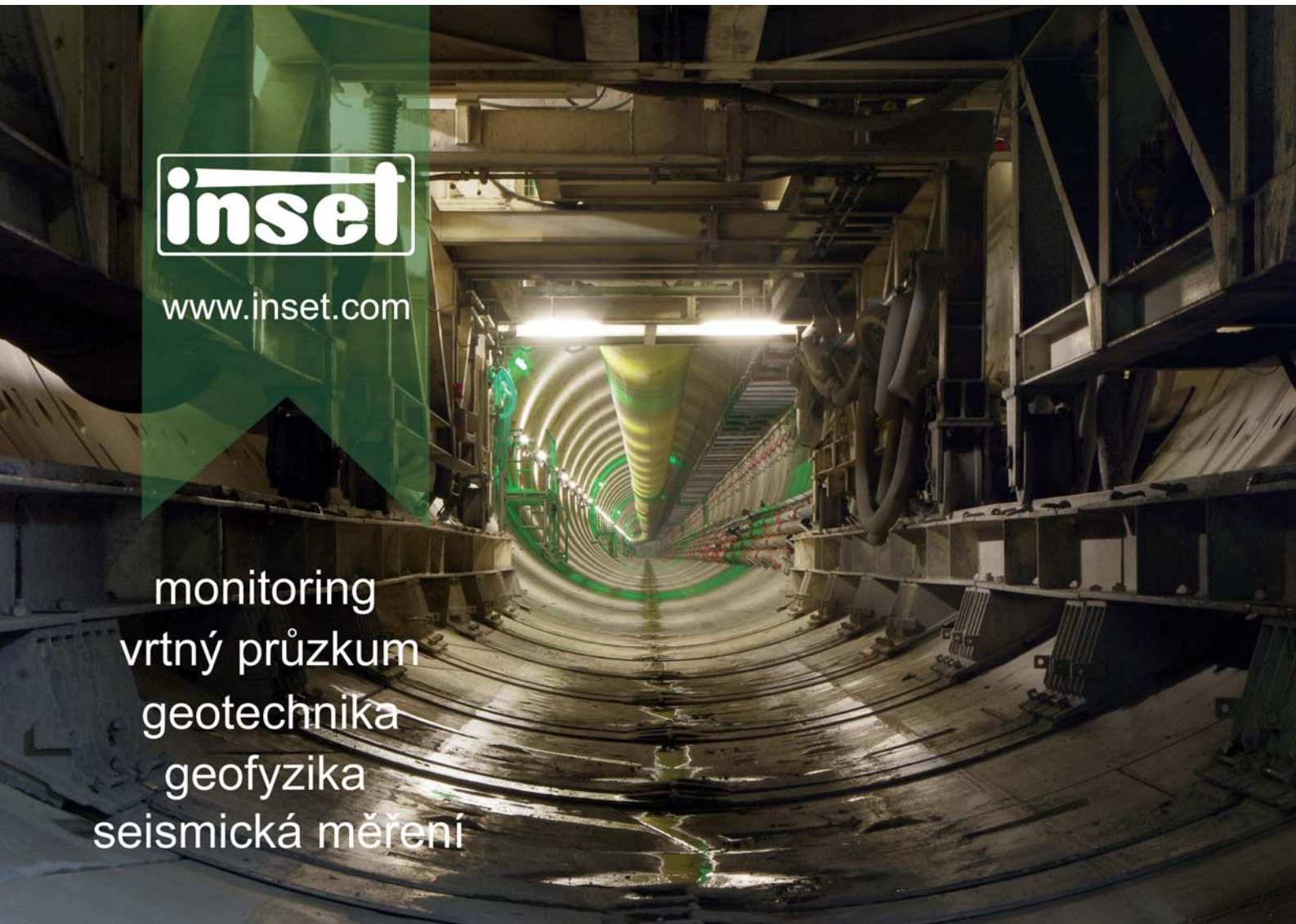
Bezová 1658/1
147 01 Praha 4

tel.: 244 466 111

fax: 244 462 512

e-mail: vis@vis.cz

<http://www.vis.cz>

inset

www.inset.com

monitoring
vrtný průzkum
geotechnika
geofyzika
seismická měření

Potrubí z odstředivě litého sklolaminátu

- DN 150 – 3 600
- SN 2 500 – 1 000 000
- PN 1 – 32



Protlak pod železnicí Cikowice
Polsko z DN 3 000

HOBAS CZ spol. s r.o.
Tř. Maršála Malinovského 306
686 01 Uherské Hradiště
Česká republika
Tel.: +420 572 520 311
Fax: +420 572 520 319
Email: hobas.czech@hobas.com

ANGERMEIER



Angermeier Engineers, s.r.o.
Pražská 810/16, 102 21 Praha 10
Angermeier Slovensko, s.r.o.
Seberíniho 1, 821 03 Bratislava
www.angermeier.cz, www.angermeier.sk

Naše geodetická kancelář nabízí a provádí:

- vše kolem geometrie na stavbách v podzemí i na povrchu
- inženýrská geodézie doprovázející výstavbu
- tvorba, údržba a kontrola přesných vytyčovacích sítí
- 3D skenování a jeho vyhodnocení
- výpočet vytyčovacích prvků (směrové a výškové vedení tras)
- účast na geotechnickém monitoringu a měření posunů
- velmi přesná měření deformací

Jsme držitelé certifikátů podle ČSN EN ISO 9001:2009 a 14001:2005

Zkušenosti ze staveb doma i v zahraničí:

tunely Mrázovka, Dobrovského, Lahovice,
Blanka, Sudoměřice, Ejovice
Chenani Nashri Tunnel - Indie
tunely Svrčinovec, Povážský Chlmec - SK
metro V.A a IV.C, Praha
kolektory a ražby malých profilů
tramvajové trati Barrandov a Radlická, Praha
koridorové stavby
geotechnický monitoring Stoka CO3, tunel Ejovice

Nabízíme více než 20letou zkušenost v oboru

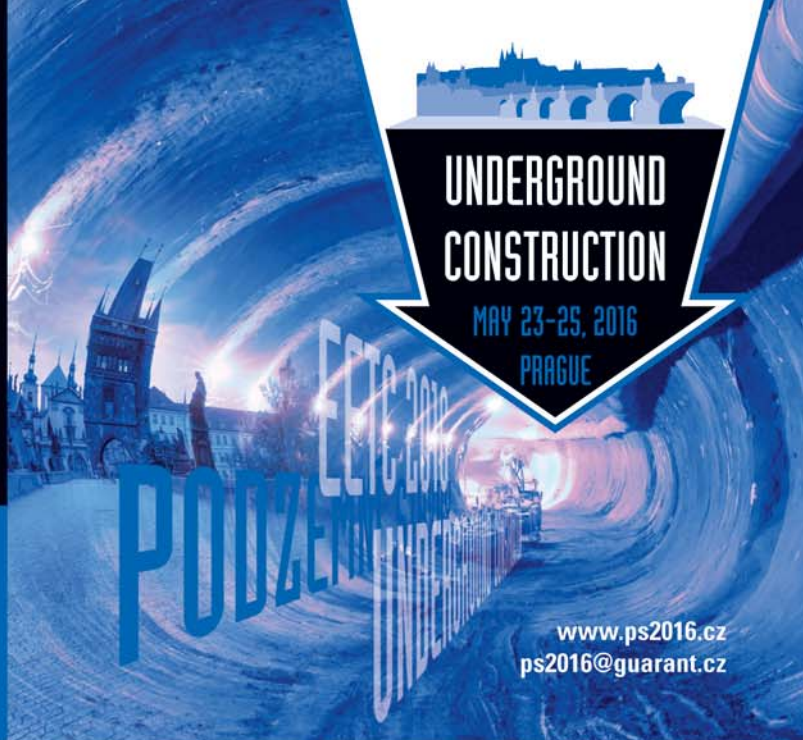


13. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE
13TH INTERNATIONAL CONFERENCE
PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016
UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2016

3. VÝCHODOEVROPSKÁ TUNELÁŘSKÁ KONFERENCE
3RD EASTERN EUROPEAN TUNELLING CONFERENCE

EETC 2016

23.-25. KVĚTNA 2016 | PRAHA, ČESKÁ REPUBLIKA
23-25 MAY 2016 | PRAGUE, CZECH REPUBLIC



www.ps2016.cz
ps2016@guarant.cz

Rádi bychom poděkovali našim sponzorům / We would like to thank to our sponsors:

Platinoví partneři / Platinum Partners



Zlatí partneři / Gold Partners



Stříbrní partneři / Silver Partners



ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MOZAIKA ZE SVĚTA

■ První ražba TBM na rakouské části BBT zahájena

Na úseku Tufles – Pfons na rakouské části grandiózní stavby Brennerského bazového tunelu (BBT) zahájil ražbu první TBM. Montáž jeho přední části proběhla v montážní komoře velikosti 120x15x15 m, která se nachází 3,5 km v hoře a je dosažitelná přes přístupový tunel Ahrental. Tím byl později přitažen v brennerském údolí kompletně smontovaný závěs štítu.

Řezná hlava o profilu 7,93 m zahájila ražbu patnácti km středního (průzkumného) tunelu 26. září 2015.

Celkové informace o stavbě BBT byly uveřejněny v čísle 1/2015 časopisu Tunel.

■ Obě trouby tunelu Bosruck v provozu a další tunelové práce na dálnici A9

Na rakouské dálnici A9 jsou od 19. října 2015 v provozu obě trouby 5,5 km dlouhého tunelu Bosruck. Jeho první trouba byla v obousměrném provozu od roku 1983, druhá trouba byla zprovozněna v létě roku 2013. Pak následovala důkladná rekonstrukce první trouby. Tunel Bosruck je nyní jedním z nejlépe vybavených dálničních tunelů v Evropě. Mimo jiné je v něm instalován nově vyvinutý akustický monitorovací systém. Speciální mikrofony zachycují neobvyklé zvuky, například vznikající při srážce nebo prudkém brzdění aut. Dispečeri z řídicího centra mohou také pomocí instalovaných amplionů vydávat pokyny řidičům či jiným osobám nacházejícím se v tunelu.

I u dalších tunelů budou postupně dobudovány druhé trouby. U čtyř kratších tunelů směrem k Linci by se tak mělo stát koncem roku 2017, pak bude následovat rekonstrukce starých trub a jednosměrný provoz v obou troubách by měl začít koncem roku 2018.

Osm kilometrů dlouhý tunel Gleinalm na štyrském úseku A9 se také dočká druhé trouby a zahájení jednosměrného provozu v jeho obou troubách se plánuje na rok 2019.

■ Severo-jihní obchvat Stockholmu

Nový severo-jihní obchvat Stockholmu bude 21 km dlouhý, z čehož 17 km povede v tunelech. První stavba obchvatu byla zahájena v říjnu 2015 a zahrnuje především 7,2 km dlouhý tunel Johannelund, který tvoří dvojice třípruhových tunelů včetně vjezdových a výjezdových ramp a 4 přístupové tunely. Doba výstavby první ze šesti staveb obchvatu potrvá 6 let.

■ Provozní zkoušky Gotthardského bazového tunelu

Na základě povolení úřadů probíhají od 1. října 2015 provozní zkoušky v Gotthardském bazovém tunelu. V listopadu a prosinci 2015 byla postupně zvyšována rychlost projíždějících souprav. Pro zkoušky při maximální rychlosti 275 km/hod. je pronajata z Německa speciální zkušební souprava ICE-S. Od konce února 2016 by měl probíhat zkušební provoz nákladních vlaků.

Asi 5000 zkušebních jízd tunelem se uskuteční do konce května 2016. Souběžně probíhá zaškolení vlakových posádek, údržbářských čet a pracovníků řídicích středisek.

■ Pokračování stavby bazového tunelu Semmering povoleno

Jak jsme již dříve informovali, stavba bazového tunelu Semmering (SBT) byla zdržena námitkami proti kladnému výsledku EIA, které byly vzneseny v prosinci 2013. Výtky směřovaly na nedostatečnou kvalifikaci některých řešitelů technických otázek, nedostatky řešení hlukové prevence a údajně nevhodné použití skládky Longsgraben.

Nejvyšší rakouský správní soud ale v květnu 2015 rozhodl, že vydaná povolení pro stavbu jsou platná a stavba může pokračovat. Následně byly znovu zahájeny práce na úseku tunelu Gloggnitz, ale práce na dalších úsecích se plně rozvinou až v roce 2016.

■ Na stavbě metra v Dauhá pracuje 21 tunelovacích strojů

Pouštní emirát Katar byl v září 2015 zapsán do Guinnessovy knihy rekordů, protože na stavbě metra v jeho hlavním městě Dauhá

souběžně pracuje 21 razicích strojů (EPBS). Toto světové prvenství je neoddiskutovatelné.

Prorážka prvního úseku proběhla na červené trase koncem dubna 2015.

■ Prorážka tunelu Steinbühl

Na novém úseku německé vysokorychlostní železnice mezi Stuttgartem a Ulmem, který překonává švábskou křídovou pahorkatinu (Schwäbische Alb), je osm velkých tunelů – nejdelší z nich je 9468 m dlouhý tunel Filder a nejkratší je 3026 m dlouhý tunel Feuerbach. Jako první z těchto osmi tunelů byl 6. listopadu 2015 prorazen 4847 m dlouhý tunel Steinbühl, a to 6 měsíců před plánovaným termínem.

■ Dokončení tunelářských prací na prodloužení trasy U5 v Berlíně

Od června 2013 do října 2015razil bentonitový štít firmy Herrenknecht o průměru 6,67 m dvě tunelové trouby délky 1620 m. Ražba probíhala v centru Berlína pod historickými budovami a řekou Sprévu i jejím kanálem ve velmi složitých geotechnických podmínkách. Nadloží kolísalo od 17 do 5 m a hladina podzemní vody byla 2 až 3 m pod terénem. Podstatným opatřením zajišťujícím bezpečný průběh ražby bylo použití bentonitové suspence o vysoké hustotě (HDSM=High Density Support Medium; 1,4 t/m³).

■ Tunel Götschka v provozu

Cesta z Dolního Dvořiště do Lince je opět rychlejší a bezpečnější. V rámci rakouské rychlostní komunikace S10 byla v prosinci 2015 zprovozněna část 2, jejíž součástí je 4,4 km dlouhý tunel Götschka. Jeho stoupající východní trouba má tři pruhy kvůli vyššímu podélnému sklonu.

■ Železniční tunel z Tibetu do Nepálu

Čína uvažuje o dlouhém tunelu pod Everestem, který by umožnil prodloužit do Nepálu nedávno vybudovanou železnici z centrální Číny do Tibetu. Cílem je postupné budování železničního spojení Číny s Indií, které by propojilo dvě největší asijské ekonomiky. O možnosti uvést do provozu železnici do Nepálu v roce 2020 hovořil při návštěvě Káthmándú čínský ministr zahraničí.

■ Tunel Eurasia prorazen

Prorážka prvního silničního tunelu pod Bosporem v Istanbulu proběhla v srpnu 2015. Bentonitový štít firmy Herrenknecht o průměru 13,66 m vyrazil v 16 měsících trasu 3,34 km v nesoudržných zvodněných sedimentech a v porušené skalní hornině. Navíc v nejnižším bodu ražby bylo dno tunelu 106 m pod hladinou. Musela se vyřešit výměna řezných nástrojů pod hydrostatickým tlakem až 11 barů z vnitřku štítu, kde byl atmosférický tlak. Vyměnilo se asi 500 disků a výměna jednoho trvala 2 až 3 hodiny.

Nikdy dříve nebyl tunel tak velkého průměru vyrazen v tak extrémních podmínkách. Tunel prochází seizmicky aktivní oblastí, proto byly v segmentovém ostění ve dvou místech zabudovány prstence segmentů s poddajnými (pružnými) spárami (spoji). Výroba a odzkoušení těchto segmentů včetně jejich spojů proběhly v Japonsku.

Zprovoznění tunelu se předpokládá ke konci roku 2016, kdy by mělo po dvoupruhových vozovkách umístěných nad sebou denně projet asi 100 tis. automobilů. Vliv na automobilovou dopravu v Istanbulu bude mimořádný. Průjezd novým dálničním úsekem délky 14,6 km, jehož součástí je tunel Eurasia, zabere 15 min, přičemž dnes jízda mezi koncovými body nového úseku trvá 100 min.

■ Zvýšení dopravní kapacity tunelu Lötschberg

Z délky 34,6 km tunelu Lötschberg umožňuje 21 km pouze jednokolejný provoz. Přitom ze severní strany je v úseku od Frutigenu k Mitholz druhé trouba v hrubé stavbě hotová. Protože se blíží vyčerpání současné dopravní kapacity tunelu, plánuje se v roce 2016 zahájení prací na kompletním dokončení a provozním vybavení již vyraženého úseku.

■ Variabilní tunelovací stroj na rozšíření metra v Kuala Lumpur, Malajsie

Ražba tunelových úseků nové linky metra pod centrem Kuala Lumpur bude probíhat ve značně proměnlivých geotechnických podmínkách. Velký problém představují zkrasovatělé vápence, ve kterých hrozí nepředvídatelný únik (ztráta) pažící suspenze před řeznou hlavou. Proto Herrenknecht zkonstruoval tunelovací stroj, který může pracovat ve čtyřech módech: uzavřený EPB; uzavřený EPB s přidavným použitím bentonitu; bentonitový štít s normální (nízkou) hustotou suspenze a dtto s vysokou hustotou suspenze (HDSM). Tyto módy překlenují mezeru mezi zeminovými a bentonitovými štíty. Ve všech čtyřech módech se rubanina z pracovní komory odtěhuje pomocí šnekového dopravníku.

■ Prorážka prvního tunelu na nové trati Janov – Milán

Rýnsko-alpský železniční koridor má propojit námořní přístavy u Severního moře s přístavem Janov u moře Středozemního. A právě pod centrem Janova byl v červenci 2015 proražen první 600 m dlouhý tunel Campasso na budoucí vysokorychlostní trati mezi Janovem a Milánem. Její první úsek severním směrem od Janova bude 57 km dlouhý, z čehož 37 km budou tvořit tunely.

■ Vyhodnocení soutěže ITA-AITES 2015

Jak jsme již dříve informovali, ITA-AITES vyhlásila v devíti kategoriích soutěž projektů, které byly realizovány od ledna 2013 do února 2015. V listopadu 2015 oznámil v podzemním výzkumném pracovišti Hagerbach prezident ITA, že do soutěže se přihlásilo přes 110 projektů z celého světa. V kategorii největších podzemních

staveb zvítězil istanbulský tunel Eurasia. Seznam vítězných projektů je na: <https://awards.ita-aites.org/winners.html>.

■ Mimořádný projekt přečerpávací hydroelektrárny v Chile

V roce 2016 má být zahájena první stavba souboru staveb přečerpávací vodní elektrárny (PVE) o výkonu 300 MW, která bude propojena s novou 600 MW fotovoltaickou elektrárnou. Lokalita stavby je u pacifického pobřeží v severní části Chile a má vhodnou morfologii terénu. Za asi 600 m širokým rovinatým pobřežním pásem je strmý útes výšky přes 700 m, za kterým se nachází náhorní planina pouštního charakteru. V ní byla vytipována přirozená deprese, ve které se plánuje vybudovat horní nádrž PVE. Jako spodní nádrž bude sloužit Tichý oceán.

■ Zajištění stávající hladiny podzemní vody při stavbě metra v Kodani

V rámci stavby nové okružní linky kodaňského metra délky 15,5 km musí být vyhloubeno 21 šachet hlubokých až 40 m. Jejich průměrný půdorysný rozměr je asi 65x20 m a slouží pro vybudování stanic metra, případně jako startovací a koncové šachty pro tunelovací stroje.

Hloubení šachet se neobejde bez čerpání podzemní vody, což by ale způsobilo snížení hladiny podzemní vody v jejích okolí. Tím by se ohrozilo mnoho historických staveb v centru města, které jsou založené na dřevěných pilotách. K udržení původní hladiny podzemní vody byl vybudován systém umělé infiltrace vody čerpané při hloubení šachet.

Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ,
mila_novotny@volny.cz

MODERNIZACE TECHNICKÉHO VYBAVENÍ TUNELU TĚŠNOV V ROCE 2015 UPGRADING TECHNOLOGICAL EQUIPMENT OF TĚŠNOV TUNEL IN 2015

The Těšnov tunnel is located relatively close to the centre of the capital city of Prague, in close proximity to the Vltava River flow. The construction of this tunnel commenced in 1977. The tunnel was inaugurated in 1980. The closeness of the Vltava River caused the tunnel inundation in 2002; TUNEL journal issue No 2/2003 informed about the development of the flood and the subsequent rehabilitation of the tunnel structure before its reopening to traffic. At the end of 2015, the Těšnov tunnel technological equipment was upgraded within the framework of the Transport operational programme, which was co-funded from the European Union means. Because of the fact that the tunnel is located relatively close to the city centre, one of client's conditions was that the impact of construction operations on urban traffic was minimised.

Tunel Těšnov se nachází poměrně blízko centra hlavního města Prahy, v těsné blízkosti toku řeky Vltavy, a to na jejím pravém břehu. Stavba tohoto tunelu byla zahájena v roce 1977 a současně s ní bylo stavebně rekonstruováno nábřeží Ludvíka Svobody. Do provozu byl tento tunel uveden v roce 1980.

Blízkost řeky Vltavy způsobila zaplavení tunelu v roce 2002, ke kterému došlo krátce po jeho první rekonstrukci. O průběhu záplav a následné obnově tunelové stavby před jejím znovuvvedením do provozu referoval časopis Tunel ve svém čísle 2/2003, str. 34 až 36.

Na konci roku 2015 byla v rámci operačního programu Doprava, spolufinancovaného z prostředků Evropské unie, realizována modernizace technologického zařízení v Těšnovském tunelu. Podle zadání Technické správy komunikací hlavního města Prahy ji realizovala společnost ELTODO, a.s.

Práce byly realizovány v poměrně krátké době – v říjnu 2015 a celkem zabraly 6 týdnů, přesně od 22. 10. do 29. 11. Protože tunel leží poměrně blízko městského centra, tak jednou z podmínek objednatele bylo minimalizovat dopad stavebních prací na městský provoz. Práce většinou probíhaly pouze v jedné uzavřené tunelové troubě a druhou tunelovou troubou byl veden obousměrný provoz. Celková uzávěra tunelu byla provedena pouze dvakrát a v součtu trvala pouhých 6 dní. Při minimální rozloze plochy pro zařízení

staveniště to kladlo vysoké nároky na koordinaci prací, organizaci odvozu demontovaného vybavení a zásobování stavby.

Nejvíce viditelnou částí rekonstrukce z pohledu řidiče je instalace vodicího osvětlení do tunelových trub. Tento systém usnadňuje řidičům orientaci zejména v nočních hodinách a za snížené viditelnosti, protože podzimní mlhy od blízkého říčního toku se zde často vyskytují. V případě požáru vozidla v prostorách tunelové trouby a zadýmení vnitřního prostoru vodicí osvětlení rovněž usnadní osobám únik ze zasaženého prostoru.

Modernizován byl rovněž komunikační systém SOS skříní, které nyní obsahují stejné uživatelské panely, jaké jsou použity v SOS skříních tunelového komplexu Blanka. Nové kamery s vysokým rozlišením připojené i do městského kamerového systému, elektronická požární signalizace, nové nosné kabelové konstrukce z nerezového materiálu, nahrazení žárovkové technologie světelnými zdroji LED u proměnného dopravního značení, montáž a zapojení senzorů měření vzduchu v tunelových troubách, systém



Obr. 1 Rozváděč a antény interaktivního systému
Fig. 1 Switchboard and aerial of the interactive system



foto/photo courtesy of D. Skácel, Eltodo

Obr. 2 Noční komplexní zkoušky před uvedením tunelu do provozu
Fig. 2 Nighttime comprehensive tests prior to the tunnel opening to traffic

detekce a vyhodnocování ADR nápisů na vozidlech s nebezpečným nákladem nemusejí být běžnému účastníkovi provozu na letmý pohled zřejmé. Může však objevit antény interaktivních systémů (obr. 1), umístěné u tunelových portálů. Tento poprvé v České republice použitý systém zprostředkuje, pokud se vozidlo s příslušným technickým vybavením nachází

v blízkosti Těšnovského tunelu či přímo v jeho prostorách, obousměrnou výměnu informací mezi vozidlem a řídicím systémem tunelové stavby, a to s minimální časovou prodlevou. Aktuální informace o omezení provozu či poruše vozidla jsou vzájemně vyměňovány v reálném čase.

Pod povrchem stavby zůstalo spolehlivě ukryto nové vysoko-kapacitní datové propojení optickým kabelem propojující řídicí systém této stavby s dispečinkou řízení dopravy a technologie. A také nové programové vybavení řídicího systému, bez kterého by nebylo možné toto nově dodané technické vybavení plnohodnotně využívat.

Před opětovným otevřením do provozu byly provedeny komplexní zkoušky, které ověřily správnou funkci celého systému. Firma KBK Fire při nich využila studeného kouře (obr. 2).

Lepší než statické fotografie je zhlédnutí krátkých videozáznamů, které nemohou být umístěny v tištěné verzi časopisu, ale jsou pro zájemce dostupné na oblíbeném serveru youtube. První část dostupná po zadání odkazu <https://youtu.be/BFmsZGuLbRo> zobrazuje průběh šíření kouře tunelovým tubusem. Druhé krátké video na odkazu <https://youtu.be/tcPEjVWWXsI> ukazuje, jak rozdílná rychlost proudění vzduchu řízená řídicím systémem spolehlivě zabráňuje nežádoucímu průchodu kouře ze zasažené do nezasazené tunelové trouby při otevřených propojovacích dveřích.

Ing. JIŘÍ ŠTEFAN, StefanJ@eltodo.cz, ELTODO, a.s.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

KONFERENCIA TUNELY A PODZEMNÉ STAVBY 2015 V ŽILINĚ CONFERENCE TUNNELS AND UNDERGROUND CONSTRUCTION ŽILINA 2015

The conference on Tunnels and Underground Construction Žilina 2015, which was prepared by the Slovak Tunnelling Association in collaboration with the Czech Tunnelling Association, was held from 11th to 13th November 2015 in Žilina. With the participants number of 374 it became from this point of view the most successful event organised by the STA. The interest of students was also high. The conference was held under the auspices of Mr. Ján Počiatek, the Minister of Transport, Construction and Regional Development, and Mr. Juraj Blanár, the chairman of the autonomous region of Žilina, who personally attended the conference opening meeting, where he gladly remembered his original profession of a tunnel engineer. Within the framework of the conference opening, longtime nestors of Slovakian tunnel engineering and the STA - Ing. Juraj Keleši, Ing. Jozef Frankovský and Ing. Štefan Choma accepted acknowledgements of their contribution. Over 40 lectures were delivered during the two conference days. On Friday the 13th November 2015, technical excursions visited construction sites of motorway tunnels in the surroundings of Žilina – the Višňové tunnel, the Považský Chlmec tunnel and the Ovčiarisko and Žilina tunnels.

V dňoch 11. – 13. 11. 2015 sa v Žiline konala konferencia, ktorú pripravovala Slovenská tunelárska asociácia v spolupráci s Českou tunelárskou asociáciou **Tunely a Podzemné stavby 2015**.

Záujem odbornej verejnosti prekonal očakávania organizátorov a konferencia sa s počtom účastníkov 374 stala z tohto pohľadu najúspešnejšou akciou organizovanou STA. Vysoký bol tiež záujem študentov, ktorých sa na konferencii zúčastnilo 79 zo všetkých relevantných fakúlt v rámci SR a ČR.

Konferencia sa konala pod záštitou ministra dopravy, výstavby a regionálneho rozvoja pána Jána Počiatka a predsedu Žilinského samosprávneho kraja pána Juraja Blanára, ktorý sa osobne zúčastnil otvorenia konferencie, pričom si rád spomenul na svoje pôvodné povolanie tunelového inžiniera. V rámci úvodu odznelo množstvo podakovaní za podporu pri príprave konferencie a najmä

osobné podakovanie dlhoročným nestorom slovenského tunelového staviteľstva a STA – Ing. Jurajovi Kelešimu, Ing. Jozefovi Frankovskému a Ing. Štefanovi Chomovi.

Počas prvých dvoch konferenčných dní bolo prezentovaných viac ako 40 prednášok v tematických okruhoch:

- Navrhovanie a realizácie podzemných stavieb
- Sanácia a rekonštrukcia podzemných stavieb
- Geotechnický prieskum a monitoring
- Bezpečnosť podzemných stavieb, vrátane požiarnej bezpečnosti
- Zmluvné vzťahy a manažment rizík

V prvý deň konferencie sa uskutočnil aj spoločenský večer, ktorý poskytol priestor na množstvo zaujímavých stretnutí a rozhovorov o súčasnosti a budúcnosti tunelového staviteľstva na Slovensku. V rámci neho sa podarilo aj zaujímavé stretnutie všetkých bývalých a aj súčasného predsedu STA – Ing. Juraja Kelešiho, Ing. Pavla Kusého, Ing. Róberta Turanského a Ing. Miloslava Frankovského.

V piatok 13. 11. 2015 sa uskutočnili odborné exkurzie na rozostavané diaľničné tunely v okolí Žiliny – tunel Višňové, tunel Považský Chlmec a tunely Ovčiarisko a Žilina. Každý z nich má svoje špecifiká z pohľadu realizácie a umiestnenia na trase diaľnic, ktoré malo možnosť vidieť a porovnávať takmer 160 účastníkov exkurzii.

Po skončení prednáškovej časti konferencie sa konalo Valné zhromaždenie STA, na ktorom boli prezentované predchádzajúce aktivity a hospodárenie STA a zároveň bola hodnotená aj prebiehajúca konferencia. Členovia STA vyjadrili spokojnosť s priebehom konferencie a prezentovali víziu pravidelnejšieho konania podujatí, ktoré prinesie možnosť širokej výmeny názorov v rámci odbornej verejnosti.

Ďakujeme prípravnému výboru, partnerom konferencie ako aj všetkým zúčastneným za aktivity počas prípravy a konania konferencie.

Ing. VIKTÓRIA CHOMOVÁ
predsedníčka prípravného výboru konferencie

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 3/2015 TUNNEL AFTERNOON 3/2015

The third Tunnel Afternoon was held on the 4th November 2015, with the topic of the Ejpovice tunnels. The excursion to the Ejpovice tunnels construction site took place in the morning; lectures were delivered in the afternoon. Ing. Michal Gramblička (SUDOP Praha a.s.) presented his lecture first. He summarised the history of the Ejpovice tunnels construction preparation and spoke about design variants and the consulting engineer's supervision from consulting engineer's point of view. Ing. Jiří Velebil (Metroprojekt Praha a.s.) summed up the division of construction lots, basic data on the construction and spoke about the detailed design for the southern tunnel tube and the solution to the entrance and exit portals. Ing. Milan Majer (the Railway Infrastructure Administration, state organisation) delivered his lecture on the EPBM excavation from project owner's point of view. Ing. Martin Srb (3G Consulting Engineers, s.r.o.) focused himself on the work of project owner's advisor. Ing. Lubor Šmíd and Ing. Aristotelis Caravanas described the course of the EPBM tunnelling from the point of view of the supervising engineer. Ing. Martin Staš (Metrostav a.s.) presented his knowledge gained from designing, testing and producing the final lining – steel fibre reinforced concrete segments. Ing. Štefan Ivor (Metrostav a.s.) acquainted the present guests with lots of interesting observations from the previous course of the tunnelling operations and outlined even the outlook for the nearest future. In the conclusion, Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. (GEOtest, a.s.) presented information on the system and results of geotechnical monitoring, which proceeds continually during the construction.

Dne 4. listopadu 2015 proběhlo třetí Tunelářské odpoledne, jehož tématem byly Ejpovické tunely. Z důvodu konání exkurze se odpolední přednášky uskutečnily v plzeňském hotelu Primavera.

Zájem o exkurzi byl veliký, polovinu z původně přihlášených 40 osob bylo nutné bohužel odmítnout. Na stavbě přivítal účastníky vedoucí projektu ražených tunelů Ing. Štefan Ivor. Po krátkém úvodu a vybavení všech do podzemí se lidé přesunuli pomocí speciálního vozítka k tunelovacímu stroji Viktorii. Vzhledem k tomu, že právě neprobíhaly ražby, ale vyměňovaly se rezné nástroje, mohli účastníci zahlédnout i prostor odtěžovací komory v razicí hlavě. Dále všichni prošli celý stroj a ti, kdo v rámci předchozích exkurzí navštívili stav-

bu prodloužení metra V.A, mohli porovnat rozdíl ve velikosti strojů.

Přednáškovou část zahájil Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., který celé Tunelářské odpoledne připravoval. Jako první vystoupil Ing. Michal Gramblička (SUDOP Praha a.s.). Věnoval se historii přípravy stavby tunelů Ejpovice a mluvil o variantách výstavby a autorském dohledu z pohledu projektanta. Poté Ing. Jiří Velebil (Metroprojekt Praha a.s.) shrnul rozdělení stavebních objektů, základní údaje o stavbě a hovořil o realizační dokumentaci pro jižní tunelovou troubu a o řešení vjezdových a výjezdových portálů. Připomněl i základní principy pro ukládání jednotlivých segmentů a poskytl řadu dalších informací. Ing. Milan Majer (SŽDC, s.o.) připravil přednášku o ražbě pomocí EPBM z pohledu investora. Velmi zajímavou pasáží byla historie přípravy výstavby od roku 2002 s připomenutím mnoha závažných a pro stavbu vymezujících okamžiků především z oblasti legislativy a přístupu úřadů.

Nad rámec pozvánky proběhla přednáška Ing. Martina Srba (3G Consulting Engineers, s.r.o.), který se soustředil ve svém výkladu na činnost poradce investora. Posledními řečníky první části byli Ing. Lubor Šmíd a Ing. Aristotelis Caravanas se svými příspěvky o průběhu ražeb EPBM z pohledu technického dozoru stavby. Promluvili například o probíhající kontrole tunelů, pořizování, zpracovávání a vyhodnocování dat při použití různých metod sledování průběhu stavby.

Po přestávce následoval Ing. Martin Staš (Metrostav a.s.) s poznatky z návrhu, zkoušení a výroby definitivního ostění – segmentů z drátkobetonu. Ing. Štefan Ivor (Metrostav a.s.) sdělil přítomným mnoho zajímavých postřehů z dosavadního průběhu ražeb a nastínil i výhledy do nejbližší budoucnosti. Na závěr vystoupil Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. (GEOtest, a.s.) s přednáškou o systému a výsledcích geotechnického monitoringu, který probíhá nepřetržitě během výstavby.

Celkem se Tunelářského odpoledne zúčastnilo více než 60 osob. Vzhledem k tomu, že přednášky byly pořádány mimo Prahu, lze tento počet považovat za velmi příznivý. Jednotlivé prezentace jsou umístěny na webových stránkách CzTA www.ita-aites.cz.

Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
pruskova@ita-aites.cz

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

MODERNIZACE TRATI ROKYCANY – PLZEŇ

V posledních měsících končícího roku 2015 a v prvních dnech roku 2016 procházela Viktorie (konvertibilní tunelovací stroj pro měkké a tvrdé horniny) prostředím komplikovaných geologických podmínek s nízkým nadložím. Ražby v tomto úseku se podařilo úspěšně zvládnout díky pečlivé přípravě a v předstihu provedených opatřeních, mezi které patřily konstrukce z monolitických podzemních stěn pro bezpečný vstup stroje do připravené odtěžovací komory a bezpečnostní překlenutí místní komunikace (ulice Hlavní) mostním provizoriem.

THE CZECH REPUBLIC

MODERNISATION OF ROKYCANY – PLZEŇ RAILWAY TRACK SECTION

During the last months of the ending year 2015 and the first months of 2016, Viktorie (a convertible tunnel boring machine for soft and hard rock) passed through an environment formed by complicated geological conditions with a low overburden. The contractor managed to cope with the excavation of the tunnel successfully thanks to thorough preparation and measures implemented in advance, among them structures from cast-in-situ diaphragm walls for the safe entry of the machine into the pre-prepared extraction chamber and a safety crossing over a local road (Hlavní Street) by a temporary bridge.

V neděli 10. ledna 2016 byl dosažen další z mezníků ražby – třetí kilometr zhotoveného tunelu. Zároveň se stroj postupně dostal do průzkumem očekávané oblasti tvrdých spilitů. V prvním únorovém týdnu proto byly zahájeny plánované práce na přestrojení tunelovacího stroje z režimu zeminového štítu do režimu štítu skalního v principu stroje hardrock.

Do svého konce spějí práce na výjezdovém portálu, který musí být včas připraven pro prorážku stroje, jeho následnou demontáž a postupné stěhování zpět k zahájení ražeb severní tunelové trouby. Ze stejného důvodu se připravují také veškeré nutné konstrukce pro přijetí stroje na portálu vjezdovém.

Z vyhloubené středové šachty, která bude v budoucnu sloužit pro řízení technologie tunelů, byla již také vyražena část mezitunelové propojky pořadového čísla šest.

DÁLNIČNÍ D8 – 0805 LOVOSICE – ŘEHLOVICE

Získáním stavebního povolení posledního úseku části trasy, které umožňuje vybudovat zatím nerealizovaný most v trase spojující právě portály obou tunelů Prackovice a Radejčín, se začíná zpřesňovat i termín uvedení do provozu celého zbytkového úseku dálnice, který v tuto chvíli osciluje někde kolem konce roku 2016 a začátku roku 2017.

Z dokončovaných stavebních prací probíhá zabezpečení a sanace zárubní zdi, kdy je proveden horní kotevní trám včetně horninových kotev, které jsou napnuty na sílu 250 kN, a provádí se práce na pilotové stěně ze samostatně stojících pilot o průměru 1180 mm.

Dále probíhají intenzivní práce na technologickém vybavení obou tunelů, a to konkrétně na provozních souborech průjezdního osvětlení v tunelu, servisní telefonní síti, uzavřeném televizním okruhu, elektrické požární signalizaci, elektronické zabezpečovací signalizaci, SOS skříních v tunelu, informačním rozhlasu a dopravním značení v tunelu.

*Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.*

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA PRO RADLICKOU RADIALU JIHOZÁPADNÍ MĚSTO – SMÍCHOV

Dne 12. 11. 2015 dokončila společnost Subterra a.s. ražbu průzkumné štoly v předpokládané délce 850 m s jednotýdenním předstihem oproti harmonogramu. Následně po dokončení ražeb byly z průzkumné štoly zahájeny další průzkumné práce, které zajišťuje PUDIS a.s. Jedná se o průzkumné vrty délky 50 až 75 m, a to jednak do předpolí průzkumné štoly v severní tunelové troubě a především pak do oblasti druhé – jižní tunelové trouby. Kromě geologického popisu vrtného jádra s následnými laboratorními zkouškami mechaniky hornin jsou zde ve vrtech prováděny i terénní presiometrické zkoušky a také soubor geofyzikálních měření (seismika, georadar, seismické prosvěcování mezi vrty). Souběžně s tím jsou prováděny ve vybraných místech průzkumné štoly rozpěrné statické zatěžovací zkoušky deskou a ze samotné průzkumné štoly je též prováděn soubor geofyzikálních měření pro ověření přítomnosti krasových dutin v oblasti severní tunelové trouby. Ukončení těchto průzkumných prací je plánováno na konec ledna 2016.

V závěru roku 2015 byl schválen Radou hl. města Prahy záměr pro prodloužení průzkumné štoly (odbočení do JTT) v délce 180 m. Práce na tomto prodloužení by mohly být zahájeny koncem března, pokud se podaří do té doby zajistit veškeré potřebné podklady.

REKONSTRUKCE TUNELU TEPLICE NAD METUJÍ

Původní Teplický tunel, který leží na železniční trati Trutnov – Teplice nad Metují v CHKO Broumovsko, byl dokončen

Another excavation milestone was reached on Sunday the 10th January 2016 – the third kilometre of the completed tunnel. At the same time the machine gradually got to the area of hard spilitite expected by the survey. In the first week of February the planned work on re-fitting the earth-pressure-balance-machine regime to the hard-rock machine regime was commence.

The work on the exit portal, which has to be prepared for the TBM breakthrough, subsequent dismantling and gradual moving back to start driving the northern tunnel tube on time, is coming to the end. For the same reason even all structures necessary for accepting the machine at the entrance portal are being prepared.

Part of the cross cut sequential number six between the tunnel tubes has been completed from the excavated mid-point shaft, which will be used for controlling the equipment of the tunnels in the future.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE – ŘEHLOVICE

By obtaining the construction permit for the last section of the route, which allows for constructing the till now not realised bridge on the route connecting the portals of both tunnels (Prackovice and Radejčín), the deadline for opening the entire remaining motorway section to traffic, which is at the moment oscillating somewhere between the end of 2016 and beginning of 2017, started to be refined.

Of the construction work under completion, the support and rehabilitation of revetment walls, where the upper anchorage beam including ground anchors tensioned to 250kN have been finished and the work on the contiguous pile retaining wall (pile diameters of 1180mm) is underway.

In addition, intense work proceeds on the equipment of both tunnels, concretely on operating units of the interior tunnel lighting, the service telephone network, the closed circuit TV, the fire alarm and detection system, the electrical security signalling, SOS boxes in the tunnel, the public address system and the road signalling in the tunnel.

*Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.*

EXPLORATORY GALLERY FOR THE RADLICE RADIAL ROAD FROM THE SOUTH-WESTERN SATELITE TOWN AND SMÍCHOV

On 12/11/2015, Subterra a.s. finished the excavation of the exploratory gallery at the expected length of 850m, one week before the scheduled deadline. The survey operations carried out by PUDIS a.s. commenced subsequently. They comprise 50 to 75m long survey boreholes into the excavation gallery advance core in the northern tunnel tube and, first and foremost, boreholes into the area of the southern tunnel tube. Apart from the geological description of bored cores with subsequent rock mechanics laboratory tests, even field pressuremeter tests and a complex of geophysical measurements (seismic, ground penetrating radar and seismic tomography between boreholes) are conducted in the boreholes. Transverse plate loading tests are conducted in selected locations of the exploratory gallery concurrently and a complex of geophysical measurements designed to verify the presence of karst cavities is carried out in the area of the northern tunnel tube. The completion of these survey operations is planned for the end of January 2016.

The intention for the exploratory gallery extension (branching to the STT) at the length of 180m was approved by the Prague City Council at the end of the year 2015. The work on this extension could commence at the end of March, if all necessary documents are successfully gathered till that time.

podle archivních materiálů v roce 1908 a byl proveden jako jednokolejný železniční tunel délky 230 m. Ostění bylo realizováno jako skládané z pískovcových bloků, stejně tak byly provedeny i portálové stěny. Vzhledem k absenci izolace a k místním geologickým podmínkám docházelo v průběhu užívání k průsakům vody do tunelu, což uživateli způsobovalo komplikace zejména v zimních měsících tvorbou ledových rampouchů. Z tohoto důvodu organizace SŽDC s.o. rozhodla o provedení komplexní rekonstrukce celého díla. Tato spočívá ve zvětšení tunelového profilu v celé jeho délce, a to jak na výšku, tak i na šířku. Z původních konstrukcí tunelu tedy nezůstalo nic zachováno. Ražba probíhala metodou NRTM v celém profilu, provizorní ostění je provedeno ze stříkaného betonu s KARI sítěmi a rámy BTX. Definitivní konstrukci tunelu tvoří deštníková hydroizolace s bočními drenážemi a železobetonové ostění.

Společnost Subterra a.s. převzala staveniště od objednatele dne 10. 9. 2015. Ražby probíhaly přesně dva měsíce, a to v průběhu října a listopadu. Již v polovině listopadu byly z jižního portálu zahájeny práce na konstrukcích definitivního ostění, 3. 12. 2015 byl vybetonován první blok klenby tunelu a 26. 1. 2016 blok poslední. Je předpoklad, že do konce února budou provedeny ostatní zbývající práce na definitivním ostění. Následovat budou dokončovací práce, kanalizace, vybavení, přípojka elektro, osvětlení apod. V průběhu března provede divize 3 společnosti Subterra a.s. pokládku železničního spodku a svršku. Termín ukončení výluky na této části trati je stanoven na 31. 3. 2016.

*Ing. JAN VINTERA, JVintera@subterra.cz,
Subterra a.s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL ŠIBENIK

V uplynulých týdňoch prebiehali funkčné skúšky tunela Šibeník vrátane priláhlého úseku diaľnice D1 Jánovce – Jablonov, ktoré vyvrcholili 30. 11. 2015 slávnostným otvorením celého diaľničného úseku a následným odovzdaním do užívania motoristickej verejnosti. Takto vznikol ucelený úsek diaľnice D1 v dĺžke 140 km od Ivachnovej po Prešov, ktorý výrazne urýchlil prepojenie miest Bratislava – Košice a najmä zvýšil bezpečnosť cestnej premávky na uvedenom dopravnom ťahu.

TUNELY POĽANA A SVRČINOVEC

Na stavbe úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité súčasťou stavby sú aj tunely Poľana (890 m) a Svrčinovec (445 m), ktoré sa realizujú ako jednorúrovňové s obojsmernou prevádzkou a samostatnou únikovou štôľňou.

Začiatok raziacich prác na západnom portáli bol 31. 7. 2014 a slávnostná prerážka sa konala dňa 7. 9. 2015. Z geologického hľadiska sa daný tunel razil v ílovcoch a pieskovcoch s nadložími od 8 do 64 m s pevnosťou hornín 0,2–3,9 MPa.

V súčasnosti prebieha betonáž sekundárneho ostenia tunela. Ku dňu 28. 1. 2016 bolo zrealizovaných 67 zo 75 blokov spodnej klenby, čo predstavuje 89 % a 36 zo 71 blokov hornej klenby, čo predstavuje 51 %.

Tunel Svrčinovec je jednorúrovňový tunel situovaný na začiatku diaľničného úseku D3 Svrčinovec – Skalité a priamo nadväzuje na križovatkou Svrčinovec. Raziace práce začali 30. 10. 2014 na západnom portáli. Tunel bol slávnostne prerazený 23. 6. 2015. Geológia na tomto tuneli bola v zložení ílovce, silty a pieskovce s nadložími od 7 m do 23 m s pevnosťou 13 až 100 MPa.

TEPLICE NAD METUJÍ TUNNEL RECONSTRUCTION

The original Teplice tunnel lying on the Trutnov – Teplice nad Metují railway track in the Broumovsko Nature Reserve, was according to archive documents finished in 1908 and was realised as a 230m long single-track railway tunnel structure. The lining was carried out as a segmental structure from sandstone blocks; the portal walls were built in the same way. With respect to the absence of waterproofing and the local geological conditions, water seepage to the tunnel occurred during the course of the tunnel usage, which caused complications for the tunnel user, mainly in the form of icicles developing during winter months. For that reason, Railway Infrastructure Administration, state organisation, decided that a comprehensive reconstruction of the entire working would be carried out. The reconstruction lies in enlarging the tunnel profile throughout its length, both in terms of the height and the width. It means that nothing of the original tunnel structures has remained preserved. The excavation of the whole cross-section was carried out using the NATM; the tunnel lining consists of shotcrete, KARI mesh and BTX support arches. The final tunnel structure is formed by an umbrella-type waterproofing system with side drains and a reinforced concrete lining.

Subterra a.s. took the construction site over from the client on 10/09/2015. The excavation operations proceeded exactly two months, in October and November. The work on the final lining structures started from the southern portal already in the half of November; the first and the last concrete blocks of the tunnel vault were cast on 03/12/2015 and 26/01/2016, respectively. There is an assumption that the other remaining work on the final lining would be completed by the end of February. Finishing work, sewerage, equipment, electrical connection, lighting etc. will follow. During March, Division 3 of Subterra a.s. will lay the track bed and track-work. The deadline for the end of closing this part of the track to traffic is 31/03/2016.

*Ing. JAN VINTERA, JVintera@subterra.cz,
Subterra a.s.*

THE SLOVAK REPUBLIC

ŠIBENIK TUNNEL

Functional testing of the Šibenik tunnel including the adjacent Jánovce-Jablonov section of the D1 motorway was conducted during the past weeks. They culminated on 30/11/2015 by the ceremonial opening of the entire motorway section to traffic and subsequent handing it over to be used by the motoring public. It gave rise to the origination of a self-contained 140km long section of the D1 motorway from Ivachnová to Prešov, which significantly accelerated the travel between Bratislava and Košice and, first of all, improved the safety of road traffic on the particular transport route.

POĽANA AND SVRČINOVEC TUNNELS

Regarding the Svrčinovec– Skalité section of the D3 motorway, the Poľana (890m) and Svrčinovec (445m) tunnels are also its parts. They are being realised as single-tube structures with bidirectional traffic and separate escape galleries.

The tunnelling operations at the western portal of the Poľana tunnel commenced on 31/07/2014 and the breakthrough ceremony took place on 07/09/2015. From the geological point of view, the tunnel was driven through claystone and sandstone, with the overburden height ranging from 8m to 64m and the ground strength of 0.2-3.9MPa.

At the moment, the work on the secondary tunnel lining is underway. As of 28/01/2016, 67 of the 75 blocks of the invert have been finished (89%) and 36 of the total of 71 blocks of the upper vault (51%) have been completed.

Na tuneli Svrčinovec bola ukončená betonáž sekundárneho ostenia. V súčasnosti prebieha inštalácia obrubníkov, štrbino-vých žlabov a káblovodov.

Výstavbu úseku zabezpečuje združenie štyroch spoločností: Váhostav – SK, a. s., Doprastav, a. s., Strabag, a. s., a Metrostav SK, a. s.

TUNELY OVČIARSKO A ŽILINA

Na úseku D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka s dĺžkou 13,2 km sa nachádzajú dva diaľničné dvojúrovňové tune-ly: Ovčiarsko a Žilina.

Tunel Ovčiarsko s dĺžkou 2367 m sa začal raziť 12. 9. 2014. Ku dňu 28. 1. 2016 bolo vyrazených na severnej tunelovej rúre zo západného portálu 1540,98 m a z východného portálu 457 m, spolu to je 1998,44 m, čo predstavuje 87 % z razenej časti STR dĺžky 2300 m.

K tomuto dátumu je na južnej tunelovej rúre vyrazených zo západného portálu 1437,97 m a z východného portálu 77,51 m, spolu to je 1515,48 m, čo predstavuje 65 % z razenej časti JTR dĺžky 2320 m. V súčasnosti sa taktiež vykonávajú prípravné práce pre realizáciu sekundárneho ostenia. Pri začatí raziacich prác od východného portálu došlo k stabilnému narušeniu kotevného systému, čo si vyžiadalo sanáciu dotknutého úze-mia a v dôsledku toho vznikol aj časový posun začiatku razia-cich prác.

Z geologického hľadiska sa tunel razí v fľovcoch a pies-kovcoch s nadložíom od 0,5 m po 154,5 m s pevnosťou hornín 25–65 MPa.

Na kratšom z tunelov Žilina dĺžky 687 m sa začalo s raziacimi prácami 5. 11. 2014 na západnom portáli. K dátumu 28. 1. 2016 bolo vyrazených na severnej tunelovej rúre zo západného portálu 125,22 m, čo predstavuje 19 % z razenej časti STR dĺžky 685,5 m a momentálne sa pripravujú práce na razenie z východného portálu. Plánovaný začiatok raziacich prác je 2. 2. 2016.

Z geologického hľadiska je tunel razený v fľovcoch, s lokálnym výskytom pieskovcov a v portálových častiach s výskytom štrkových terás. Nadložie sa pohybuje od 14,1 m do 38,9 m a pevnosťou 0,5–25 MPa.

Stavbu realizuje združenie Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. a Metrostav SK, a. s.

TUNEL ČEBRAŤ

Súčasťou diaľničného úseku D1 Hubová – Ivachnová je dvojúrovňový tunel Čebrať (1994 m).

V uplynulých mesiacoch boli diagnostikované neobvyklé problémy so stabilitou územia na západnom portáli tunela Čebrať a nadväzujúcom úseku diaľnice, ktoré si pravdepodob-ne vyžadujú rozsiahle zmeny v technickom riešení. Z tohto dôvodu sú v súčasnosti práce na tomto tuneli pozastavené. Razenie sa realizovalo len z východného portálu a v súčasnosti je vyrazených cca 8 % dĺžky tunela. Z geologického hľadiska sa tunel nachádza vo vápencoch a slieňovcoch s nadložíom od 0–393 m s pevnosťou 5–63 MPa.

Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností OHL ŽS, a. s., a Váhostav – SK, a. s.

TUNEL VIŠŇOVÉ

Razenie tunela Višňové (7500 m), ktorý je súčasťou úseku D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala začalo v apríli 2015.

V súčasnosti prebieha razenie od oboch portálov. Od západ-ného portálu je vyrazených 572 m severnej tunelovej rúry a 346 m južnej tunelovej rúry. Od východného portálu je vyra-zených 455 m severnej tunelovej rúry a 251 m južnej tunelo-vej rúry. Celkovo je teda na konci januára 2016 vyrazených 1624 m, čo predstavuje takmer 11 % z celkovej dĺžky razených tunelových rúr. Okrem razenia tunelových rúr sa od oboch por-tálov razia aj priportálové úseky odvodňovacej štôlne, ktorá po dokončení bude slúžiť ako hlavný zberač horninovej vody.

The Svrčinovec tunnel is located at the beginning of the Svrčinovec – Skalité section of the D3 motorway. It is directly con-nected to the Svrčinovec intersection. The tunnel excavation at the western portal started on 30/10/2014. The breakthrough celebrati-on was held on 23/06/2015. The geology the tunnel was driven through comprised claystone, silt and sandstone with the strength ranging from 13 to 100MPa. The overburden was 7 – 23m high.

The casting of the concrete secondary lining of the Svrčinovec tunnel has been finished. Currently, kerbs, slotted drains and cab-leways are being installed.

The contractor for this section is a consortium of four compani-es: Váhostav – SK, a. s., Doprastav, a. s., Strabag, a. s., and Metrostav SK, a. s.

OVČIARSKO AND ŽILINA TUNNELS

As far as the 13.2km long Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section of the D1 motorway is concerned, there are two twin-tube motorway tunnels on it: Ovčiarsko and Žilina.

The excavation of the 2367m long Ovčiarsko tunnel started on 12/09/2014. As of 28/01/2016, the excavation of the 1540.98m long section of the northern tunnel tube has been completed from the western portal, whilst the excavation of the 457m long section has been finished from the eastern portal; in total, it makes up 1998.44m, it means 87% of the 2300m long mined part of the NTT.

As of this date, the excavation of 1437.97m and 77.51m long sections of the southern tunnel tube from the western and eastern portals, respectively, have been finished, i.e. together 1515.48m, which represents 65% of the 2320m long mined part of the STT. Currently, the preparatory operations for the realisation of the secondary lining are also underway. When the tunnelling work commenced from the eastern portal, the stability of the anchoring system got disturbed. It required the rehabilitation of the area in concern. As a result, the commencement of the tunnelling operati-on was delayed.

From the geological point of view, the tunnel is driven through claystone and sandstone with the overburden height ranging from 0.5 to 154.5m and the rock strength from 25–65MPa.

Regarding the shorter of the Žilina tunnels (687m long), the excavation started on 05/11/2014 at the western portal. As of 28/01/2016, 125.22m of the northern tunnel tube excavation has been finished from the western portal, which represents 19% of the 685.5m long mined part of the NTT. At the moment the preparati-on for the tunnel excavation from the eastern portal is underway. The commencement of driving the tunnel is planned for 02/02/2016.

From the geological point of view, the tunnel is being driven through claystone with local occurrence of sandstone and, in por-tal sections, with the occurrence of gravel terraces. The overburden height varies between 14.1m and 38.9m and the rock strength vari-es between 0.5 and 25MPa.

A consortium consisting of Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. and Metrostav SK, a. s. is the contractor.

ČEBRAŤ TUNNEL

The twin-tube Čebrať tunnel (1994m) is part of the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway.

Unusual problems with the stability of the area at the western portal of the Čebrať tunnel and the adjacent motorway section were diagnosed during the past months. They will probably require extensive changes in the technical solution. For that reason the work on this tunnel is currently suspended. The tunnel was driven only from the eastern portal; the excavation of ca 8% of the tunnel length has been finished. From the geological point of view, the tunnel is found in limestone and marlstone, the height of the over-burden ranges from 0–393m and rock strength from 5–63MPa.

Razičskou metódou je plnoprofilové razenie podľa prístupu ADECO – RS, ktorý je na Slovensku použitý prvýkrát. Od západného portálu prebieha razenie vo vápencoch a dolomitoch, kým od východného portálu v granodioritoch, ktoré tvoria približne 70 % geologickej skladby masívu.

Zhotoviteľom diaľničného úseku je združenie firiem Salini Impregilo S.p.A a Dúha, a. s.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
NDS, a. s.*

TUNEL POVAŽSKÝ CHLMEC

Tunel je súčasťou diaľnice D3 v úseku Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). Ražen je pomocou NRTM. Ražba tunelu bola zahájena ze strednej jámy v únoru 2015, od západného portálu pak v březnu 2015. Jižní tunelová trouba v délce ražené části 2120,5 m byla slavnostně prorážena 28. 1. 2016 (obr. 1). Tím došlo k úplnému propojení západního a východního portálu. Do poloviny února 2016 byla jižní tunelová trouba vyražena v celé délce v plném profilu. Standardně se deformace výrubu pohybovaly do 10 mm, výjimečně byla naměřena deformace 45 mm. V severní tunelové troubě se čelba kaloty k 4. 2. 2016 nacházela ve staničení TM 1870 a do prorážky zbývalo vyrazit 367 m. Úsek mezi západním portálem a střední jámou byl již v plném profilu vyražen. V obou troubách probíhá profilace primárního ostění a příprava podkladu pro instalaci hydroizolační fólie. Od západního portálu se rozbíhl stavební proud definitivního ostění. Jedná se o betonáž patek, instalaci hydroizolačního souvrství, montáž samonosné výztuže a betonáž definitivního ostění po blocích délky 12,5 m. Pro zamezení tepelného šoku po odbednění jsou v obou tunelových troubách za bednicím vozem nasazeny klima vozy v délce dvou bloků betonáže, které omezují riziko vzniku trhlin zejména v nevyztužených úsecích ostění a chrání konstrukci před nadměrným vysycháním. Úsek nevyztuženého ostění začíná v jižní tunelové troubě blokem č. 11, v severní tunelové troubě blokem č. 13. Zhotovitelem tunelu je HOCHTIEF CZ a.s.

*Ing. LIBOR MAŘÍK,
libor.marik@hochtief.cz*



foto/photo courtesy of Ing. Libor Mařík

Obr. 1 Tunel Považský Chlmec, slavnostní prorážka jižní tunelové trouby 28. ledna 2016

Fig. 1 Považský Chlmec tunnel, southern tube breakthrough celebration on 28/01/2016

The construction contractor is a consortium consisting of OHL ŽS, a. s., and Váhostav – SK, a. s.

VIŠŇOVÉ TUNNEL

The excavation of the Višňové tunnel (7500m), which is part of the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section of the D1 motorway, commenced in April 2015.

Currently the excavation proceeds from both portals. From the western portal, the excavation of 572m and 346m long sections is finished in the northern and southern tunnel tubes, respectively. From the eastern portal, the excavation of 455m and 251m long sections, respectively, are finished in the northern and eastern tunnel tubes. In total, 1624m of tunnel excavation has therefore been finished as of the end of January. It represents nearly 11% of the total length of the mined tunnels. Apart from the tunnel tubes, the portal sections of the drainage gallery are being driven from both portals. After its completion, the gallery will serve as the main collector of groundwater.

The full-face driving technique according to the ADECO-RS approach will be used, for the first time in Slovakia. From the western portal, the excavation runs through limestone and dolomite, whilst from the eastern portal, it runs through granodiorite, which forms approximately 70% of the geological structure of the massif.

The contractor for this motorway section is a consortium consisting of Salini Impregilo S.p.A and Dúha, a. s.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
NDS, a. s.*

POVAŽSKÝ CHLMEC TUNNEL

The tunnel is part of the Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) section of the D3 motorway section. It is driven using the NATM. The tunnel excavation started from the mid-point construction pit in February 2015, whilst from the western portal it started in March 2015. The breakthrough celebration at the southern tunnel tube, with the mined part 2120.5m long, was held on 28/01/2016 (see Fig. 1). It meant completion of the interconnection of the western portal with the eastern portal. The complete excavation of the southern tunnel tube full cross-section was finished by the half of 2016. The deformations ranged up to 10mm as a standard; deformation of 45mm was measured only exceptionally. In the northern tunnel tube, the top heading face was located at tunnel chainage m 1870 on 04/02/2016 and 367m of excavation remained to be completed to reach the breakthrough. The excavation of the section between the western portal and the mid-point construction pit has already been completed full-face. Profiling of the primary lining and the preparation of the substrate for the installation of the waterproofing membrane is underway in both tunnel tubes. The streamlined construction process of installing the final lining started from the western portal. It comprises casting of concrete footings, installation of waterproofing layers, assembly of self-supporting concrete reinforcement and casting of the final concrete lining in 12.5m long blocks. Air-conditioning cars at the length of two concrete casting blocks are installed in both tunnel tubes behind the travelling formwork units to prevent a thermal shock after stripping the formwork. They reduce the risk of the development of cracks, first of all in the unreinforced concrete lining sections, and protect the structure against excessive drying. The unreinforced concrete lining starts behind blocks No. 11 and No. 13 in the southern and northern tunnel tubes, respectively. The tunnel construction contractor is HOCHTIEF CZ a.s.

Ing. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@hochtief.cz

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

ŽIVOTNÍ JUBILEUM ING. JIŘÍHO RŮŽIČKY
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA ANNIVERSARY

Ing. Jiří Růžička se narodil 20. 3. 1946. V roce 1960 začal studovat Střední průmyslovou školu stavební ve Zborovské ulici v Praze na Smíchově. Po maturitě v roce 1964 pokračoval ve studiu na Stavební fakultě ČVUT, obor konstrukce a dopravní stavby. Jeho studentským snem bylo projektovat velké inženýrské stavby a to v té době pro něj byly především mosty.

Proto také tématem jeho diplomové práce byl železobetonový předpjatý dálniční most přes Berounku a Litavku v Berouně na připravované stavbě dálnice D5.

Po úspěšném dokončení vysokoškolského studia nastoupil v květnu roku 1970 jako projektant do Vojenského projektového ústavu v Praze. Velmi brzy se jeho představy o velkých inženýrských stavbách začaly ubírat zcela jiným směrem. Zapojil se do projektové přípravy trasy I.A pražského metra. Byla to první výlučně ražená trasa pražského metra. Ing. Růžička se brzy stal odpovědným projektantem traťového úseku mezi stanicemi Malostranská a Hradčanská. Zároveň spolupracoval na realizaci ražené trojlodní stanice Hradčanská. Společně se stanicí Náměstí Míru to byly první dvě trojlodní stanice pražského metra s železobetonovým ostěním v prostupové části nástupiště.

V prosinci roku 1974 nastoupil do projektové organizace DP METROPROJEKT. Prvním úkolem byly projekty ražených konstrukcí stanice Želivského na pokračování trasy II.A na Vinohrady. Následovala projektová příprava další trasy pražského metra, prvního provozního úseku trasy B. Stal se odpovědným projektantem ražených objektů trojlodní sloupové stanice Florenc včetně přestupního uzlu na trasu C. Jako projektant byl aktivním účastníkem řešení dalšího postupu výstavby přestupního uzlu po dvou mimořádných událostech. V listopadu 1981 to byl v historii výstavby metra největší nadvylom (cca 1100 m³), který se prokopíroval až na terén před budovou Městského muzea. Bylo to při úpadní ražbě přestupního čtyřskalátorového tunelu. Téměř přesně o rok později to byl nadvylom při ražbě relativně malé technologické štoly spojující hloubenou jámu přestupní haly se „severním“ výstupním vestibulem stanice. Relativně menší nadvylom (cca 350 m³) bez vážných důsledků byl varovným signálem, že by při následné ražbě přestupních chodeb pod stanicí trasy C mohlo dojít k fatálnímu kolapsu. Proto bylo nutno okamžitě upravit další postup výstavby přestupního uzlu. Byla to ukázka operativní spolupráce projektanta, zhotovitele stavby, přizvaných expertů a investora při řešení velmi závažných technických problémů. Naštěstí v té době nebylo zvykem mediálně skandalizovat potíže při výstavbě pražského metra. Po stavbě trasy I.B následovaly projekty na trasách III.B, II.B. Na začátku devadesátých let to byly projekty na trase IV.B, kde prosazoval již použitou technologii ražby Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM).

V roce 1995, kdy byl již METROPROJEKT Praha akciovou společností, se stal Ing. Růžička vedoucím střediska



Ing. Jiří Růžička was born on 20th March 1946. In 1960 he started to study at the secondary vocational school of building and civil engineering in Zborovská Street in Prague Smíchov. After the leaving exams in 1964 he continued to study at the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague and graduated with a degree in civil engineering from the Department of Civil Engineering and Traffic Structures. His student dream was to design large civil engineering structures, which at that time meant for him first of all bridges. For that reason the theme of his diploma thesis was the pre-tensioned reinforced concrete motorway bridge over the rivers Berounka and Litavka in Beroun on the D5 motorway construction being under preparation at that time.

In 1970, after successful graduation, he entered the Military Designing Institute in Prague, where he worked in the position of a designer. It was very soon that his visions of large civil engineering projects started to develop in a different direction. He engaged himself in the preparation of the Line I.A of the Prague Metro. It was the first Prague metro line driven exclusively by mining techniques. Ing. Růžička soon became the designer responsible for the track section between Malostranská and Hradčanská stations. At the same time he collaborated on the realisation of the Hradčanská mined three-vault station. Together with Náměstí Míru station, these stations were the first two three-vault structures with reinforced concrete segments lining the platform part with cross passage openings.

In December 1974 he entered the designing organisation of DP METROPROJEKT. The first tasks of his were designs for mined structures of Želivského station on the II.A extension of the Line A to Vinohrady. The design preparation of the next Prague metro line, the first operating section of the Line B, followed. He became the designer responsible for mined structures of Florenc station, the three-vault station with pylons, including the interchange node to the Line C. In the position of the design engineer he was an active participant in designing for the subsequent procedure of the construction of the interchange node after two extraordinary events. In November 1981, it was the largest overbreak (ca 1100m³) in the metro construction history, which copied itself up to the terrain in front of the Prague City Museum. It happened during the downhill excavation of the interchange tunnel for four banks of escalators. Nearly exactly after a year, it was an overbreak during the excavation of a relatively small technological gallery interconnecting the construction pit for the cut-and-cover interchange concourse with the “northern exit” concourse of the station. A relatively smaller overbreak (ca 350m³) without serious consequences was a warning signal that a fatal collapse could happen during the subsequent excavation of interchange galleries heading under the station on the Line C. It was for that reason necessary to change the subsequent procedure for the construction of the interchange node. It was an example of operative collaboration between the designing officer, construction contractor, an experts invited to the site and the project owner in solving very serious technical problems. Fortunately, it was not a custom at that time to scandalise troubles encountered during the construction of the Prague metro in media. After the Line section I.B, designs for the Lines III.B and II.B followed. At the beginning of the 1990s, there were designs for the Line section IV.B, where he already started to promote the use of the New Austrian Tunnelling Method (the NATM).

In 1995, when METROPROJEKT Praha was already a joint-stock company, Ing. Růžička became the chief of the department

tunelových a inženýrských staveb. V té době zde byly zpracovávány projekty převážné části trasy IV.C1, která zahrnovala kromě traťových tunelů hloubenou, dočasně koncovou, stanici Ládví a první raženou jednodlnou stanicí v síti pražského metra, stanici Kobylisy. Kolektiv projektantů, vedený Ing. Růžičkou, zpracovával i unikátní projekt tunelů vysouvaných do koryta Vltavy, který byl po dokončení trasy IV.C1 oceněn nejen v České republice, ale i na světovém betonářském kongresu v Ósace v roce 2002 a na světovém tunelářském kongresu v Amsterdamu v roce 2003. Pro výstavbu ražených traťových tunelů (převážně dvoukolejných) a ražené jednodlné stanice Kobylisy byla již uvažována výlučně technologie NRTM. Po dokončení trasy IV.C1 navazovaly projekty trasy IV.C2 (Ládví – Letňany) a prodloužení trasy A z Dejvic do Motola (trasa V.A).

Kromě projektování pražského metra se Ing. Růžička zúčastnil projektů i mnoha dalších tunelových staveb. Z dálničních staveb to byly například tunel Valík na dálnici D5, tunely Radejčín a Libouchec na dálnici D8 a na Slovensku projekt průzkumné štoly pro tunel Višňové. Ze železničních tunelů můžeme uvést na Moravě tunely Krasíkov a Tatenice, tunel Hněvkov II a rekonstrukce tunelů Jablunkov, na Slovensku tunel Turecký vrch. Z nerealizovaných staveb to byly například železniční tunel Praha – Beroun.

Ing. Jiří Růžička pracoval v METROPROJEKTU Praha a.s. do konce roku 2008. Od té doby spolupracuje jako externí poradce a konzultant až do současnosti. Věnoval se pokračující projektové přípravě realizované trasy V.A. Nyní je to zejména pokračující projektová příprava nové trasy D. V průběhu svého profesního života Ing. Jiří Růžička publikoval desítky článků v odborných časopisech, zejména v časopisu Tunel. Rovněž se aktivně zúčastnil mnoha tunelářských konferencí a seminářů doma i v zahraničí.

Významné životní jubileum zastihuje Ing. Jiřího Růžičku v plné tvůrčí síle. Je mi potěšením, že mohu jménem všech spolupracovníků a vás čtenářů časopisu Tunel popřát našemu jubilantovi pevně zdraví a hodně energie do další práce.

*Ing. MIROSLAV NOVÁK,
METROPROJEKT Praha a.s.*

ČTVRT STOLETÍ ČASOPISU TUNEL A QUARTER CENTURY OF TUNEL JOURNAL

The first issue of TUNEL professional journal was published 25 years ago. Currently it is published by the **ITA-AITES Czech and Slovak Tunnelling Associations**. These two publishers can certainly state with pride that during its existence the journal has gained reputation among the professional public not only in the Czech and Slovak Republics, but also abroad. Among its primary readers, there are naturally members of both associations, but it is also read by foreign professionals, who receive it through the ITA-AITES Member Nations. In addition, the journal has got numerous domestic and foreign subscribers.

Před 25 lety vyšlo první číslo odborného časopisu Tunel, který dnes společně vydávají **Česká a Slovenská tunelářská asociace ITA-AITES**. Tito dva vydavatelé mohou jistě s hrdoostí konstatovat, že časopis si za dobu své existence vydobyl renomé u odborné veřejnosti nejen v České a Slovenské

of tunnel and civil engineering structures. At that time this department prepared designs for the major part of the line section IV.C1, which comprised, apart from running tunnels, the temporarily terminal cut-and-cover Ládví station and Kobylisy station, the first mined one-vault station on the Prague metro network. The team of design engineers led by Ing. Růžička carried out even the unique design for the tunnels launched to the Vltava river bed, which was appreciated after the completion of the Line IV.C1 not only in the Czech Republic but even the World Concrete Conference in Osaka in 2002 and at the World Tunnel Congress in Amsterdam in 2003. The NATM was already exclusively assumed for the construction of the mined running tunnels (mostly double-track ones) and the Kobylisy mined one-vault station. After the completion of the Line C section IV.C1 (Ládví – Letňany) and the extension of the Line A from Dejvice to Motol (the Line section V.A) followed.

Apart from designing for the Prague metro, Ing. Růžička even participated in many other designs and many other tunnelling projects. Among the motorway structures there were, for example, the Valík tunnel on the D5 motorway, the Radejčín and Libouchec tunnels on the D8 motorway and, in Slovakia, the design for the exploratory gallery for the Višňové tunnel. Of the railway tunnels, it is possible to mention the Krasíkov and Tatenice tunnels, the Hněvkov II tunnel and the reconstruction of the Jablunkov tunnels in Moravia and the Turecký Vrch tunnel in Slovakia. Among the not-realised structures, there were, for example, the railway Prague-Beroun tunnel.

Ing. Jiří Růžička worked with METROPROJEKT Praha a.s. until the end of 2008. Since that time he has collaborated in the position of an external adviser and consultant till now. He dedicated himself to the continuing design preparation of the Line A extension V.A. Now it is first of all the continuing design preparation for the new Line D. During his professional life, Ing. Jiří Růžička published tens of papers in technical journals, first of all TUNEL journal. In addition, he actively participated in many tunnel conferences and seminars, both domestic and foreign.

This important anniversary meets Ing. Jiří Růžička at full creative power. It is a pleasure for me that I can wish our birthday boy on behalf of all collaborators and you, TUNEL journal readers, good health and a lot of energy into further work.

*Ing. MIROSLAV NOVÁK,
METROPROJEKT Praha a.s.*

republice, ale i v zahraničí. Mezi jeho čtenáře samozřejmě v první řadě patří členové obou asociací, ale také zahraniční odborníci, ke kterým se dostává přes členské národní asociace (ITA Member Nations) Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES. Časopis má i řadu předplatitelů tuzemských i zahraničních.

VZNIK ČASOPISU

Kdo si chce podrobněji připomenout okolnosti vzniku časopisu Tunel, může si na webu České tunelářské asociace ITA-AITES (www.ita-aites.cz) **stáhnout v PDF č. 1/2011**, ve kterém dlouholetý sekretář CzTA a vedoucí redaktor časopisu Tunel Ing. Karel Matzner v příspěvku k 20. výročí časopisu příslušné informace uvedl.

Jen stručně připomeneme, že za předchůdce Tunelu lze považovat **Zpravodaj metro**, který začal vycházet v roce 1971, což byl rok vzniku tehdy národního podniku Metrostav. V roce

Tab. Lidé okolo Tunelu

Table People around TUNEL

Členové RR časopisu Tunel 1992 až leden 2016																												
Jméno a příjmení		od čísla do čísla Tunelu		92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16
1	Grán Jaroslav ¹⁾	1/1992 - 1/1993																										
2	Vozářík Petr ²⁾	2/1993 - 1/2013																										
3	Barták Jiří ³⁾	4/1994 - dosud																										
4	Matzner Karel ⁴⁾	4/1996 - 4/2004																										
5	Novotný Miloslav ⁵⁾	1/1992 - 4/2013																										
6	Prušková Markéta ⁶⁾	2/20013 - dosud																										
7	Křenek Petr	jen 1/1992																										
8	Kabátník Mil.	1/1992 - 4/1993																										
9	Kaisler Karel	1/1992 - 4/1993																										
10	Podloucký Petr	1/1992 - 4/1993																										
11	Mařík Pavel	1/1992 - 4/1993																										
12	Čizmár Lúboš	1/1992 - 4/1993																										
13	Raclavský Jaroslav	1/1992 - 4/1993																										
14	Mühlendorf Josef	1/1992 - 4/1993																										
15	Kadlec Miroslav	1/1992 - 4/1996																										
16	Pazdera Ladislav	3/1992 - 4/1996																										
17	Chadim Pavel	2/1993 - 4/1993																										
18	Barták Jan	2/1993 - 4/1995																										
19	Hudek Jiří	3/1993 - 4/1995																										
20	Vrba Otakar	1/1993 - 4/1996																										
21	Krejcar Milan	2/1992 - 2/2005																										
22	Polák Pavel	1/1992 - 4/2007																										
23	Romancov Jiří	1/1992 - 4/2008																										
24	Uhlík Miroslav	1/1992 - 4/2002																										
25	Hofmann Jiří	1/1994 - 4/1994																										
26	Fryč Igor	1/1995 - 2/2005																										
27	Brožek Miloslav	3/1995 - 4/1996																										
28	Kutil Josef	2/1995 - 2/2015																										
29	Stehlik Ermin	1/2005 - 3/2006																										
30	Aldorf Josef	3/2005 - 2/2009																										
31	Dvořák Josef	3/2005 - 1/2007																										
32	Příbyl Pavel	1/1997 - dosud																										
33	Šňupárek Richard	1/1997 - dosud																										
34	Torner Václav	1/1997 - 4/2008																										
35	Frankovský Jozef ⁷⁾	2/1995 - 1/2001																										
36	Kusý Pavol	1/1994 - 4/1999																										
37	Mařík Libor	1/2001 - dosud																										
38	Rozsypal Alexandr	3/2001 - 1/2013																										
39	Sikora Stanislav	4/2001 - 2/2009																										
40	Frankovský Miloslav	1/2000 - dosud																										
41	Dinga Peter	1/2000 - 4/2007																										
42	Vida Ondrej	1/2000 - dosud																										
43	Stoullil Pavel	1/2003 - 2/2007																										
44	Kaňovský Vlastimil	2/2007 - 2/2008																										
45	Pokorná Soňa	3/2008 - 1/2009																										
46	Ebermann Tomáš	2/2013 - dosud																										
47	Hasík Ota	1/2009 - 1/2015																										
48	Hilar Matouš	2/2008 - dosud																										
49	Horák Vladislav	3/2009 - dosud																										
50	Hrubešová Eva	3/2009 - dosud																										
51	Chmelař Radovan	3/2009 - dosud																										
52	Chomová Viktória	1/2008 - dosud																										
53	Korejčík Jan	1/2014 - dosud																										
54	Kušnír Ján	3/2013 - dosud																										
55	Pruška Jan	3/2009 - dosud																										
56	Šebesta Boris	1/2008 - dosud																										
57	Šourek Pavel	1/2008 - dosud																										
58	Veselý Václav	3/2013 - dosud																										
59	Vintera Jan	2/2013 - dosud																										
60	Zlámal Jaromír	2/2009 - dosud																										
61	Franczyk Karel	3/2009 - 1/2013																										
62	Lubojacký Adam	2/2009 - 4/2009																										
63	Szotkowski Petr	1/2010 - 3/2012																										
64	Růžicka Pavel	3/2015																										
65	Novák Miroslav	2/2015 - dosud																										
Poznámky:																												
¹⁾ zahr. členové od 2/2013																				⁵⁾ z toho vedoucí redaktor od č. 1/2005 až 4/2013								
¹⁾ předseda RR od č. 1/1992 do č. 1/1993																				⁶⁾ z toho vedoucí redaktor od č. 1/2014 až dosud								
																				⁷⁾ i po r. 2000 pracuje jako odborný redaktor								

Poznámky:

¹⁾ zahr. členové od 2/2013¹⁾ předseda RR od č. 1/1992 do č. 1/1993²⁾ z toho předseda RR od č. 2/1993 až do 2/2009³⁾ z toho předseda RR od č. 3/2009 až dosud⁴⁾ vedoucí redaktor od č. 4/1996 až 4/2004⁵⁾ z toho vedoucí redaktor od č. 1/2005 až 4/2013⁶⁾ z toho vedoucí redaktor od č. 1/2014 až dosud⁷⁾ i po r. 2000 pracuje jako odborný redaktor

1982 byl založen a za člena ITA-AITES byl přijat **Československý tunelářský komitét ITA-AITES**. Zpravodaj metro se stal jeho tiskovým orgánem, později pod názvem Metro – Zpravodaj Československého tunelářského komitétu. A ten se k 1. lednu 1992 přerodil v **Tunel**, protože bylo již nějakou dobu jasné, že Československý tunelářský komitét chce vydávat časopis, který se bude věnovat nejen metru, ale celé šíři podzemního stavitelství.

Vývoj naznačený v předcházejícím odstavci, vznik Československého tunelářského komitétu ITA-AITES i vznik časopisu **Tunel** naprosto podstatně souvisí s osobností **Ing. Jaroslava Grána**, jehož skutečně zakladatelská role je připomenuta v kuléru každého čísla časopisu. Ing. Grán byl v počátcích při své náročné práci vedoucího technického odboru v Metrostavu i sekretářem komitétu a také vedoucím redaktorem časopisu **Tunel**. Vydávání časopisu v prvních letech jeho existence v podstatě zabezpečovala firma Metrostav.

Při rozdělení Československa na dvě republiky k 1. lednu 1993 vznikly jako samostatné organizace Český tunelářský komitét (později Česká tunelářská asociace) a Slovenská tunelářská asociácia, které se dohodly, že časopis **Tunel** budou i nadále vydávat společně.

Několik dalších mezníků časopisu

Až do roku 1998 byly články v **Tunelu** publikovány v češtině či slovenštině. Zásadní změna nastala překladem všech článků do angličtiny, a to od čísla 4/1998. Důvod byl jasný – české a slovenské podzemní stavitelství nechtělo zůstat uzavřené v hranicích svých států. V té době byl předsedou ČTuK Ing. Jindřich Hess, který se stal členem představenstva a později viceprezidentem ITA-AITES. Na jeho popud a na podporu pozice ČTuK ve světě tehdejší šéfredaktor Ing. Karel Matzner úspěšně zavedl bilingvní formu časopisu.

Redakční rada umožňovala svým členům i dalším zájemcům z ČTuK rozšiřování jejich technického rozhledu. Některá zasedání rady se konala na aktuálně zajímavých stavbách i v cizině (např. zkušební tunel Hagerbach, dálniční tunely na Istrii, vodohospodářské tunely v Rakousku, podzemní stavby v Maďarsku, Německu aj.). Tento trend v činnosti redakční rady je setrvalý.

Číslo 1/2005 vyšlo v nové grafické úpravě, kterou má časopis dodnes.

Časopis je od roku 2008 zařazen Radou pro výzkum a vývoj při vládě ČR mezi recenzované neimpaktované časopisy.

Významní zahraniční odborníci se stali členy redakční rady od čísla 2/2013 (jejich seznam – viz kulér časopisu).

Lidé kolem Tunelu

Odpovědnost za obsah a směřování časopisu nesou, jak je obvyklé, redakční rada časopisu a její předseda. Avšak tíhu úkolu, aby číslo časopisu, o jehož obsahu redakční rada rozhodla, prošlo všemi stadii přípravy a bylo vytištěno a expedováno, nese na svých bedrech vedoucí redaktor, který je současně generálním sekretářem CzTA.

V uplynulých 25 letech **předsedou** redakční rady postupně byli:

Ing. Jaroslav Grán (od čísla 1/1992 do čísla 1/1993), **Ing. Petr Vozarik** (č. 2/1993 až 2/2009) a **prof. Jiří Barták, DrSc.** (č. 3/2009 až dosud).

Práci vedoucího redaktora v prvních letech časopisu zajišťovali pracovníci Metrostavu, ze kterých je vhodné jmenovat PhDr. Jana Bartáka, Ing. Pavla Poláka a PhDr. Miroslava Kadlece. Od čísla 4/1996 byla funkce vedoucího redaktora (tedy v podstatě šéfredaktora časopisu) spojena s funkcí generálního sekretáře CzTA, kterým se v té době stal **Ing. Karel**

Matzner. S jeho jménem je spojen další rozvoj časopisu **Tunel** i asociace, než ho od 1. ledna 2005 vystřídal **Ing. Miloslav Novotný**. Ten pak předal obě funkce k 1. lednu 2014 současnému generálnímu sekretáři – **Ing. Markétě Pruškové, Ph.D.**

Do redakční rady vysílají své zástupce členské organizace České a Slovenské tunelářské asociace ITA-AITES (dále CzTA a STA). Na základě jejich návrhů jmenují redakční radu předsednictva obou asociací.

Celkem se zatím v redakční radě vystříдалo 65 odborníků. Někteří z nich v ní ale pracovali krátce, což souviselo se změnami v jejich mateřských firmách.

Je vhodné zmínit ty, kteří byli v redakční radě na začátku vydávání časopisu, pracovali v ní pak delší dobu a časopis výrazně ovlivnili. Mimo Ing. Jaroslava Grána to byli:

Ing. Petr Vozarik (1993 až 2013, Metrostav), prof. Jiří Barták (1994 až dosud, ČVUT Praha), Ing. Milan Krejcar (1992 až 2005, původně Vojenské stavby), Ing. Karel Matzner (1996 až 2014, Metrostav), Ing. Miloslav Novotný (1992 až 2013, původně Vodní stavby), Ing. Pavel Polák (1992 až 2007, Metrostav), Ing. Pavel Mařík (1992 až 1993, PUDIS), Ing. Georgij Romancov (1992 až 2008, Metroprojekt) a Ing. Miroslav Uhlík (1992 až 2002, Subterra).

Prvním zástupcem STA byl v redakční radě Ing. Lúboš Čižmár (1992–1993), pak přišel Ing. Miroslav Kusý (1994–1999) a od roku 1995 Ing. Jozef Frankovský, který až dosud pracuje jako externí slovenský odborný redaktor a je jakýmsi „doyenem“ redakční rady. Kolem roku 2000 zahájili své působení v redakční radě Ing. Miloslav Frankovský (2000 až dosud), Ing. Peter Dinga (2000 až 2007) a Ing. Ondrej Vida (2000 až dosud).

Ještě uvedeme několik jmen dlouholetých členů redakční rady: Ing. Igor Fryč (1995–2005), Ing. Josef Kutil (1995–2015), prof. Josef Aldorf, DrSc. (2005–2009), prof. Pavel Příbyl, DrSc. (1997 až dosud), doc. Richard Šňupárek, CSc. (1997 až dosud), Ing. Libor Mařík (2001 až dosud), doc. Alexandr Rozsypal, CSc. (2001–2013) a Ing. Stanislav Sikora (2001–2009).

Při 25. výročí časopisu **Tunel** patří díky za nezištnou a občas i nedoceněnou práci všem šedesáti pěti spolupracovníkům, kteří se v redakční radě vystřídali, a nejen těm výše zmíněným. Poděkování patří všem odborným redaktorům, kteří v tomto období o časopis pečovali, a v neposlední řadě také spolehlivému překladateli Ing. Karlu Scharfovi a pečovateli o jazyk český korektorce Mgr. Zdislavě Novotné. Složení současné redakční rady včetně spolupracujících zahraničních členů čtenář najde na kuléru časopisu.

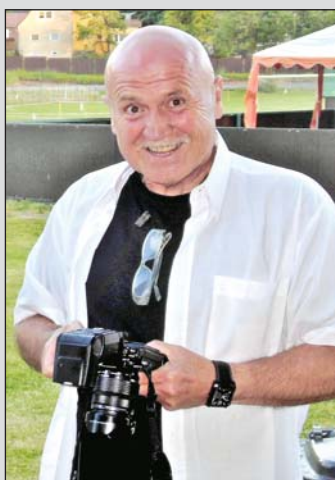
Co říci závěrem.

Časopis **Tunel** je především prostředníkem při sdílení informací a zkušeností tuzemských i zahraničních v oboru podzemního stavitelství. Významně přispívá k prezentaci práce českých a slovenských tunelářů doma i v zahraničí. Je ale také – a to je dobré zdůraznit – pamětí podzemního stavitelství v České a Slovenské republice, oboru milovaného všemi, kdož pro **Tunel** pracovali a pracují. Lze si jen přát, aby to tak zůstalo i v budoucnosti.

Ing. KAREL MATZNER,
Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ,
Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.

VZPOMÍNKA NA JIŘÍHO JUNKU MEMORY OF JIRKA JUNEK

Ing. Jiří Junek, CSc. nastoupil ke společnosti Metrostav v roce 1977 k tehdejší provozní jednotce 1 po absolvování Stavební fakulty, jednoroční vojně a krátké praxi v projekčním ústavu. Byl zařazen do týmu, který měl na starosti vybudovat linku metra II.C z Florence do Holešovic. Jiří v pozici stavbyvedoucího dokončil v roce 1984 úspěšně jednu ze stanic této trasy – stanici Vltavskou. Poté již v pozici hlavního stavbyvedoucího provozní jednotky 3 řídil dokončovací práce v exponovaném prostoru „zlatého trojúhelníku“ v dolní části Václavského náměstí při zprovoznění trasy metra I.B. Po úspěšném splnění tohoto náročného úkolu se podílel na výstavbě stanice Depo Hostivař realizované provozní jednotkou 6, odkud přešel zpátky v roce 1989 k provozní jednotce 1 do pozice vedoucího výroby.



V letech 1995 až 2000 pracoval v privátní sféře, kde se v pozici výrobního ředitele věnoval problematice tehdy nové technologie – izolačních systémů z PVC fólií. Výstavba nové trasy metra IV.C1 z Holešovic do Ládví, která byla zahájena v roce 2000, zastihla Ing. Jiřího Junku opět v týmu Metrostavu – tentokrát v divizi 8, která byla zřízena pro výstavbu pražského metra. Zde pracoval v pozici hlavního stavbyvedoucího pro úsek ražeb. Na úspěšné zprovoznění této trasy v roce 2004 navázala další výstavba trasy IV.C2 z Ládví do Letňan, kde Ing. Jiří Junek v pozici vedoucího projektu řídil ražbu dvoukolejného tunelu mezi stanicemi Letňany a Prosek. Tato trasa byla úspěšně uvedena do provozu v roce 2008. V letech 2010 až 2015 se v pozici zástupce ředitele výstavby podílel na úspěšné realizaci další trasy metra V.A z Dejvic do Motola. Jeho pracovní náplní byla koordinace ražeb a stavební a technologické části. Trasa byla zprovozněna v dubnu 2015. Po celou dobu a s nadšením předával své dlouhou praxí nabyté zkušenosti mladším kolegům.

Poslední půlrok pracoval na centrále naší akciové společnosti v úseku obchodního ředitele v pozici specialisty, kdy zajišťoval především fotodokumentaci realizovaných staveb. Jak sám říkal, potkalo jej to velké štěstí, že se jeho celoživotní koníček stal jeho hlavní pracovní náplní. Vždyť i předtím si Jiřího každý z nás jistě pamatuje s fotoaparátem na krku...

Další jeho velkou vášní se stalo cestování. S oblíbenou cestovní kanceláří procestoval téměř celý svět. Fotografie z těchto cest se staly součástí každoročních tematických výstav a byly vždy doprovázeny obrazy jeho starší dcery Elišky, kterou v umění velice podporoval.

Jeho rodina – manželka, dvě dcery a čtyři vnuci – to je hodnota, kterou si považoval nejvíce. Dům, který postavil na venkově, slouží k společnému setkávání nejen členů rozvětvené rodiny, ale také četných přátel. Rodiny svých dcer podporoval ze všech svých sil. A měl ještě spoustu plánů.

Ing. Jiří Junek, CSc. zemřel náhle ve spánku v noci 18. 1. 2016. Nejen své rodině bude chybět.

Děkujeme mu za jeho dlouholetou poctivou práci, kterou pro Metrostav vykonal.

Čest jeho památce.

Ing. PAVEL ŠRÁMEK, Metrostav a.s.

Ing. Jiří Junek, CSc. entered the at that time existing Operating Unit No.1 of Metrostav in 1977, after graduating from the Czech Technical University in Prague with a degree in civil engineering from the Faculty of Civil Engineering, a one-year military service and a short practice in a designing institution. He was assigned to the team which was responsible for developing the Metro Line II.C from Florence to Holešovice. Jiří (George) successfully finished one of the stations on this line, Vltavská Station, in the position of chief site agent, in 1984. Later, already in the position of chief site agent of Operating Unit 3, he managed finishing work in the exposed area of the so-called “Golden Triangle” in the lower part of Wenceslas Square when the Metro Line I B was being brought into service. After he successfully fulfilled this demanding task, he participated in the construction of Depo Hostivař station, which was realised by Operating Unit No. 6, from which he transferred back to Operating Unit No. 1 in 1989 to the position of the chief operating manager.

In the period 1995 to 2000 he worked in the private sphere, where he, in the position of the chief operations officer dedicated himself to an at that time new technology – waterproofing systems based on PVC membranes. The development of the new operating section of the metro Line C (IV.C1) from Holešovice to Ládví, which started in 2000, met Ing. Jiří Junek again in the Metrostav team, this time at Division 8, which was established to build Prague metro. He worked there in the position of a chief site agent for the execution of underground structures. After the successful bringing of this line into service, he proceeded on the construction of the new operational section of the same line, IV.C2, from Ládví to Letňany. Ing. Jiří Junek worked there in the position of the project manager for the contractor and managed the excavation of a double-rail tunnel between Letňany and Prosek stations. This line extension was successfully inaugurated in 2008. In 2010 through to 2015 he, in the position of the deputy director of development, participated in the successful realisation of another metro line extension, the Line A running from Dejvice to Motol. His job description comprised the coordination of tunnelling operations and both the civil-engineering and technology parts. The line was brought into service in April 2015. Throughout this time he handed his experience gathered during his longtime practice with enthusiasm to younger colleagues.

The last half year he worked at the headquarters of Metrostav joint-stock company in the position of a specialist in the section of the chief marketing officer, where he ensured, first of all, progress photographs of construction work being realised. As he used to say, he was very lucky that his lifelong hobby became his main workload. Even earlier each of us certainly remembers Jiří with a camera on his neck...

Travelling became another great passion for him. He travelled nearly around the whole world with his favourite travel agency. Photos from these journeys became parts of annual thematic exhibitions, which were always accompanied by pictures painted by his older daughter Eliška, whom he greatly supported in her artistry.

His family – his wife, two daughters and four grandsons – is the value he regarded most of all. The house he built at countryside has served joint meetings not only of the members of his large family, but also of numerous friends. He supported the families of his daughters applying all his forces. And he still had lots of plans.

Ing. Jiří Junek, CSc. died suddenly in his sleep during the night on 18th January 2016. He will be missed not only by his family.

We thank him for his longtime dutiful work he carried out for Metrostav.

Honour to his memory.

Ing. PAVEL ŠRÁMEK, Metrostav a.s.

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

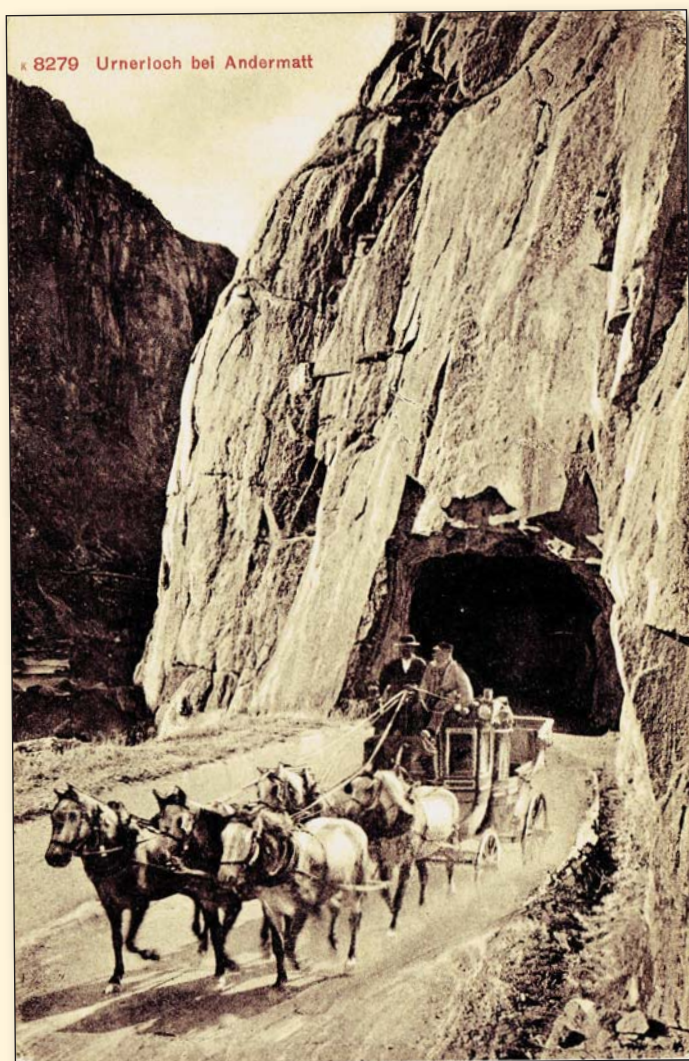
EVROPA – POHLEDNICE S ALPSKÝMI TUNELY II EUROPE – PICTURE POSTCARDS WITH ALPINE TUNNELS II

In TUNEL journal No. 4/2014, 13 picture postcards with important to very important tunnels in the Alps were introduced [1]. The following paper continues by outlining other seven tunnels in this region, three in Switzerland and four in Austria. Six of them are railway tunnels, two of them are mountain rack-and-pinion structures and one is a road tunnel.

V časopisu TUNEL č. 4/2014 již bylo představeno 13 pohlednic s významnými až velmi významnými tunely v Alpách [1]. Následující příspěvek na tento článek navazuje a přibližuje dalších sedm tunelů v tomto regionu, tři ve Švýcarsku a čtyři v Rakousku. Šest tunelů je železničních, z toho dva horské, ozubnicové a jeden tunel je silniční.

1. URNERLOCH

Již od starověku vedla nejkratší cesta z Německa do Itálie (a naopak) přes Gotthardský průsmyk. První písemné zmínky o ní však pocházejí až z roku 1230. Nejsvícenější překážkou mezi Göschenen a Andermattem byla úzká Schöllenenická rozsedlina s řekou Reuss. Překonávaly ji schody, vytesané do skály, později dřevěné mosty – známý je především Tvärrenbrücke (1230), roku 1595 nahrazený kamennou stavbou. V roce 1707, po jeho stržení vodou, byla hledána nová cesta. Dne 20. 9. 1707 byl pověřen pevnostní stavitel a Vaubanův žák Pietro Morettini výstavbou prvního silničního tunelu ve Švýcarsku, současně prvního v Alpách, a tedy



Obr. 1 Urnerloch u Andermattu. ?? Edition Photoglob, Zürich. [sbírka autorů]
Na kresbě (?) z doby před r. 1900 vyjíždí dostavník z jižního, nevyzděného portálu tunelu. Vlevo teče řeka Reuss. Rovněž v levé části skalního úbočí se dnes nachází těleso Schöllenenické dráhy.

Fig. 1 Urnerloch at Andermattu. ?? Edition Photoglob, Zürich. [authors' collection]

On the drawing from the time before 1900, a coach emerges from the southern unlined portal of the tunnel. The Reus River flows left. The track bed of the Schöllenen line is today also on the left side of the rock mountainside.



Obr. 2 Pilatusbahn. Stěna Esel a Bernské Alpy. 1980? 147 Photoglob – Wehrli A. G. – Zürich. [sbírka autorů]

Na pohlednici je ozubnicový vůz před prostředním z horní trojice tunelů – nazvaným Esel-Tunnel. Je pojmenován podle hory Esel (2118 m n. m.) v jejímž jihovýchodním svahu byl tento typický úboční tunel vyražen v délce cca 50 m.

Fig. 2 Pilatusbahn. Esel Wall and the Bernese Alps. 1980? 147 Photoglob – Wehrli A. G. – Zürich. [authors' collection]

A rack-and-pinion car in front of the middle of the upper threesome of tunnels – named the Esel Tunnel is in the picture postcard. It is named after Esel Mountain (2188m a.s.l.) through the south-eastern slope this typical hillside tunnel was driven at the length of ca 50m.

i prvního na Gotthardu. Tunel (z našeho pohledu štola), nacházející se 1430 m n. m. byl původně dlouhý 64 m, široký 2 m, vysoký 2,5 m (pro koně s jezdcem), neobezdřený a neosvětlený. Výstavba s rozpojováním horniny střešným prachem, při které zahynuli dva lidé, trvala 11 měsíců. Vzhledem k nečekaným problémům byly náklady proti plánu zhruba dvojnásobné. Po dokončení tohoto díla provoz přes průsmyk násobně vzrostl.

V roce 1830, při stavbě silnice přes Gotthard, došlo k prvnímu, zatím nevelkému, zvětšení tunelu (obr. 1). Později byla na jeho jižní straně postavena více než 300 m dlouhá galerie (společná s vedením Schöllenenké dráhy, otevřené roku 1917 [1]). Dálnice v roce 1954 znamenala další, tentokrát výrazné, rozšíření tunelu a v roce 2014 byl tunel opraven a opět rozšířen. [2]

2. PILATUSBAHN

Pilatusbahn (PB) je švýcarská horská ozubnicová železnice. Sklon až 480 ‰ ji činí nejstrmější na světě. Dolní stanice se nachází poblíž Lucernského jezera, horní leží ve výšce 2132 m n. m, těsně pod vrcholem hory Pilatus. Celková délka je 4,8 km s převýšením 1633 m. Trať, původně s parní trakcí, od roku 1937 elektrifikovaná, má rozchod 800 mm a je opatřena tzv. oboustrannou (Locherovou) ozubnicí. Kolejnice i střední ozubnice jsou uchyceny k válcovaným profilům U, které jsou zapuštěny do nízké kamenné podezdívky. Výstavba trvala pouhých 400 dnů v letech 1887–1888, pravidelný provoz byl zahájen od 4. 6. 1889. Na trati se nachází celkem 6 tunelů – tři v dolní části a v horní části, procházející typicky vysokohorským terénem, rovněž tři tunely, kratší délky (obr. 2).

V dobách parní trakce bývalo přepraveno cca 30 000, později až 55 000 osob/rok, po elektrifikaci se tento objem dále zvýšil. [3]

3. SCHYNIGE PLATTE BAHN

Ozubnicová železnice (systému Ringgenbach) v kantonu Bern v blízkosti Interlaken, vedoucí z Wilderswilu na Schynige Platte



Obr. 3 Švýcarsko. Dráha Schynige-Platte. Eiger, Mönch a Jungfrau. 1980? Verlag Photoglob AG, Zürich. [sbírka autorů]

Na pohlednici je ozubnicová souprava s charakteristicky otevřenými vozy v blízkosti tunelu Stepfegg, přibližně na horní hranici lesa. Pozadí tvoří krásné panorama se třemi hlavními vrcholy Bernských Alp. Zleva: Eiger (3970 m), Mönch (4107 m) a Jungfrau (4158 m).

Fig. 3 Switzerland. The Schynige-Plattetrack. Eiger, Mönch and Jungfrau. 1980? Verlag Photoglob AG, Zürich. [authors' collection]

There is a rack-and-pinion train in the picture postcard, with characteristically open cars in the vicinity of the Stepfegg tunnel, approximately at the upper limit of the forest. The background is formed by a beautiful panorama with three main peaks of the Bernese Alps. Left to right: Eiger (3970m), Mönch (4107m) and Jungfrau (4158m).

– obr. 3. Dráha je dlouhá 7255 km a překonává převýšení 1420 m na náhorní plošinu do výšky 1987 m n. m.; jde o největší převýšení železnice v celém regionu Jungfrau. Stavba byla zahájena v roce 1891 s provozem od 14. 6. 1893. Od roku 1914 je trať elektrifikovaná.

Na trati se nacházejí čtyři tunely o celkové délce 372 m. Jde o tunely: Stepfegg (31 m), Grätli (157 m), Stollfluh (16 m) a Rotenegg (168 m). [4]

4. SEMMERING – POLLEROSWAND TUNEL

Stručná historie Semmeringské dráhy byla zmíněna již v [1], s uveřejněním dvou pohlednic zobrazujících Weizetelwand tunel.

Nedaleký tunel Polleroswand se nachází rovněž na železniční trati Wien Südbahnhof – Spielfeld-Straß. Je dlouhý 337 m, dvoukolejný a elektrifikovaný. Zvláštností tunelu je stávající, původně průzkumná (?), boční štola, dnes určená jako úniková.

Stěna Polleroswand je významný krajinný symbol a bývá často zobrazována – mimo jiné i jako motiv na bankovkách. K tunelu přilehlý viadukt Kalterinne je nejvyšším na Semmeringské dráze (obr. 4). [5]

5. KARAWANKEN TUNEL

Trať Villach Süd – Jesenice spojuje Rakousko se Slovinskem. Je součástí posledního velkého železničního projektu v R-U monarchii, jehož cílem bylo prodloužit rakouskou železniční síť až k přístavu Terst. Tunel (obr. 5) má délku 7976,50 m a je dvoukolejný, i když původní trať měla kolej pouze jednu. Její tunely však byly prozíravě stavěny již na koleje dvě. Tunelářské práce byly zahájeny 21. 6. 1902, slavnostní otevření připadlo na 30. 9. 1906. Výraznou komplikací při stavbě byly vydatné přítoky vody. Tunel byl již od počátku,



Obr. 4 Semmering. Tunel Polleroswand. S horami Kalte Rinne a Rax (2009 m). P. Ledermann, Wien I. Fleischmarkt 20 – 1916. [sbírka autorů]

Na kolorované pohlednici je vidět vlevo/západně od tunelu (směrem od zastávky Wolfsbergkogel) viadukt Kalterinne (délky 184 m a výšky 46 m) a vpravo/východně od tunelu (od nádraží Breitenstein) viadukt Krausel-Klause (délky 87 m a výšky 36 m).

Pohlednice je adresovaná do Loděnice u Berouna v Čechách a pisatel vyjadřuje podivení, že: „...to bílé je sníh i v červnu...“.

Fig. 4 Semmering. The Polleroswand Tunnel. With Kalte Rinne and Rax Mountains (2009m). P. Ledermann, Wien I. Fleischmarkt 20 – 1916. [authors' collection]

Left in the coloured picture postcard, west of the tunnel (in the direction of Wolfsbergkogel intermediate station) there are the Kalterinne viaduct (184m long and 46m high) and the Krausel-Klause viaduct (87m long and 36m high) seen right/east of the tunnel (of the railway station).

The picture postcard is addressed to Loděnice u Berouna in Bohemia and the author expresses marvel that: „... the white thing is snow even in June ...“.



Obr. 5 Karawanken-Tunnel u Assling (dnes Jesenice). Okolo 1910. Fr. Pavlin, Assling. [sbírka autorů]

Na kolorované fotografii vjíždí vlak do jižního portálu tunelu při nádraží Assling (nyní Jesenice ve Slovinsku). Na portálové římsě je dedikace císaři Františku Josefovi I., dnes již odstraněná.

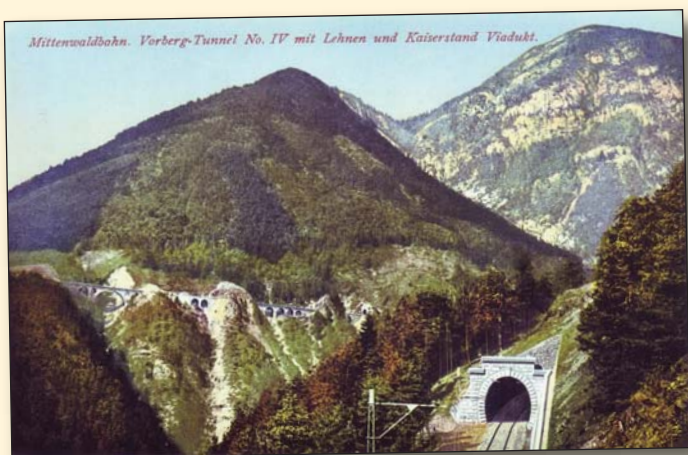
Fig. 5 Karawanken Tunnel near Assling (today Jesenice). Around 1910. Fr. Pavlin, Assling. [authors' collection]

In the coloured picture postcard, a train enters the southern portal of the tunnel near Assling railway station (now Jesenice in Slovenia). There is a dedication to the Emperor Franz Joseph I on the portal cornice, today it is already removed.

s ohledem na nebezpečí výskytu výbušných plynů, elektrifikovaný z místních zdrojů. Toto nebezpečí se také nešťastně potvrdilo v listopadu 1904, kdy při výronu metanu zahynulo 14 tunelářů. [6]

6. MARIAZELLER BAHN

Mariazellbahn je elektrifikovaná jednokolejná úzkorozchodná (760 mm) železnice spojující dolnorakouský St. Pölten s poutním místem Mariazell ve Štýrsku. Stavba prvního úseku byla zahájena 4. 7. 1898 a po jednotlivých částech dosáhla v roce 1907 Mariazell. Na horské trati délky cca 84 km je celkem 21 tunelů, z nich 14 je kratších než 100 m. Tunel Gösing je pak se svými 2369 m nejdelším rakouským železničním

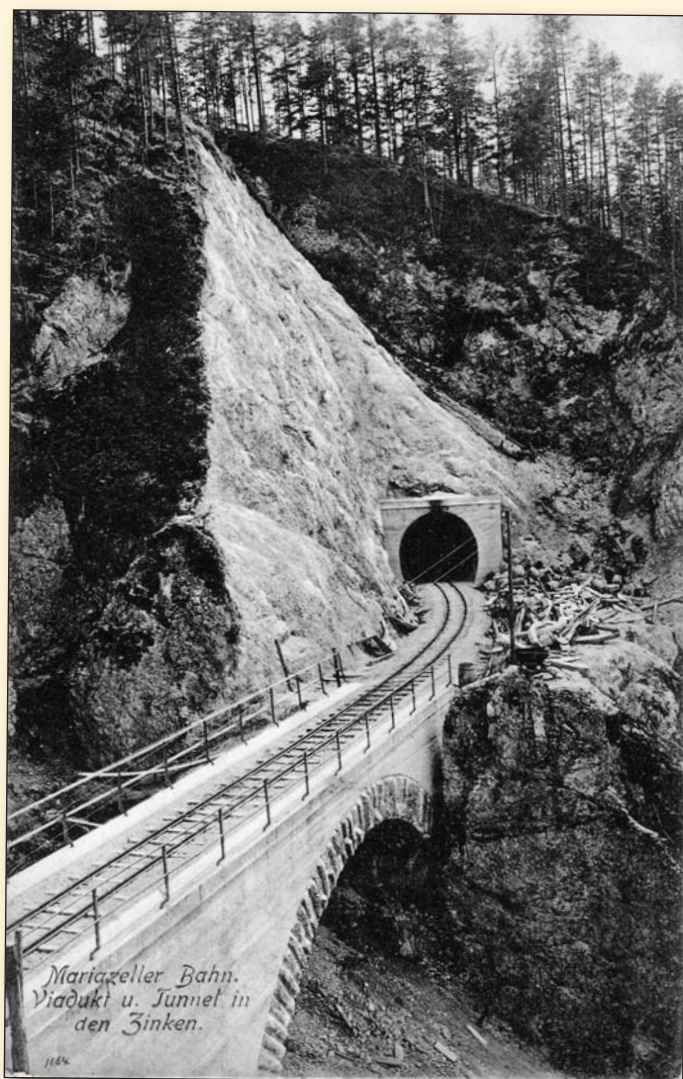


Obr. 7 Mittenwaldská dráha. Tunel Vorberg – č. IV s viadukty Lehen a Kaiserstand. 1923. Purger & Co., München. Photochromiekarte Nr. 12619. [sbírka autorů]

Na barevné pohlednici je vlevo pod zříceninou Fragensteinu (s jedinou vinicí v severním Tyrolsku) betonový viadukt Kaiserstand délky 46,8 m a viadukt Lehen délky 28 m. Železnice vychází z jižního portálu Vorberg-tunelu 4.

Fig. 7 Mittenwald track. Tunel Vorberg – No. IV with viaducts Lehen and Kaiserstand. 1923. Purger & Co., München. Photochromiekarte Nr. 12619. [authors' collection]

In the colour postcard left, under the Fragenstein ruin (with the only vineyard in northern Tyrol), there are the 46.8m long concrete viaduct Kaiserstand and 28m long viaduct Lehen. The rail track emerges from the southern portal of the Vorberg tunnel No. 4.



Obr. 6 Mariazeller Bahn. Viadukt a tunel v Zinken. Nr. 728/19. Kunstverlag S. Frank, Graz. 1909–1910. [sbírka autorů]

Na pohlednici je most za tunelem Großer Zinken se severovýchodním portálem tunelu Erlaufklause ve směru od zastávky Wienerbruck-Josefsberg [7]. Patrně je znečištění záklenku tunelového portálu kouřovými plyny z úvodního provozu parní trakce. Fotografie byla zhotovena v době blízké dokončení tunelu – vpravo od portálu se dosud nachází skládka použité vřdřevy.

Fig. 6 Mariazeller Bahn. Viaduct and tunnel in Zinken. Nr. 728/19. Kunstverlag S. Frank, Graz. 1909–1910. [authors' collection]

In the picture postcard, there is a bridge behind the Großer Zinken tunnel with the north-eastern portal of the Erlaufklause tunnel in the direction from the Wienerbruck-Josefsberg intermediate station [7]. The pollution of the discharging arch of the tunnel portal with smoke traces from the time of the initial operation of the steam traction is well visible. The photo was taken at a time close to the tunnel completion – a stockpile of used timbering is still located right of the portal.

tunelem na úzkém rozchodu. Posledními třemi tunely před Mariazell jsou těsně za sebou řazené: Kleiner Zinken (v km 76,7, dl. 59 m), Großer Zinken (v km 76,8, dl. 68,53 m) a Erlaufklause (v km 76,7, dl. 111,16 m) – obr. 6 [7, 8].

7. MITTENWALDSKÁ DRÁHA – TUNEL VORBERG IV

Historie a trasování Mittenwaldské dráhy bylo stručně zmíněno již v [1]. Na trati Innsbruck Westbahnhof – Scharnitz se nachází více než 15 tunelů a tunelových galerií. Nejdelším z nich (1810,23 m) je Martinswand-Tunnel 2 [1]. Jedním z oněch 15 tunelů je jednokolejný elektrifikovaný Vorberg-Tunnel 4, dlouhý jen 43,62 m – obr. 7. [9]

doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc., Ing. Tomáš VRÁNA

Poděkování: Příspěvek byl vypracován s finanční pomocí EU „OP Výzkum a vývoj pro inovace“, projekt reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, v rámci činnosti regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ a programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

Acknowledgements: The article was processed under financial support of the Research Funds No. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, within the activities of the Regional Centre AdMaS "Advanced Materials, Structures and Technologies" and by Competence Centres program of Technology Agency of the Czech Republic (TA CR), project Centre for Effective and Sustainable Transport Infrastructure (no. TE01020168).

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HORÁK, V., SVOBODA, R. Evropa – Pohlednice s Alpskými tunely. *Tunel*, 2014, roč. 23, č. 4, s. 87-91.
- [2] Urnerloch [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <<https://translate.google.cz/translate?hl=cs&sl=de&u=https://de.wikipedia.org/wiki/Urnerloch&prev=search>>
- [3] Pilatusbahn [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <<https://cs.wikipedia.org/wiki/Pilatusbahn>>
- [4] Schynige Platte Bahn [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <https://cs.wikipedia.org/wiki/Schynige_Platte_Bahn>
- [5] Polleroswand-Tunnel der Strecke 105 01 [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <<http://www.eisenbahntunnel.at/inhalt/tunnelportale/10501-polleroswand.html>>
- [6] Karawankentunnel (Eisenbahn) [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <[https://de.wikipedia.org/wiki/Karawankentunnel_\(Eisenbahn\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Karawankentunnel_(Eisenbahn))>
- [7] Eisenbahn-Tunnel in Österreich [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <<http://www.eisenbahntunnel.at>>
- [8] Mariazellerbahn [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <<https://de.wikipedia.org/wiki/Mariazellerbahn>>
- [9] Mittenwald Railway [online]. 2016 cit. 2016-01-12]. Dostupné na internetu <https://en.wikipedia.org/wiki/Mittenwald_Railway>

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORT

www.ita-aites.cz

KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016 A EETC 2016 CONFERENCE UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2016 AND EETC 2016

Příprava 13. mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2016 a EETC 2016 pokračuje podle plánu. **Na konferenci bylo celkem přihlášeno 225 abstraktů z 36 zemí.** Přibližně třetina přihlášených abstraktů je z ČR (85 abstraktů), ostatní přihlášené abstrakty jsou převážně z evropských zemí, ale i z řady mimo-evropských zemí (např. Alžírsko, Čína, Hongkong, Indie, Indonésie, Írán, Japonsko, Mexiko, USA, atd.). Výsledný počet přihlášených abstraktů je vyšší oproti konferencím v letech 2010 (bylo 217 abstraktů) a 2013 (bylo 178 abstraktů), což je především dáno vysokým počtem abstraktů ze zahraničí. Věříme, že i výsledný počet obdržených příspěvků bude vysoký.

Koncem roku 2015 byly upřesněny úvodní přednášky (Keynote Lectures) a vyzvané přednášky (Invited Lectures). Z našeho pohledu se podařilo zajistit **velmi zajímavé přednášky od renomovaných řečníků o řadě prestižních mezinárodních projektů**, tak doufáme, že dané přednášky budou dostatečně přitažlivé i pro Vás. Seznam přednášek je uveden níže.

Úvodní přednášky (Keynote Lectures):

Petr Dolínek (Česká republika) – Dopravní tunely v Praze

Ing. Viktória Chomová (Slovensko) – Smluvní vztahy při výstavbě slovenských tunelů

Søren Degn Eskesen (Dánsko, ITA prezident) – Okružní trasa metra v Kodani a další dánské tunelové projekty

prof. Bai Yun (Čína) – Tunelářské aktivity v Číně

Vyzvané přednášky v tematických sekcích:

Sekce 1 – Konvenčně ražené tunely

prof. Wulf Schubert (Rakousko) – Ražby v tektonických poruchách – problémy a řešení

Martin Knights (Velká Británie) – Zkušenosti získané z Crossrailu a z dalších současných londýnských tunelových projektů

The preparation of the 13th international conference Underground Construction Prague 2016 and the EETC 2016 continues as planned. **The total of 225 abstracts from 36 countries were registered at the conference.** Approximately a third of the registered abstracts are from the CR (85 abstracts), the other registered abstracts are mostly from European countries, but also from many non-European countries (Algeria, China, Hong Kong, India, Indonesia, Iran, Japan, Mexico, the USA, e. t. c.). The resultant number of registered abstracts is higher in comparison with the conferences in 2010 (217 abstracts) and 2013 (178 abstracts), which fact is first of all given by the high number of abstracts from abroad. We believe that even the number of submitted papers will be high.

The Keynote Lectures and Invited Lectures were specified at the end of 2015. From our point of view we have succeeded in providing **very interesting lectures from renowned speakers on many prestigious international projects**. We therefore believe that the lectures will be sufficiently interesting even for you. The list of the lectures is presented below.

Keynote Lectures:

Petr Dolínek (the Czech Republic) – Transport tunnels in Prague

Ing. Viktória Chomová (Slovakia) – Contractual relationships for construction of Slovakian tunnels

Søren Degn Eskesen (Denmark, ITA president) – Copenhagen Metro Circle line and other Danish tunnelling projects

prof. Bai Yun (China) – Tunnelling activities in China

Invited Lectures in thematic sections:

Section 1 – Conventionally excavated tunnels

prof. Wulf Schubert (Austria) – Tunnelling in fault zones - problems and solutions

Sekce 2 – Mechanizované ražené tunely

Nasri Munfah (USA) – Tunelový projekt Alaskan Way: technické výzvy a stav výstavby

James Rozek (USA) – Euroasijský tunelový projekt v Istanbulu

Sekce 3 – Ostatní podzemní stavby a úložiště

Ing. Jan Sochůrek, Ing. Daniel Švec (Česká republika) – Pražský kolektorový systém

Sekce 4 – Geotechnický průzkum a monitoring

Steve Parry (Velká Británie) – Inženýrskogeologický model a jeho vliv na přípravu a výstavbu velkých stavebních projektů
prof. Adam Bezuijen (Belgie) – Monitoring tlaků a deformací okolo TBM

Sekce 5 – Numerické modelování, vývoj a výzkum

prof. Robert Galler (Rakousko) – DRAGON – tunelování efektivní na zdroje s využitím technologií online

prof. Giulia Viggiani (Itálie) – Umělé zmrazování zemin: inženýrské aplikace, testování a modelování

Sekce 6 – Vybavení, bezpečnost provozu a údržba

Bernhard Kohl (Rakousko) – Závěry nové zprávy PIARC nazvané „Zkušenosti s významnými haváriemi v silničních tunelech“

Sekce 7 – Rizika, smluvní vztahy a financování

Heinz Ehrbar (Německo) – Tunelové projekty pro německé železnice

Gerhard Harer (Rakousko) – Podchod Suezského průplavu – limitní tunelování v zeminách

Sekce 8 – Historická podzemní díla a rekonstrukce

Valery Chekanau (Bělorusko) – Metro v Minsku – minulost a budoucnost

Veškeré informace o konferenci jsou dostupné na webových stránkách www.psp Praha.cz (česky) a www.ucprague.com (anglicky). **Standardní registrace účastníků a doprovodných osob na konferenci bude ukončena 31. 3. 2016, následně je možné využít pozdní registrace za zvýšený poplatek.** Těšíme se na Vaši účast.

doc. Ing. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@3-g.cz
předseda vědecké rady konference PS 2016

ČINNOST SEKCE TUNELY ČSS V ROCE 2015

Břežnové jednání Sekce tunely se konalo 18. 3. 2015 v sídle společnosti ELTODO a.s. Účastníkům jednání přineslo přehlednou informaci o zahájené výstavbě tunelových úseků pozemních komunikací na území Slovenské republiky. Jednání se dále zabývalo informacemi o dokončovaném projektu HADES MD ČR zpracovávání rizikové analýzy tunelů, o pokračování přípravy technických podmínek MD pro řízení provozu v tunelech silnic a dálnic ČR a o právě úspěšně provedené úpravě technologického vybavení Pisáreckého tunelu VMO Brno.

Při jednání sekce 17. 6. 2015 na Novotného lávce seznámil pan tajemník ČSS Ing. Vacek s průběhem mimořádného sjezdu ČSS, výsledky hospodaření ČSS za rok 2015 a návrhem programu a hospodaření ČSS pro rok 2015. Novým předsedou sekce ČSS byl za přítomnosti předsedy ČSS pana prof. Lehovce řádně zvolen pan Ing. Horák, ředitel společnosti AMBERG Engineering Brno, a.s. Účastníci jednání byli dále obeznámeni s úspěšným průběhem průzkumných prací na hlavním tunelovém úseku Radlické radiály v Praze. Ing. Šajtar sdělil fakta o přípravě zahájení provozu na tunelu Blanka MO Praha.

Martin Knights (Great Britain) – Lessons learned from Crossrail and other current London tunnelling projects

Section 2 – Mechanically excavated tunnels

Nasri Munfah (the USA) – The Alaskan Way Tunnel Project: Technical Challenges and Construction Update

James Rozek (the USA) – Istanbul's Eurasia Tunnel Project

Section 3 – Other underground structures and repositories

Ing. Jan Sochůrek, Ing. Daniel Švec (the Czech Republic) – Prague system of collectors

Section 4 – Geotechnical investigation and monitoring

Steve Parry (Great Britain) – Engineering geological model and its impact for preparation and construction of large-scaled engineering projects

prof. Adam Bezuijen (Belgium) – Monitoring pressures and deformations around a TBM

Section 5 – Numerical modelling, development and research

prof. Robert Galler (Austria) – DRAGON – Resource-efficient tunnelling using online technologies

prof. Giulia Viggiani (Italy) – Artificial Ground Freezing: engineering applications, testing and modelling

Section 6 – Equipment, operational safety and maintenance

Bernhard Kohl (Austria) – Findings from the new PIARC Report "Experience with significant incidents in road tunnels"

Section 7 – Risk management, contractual relationships and funding

Heinz Ehrbar (Germany) – Tunnelling Works for the German Railways

Gerhard Harer (Austria) – Suez Canal crossings – soft ground tunnelling at the limits

Section 8 – Historical underground structures and reconstructions

Valery Chekanau (Belarus) – Minsk metro – past and future

All information on the conference is available on web pages www.psp Praha.cz (in Czech) and www.ucprague.com (in English). **The Standard registration of conference attendees and accompanying persons to the conference will be terminated on 31/03/2016; the subsequent delayed registration is possible for an increased fee.** We are looking forward to your presence.

doc. Ing. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@3-g.cz
Chairman of the UC 2016 Conference Scientific Council

Prof. Barták a Ing. Vintera se věnovali průběhu Světového tunelářského kongresu v Dubrovniku.

Dne 16. 9. 2015 proběhlo jednání Sekce tunely ČSS ve společnosti PRAGOPROJEKT a.s. Přítomní byli seznámeni se současným stavem návrhu vedení prvních částí trasy dálnice D3 na území Středočeského kraje. Návrh trasy předpokládá výstavbu osmi tunelových úseků. Zástupci společnosti PRAGOPROJEKT a.s. rovněž seznámili účastníky jednání s přípravou umístění řízení budoucího provozu dokončovaného úseku dálnice D8 0805 přes České středohoří do stávajícího řídicího střediska Řehlovice.

Dne 3. 12. 2015 proběhlo jednání Sekce tunely ČSS tradičně ve společnosti METROPROJEKT Praha a.s. Jednání se poprvé účastnili pan plk. Ing. Pliska a Ing. Jaroslav Novák – nově pověřený zástupci pro spolupráci HZS a odboru pozemních komunikací MD ČR na činnostech sekce. Účastníci jednání byli seznámeni s informacemi o průběhu české účasti na Světovém silničním kongresu v Soulu, o prezentaci tunelů na Silniční konferenci 2015 v Plzni a na konferenci Tunely a podzemní stavby

v Žilině, dále o prvních zkušenostech z provozování tunelového komplexu Blanka MO Praha a o české účasti na jednání společnosti COSUF v Hamburku. Posluchači byli také seznámeni s dalším postupem přípravy směrnice MD pro řízení dopravy, provozování a údržby v tunelech silnic a s dokončením prací na průzkumné štolě pro hlavní tunel Radlické radiály v Praze.

Plán činnosti Sekce tunely ČSS na rok 2016

Také v roce 2016 bude pokračovat činnost Sekce tunely ČSS jak jednáním plánovaným v prvním pololetí roku na termíny 16. 3. a 15. 6. 2016, tak i spoluprací s časopisem Silniční obzor,

zejména na náplni č. 3, které má být věnováno tunelovým úsekům na pozemních komunikacích.

Rok 2016 bude vstupním rokem pro další čtyřleté období spolupráce členů Sekce tunely na činnostech Světové silniční společnosti PIARC v období 2016–2020. Pro spolupráci s výborem TC D 5.5, který se bude zabývat tunelem na pozemních komunikacích, byli delegáty za ČR nominováni prof. Příbyl jako řádný člen a Ing. Šajtar a doc. Apeltauer jako dopisující členové.

Ing. JIŘÍ SMOLÍK

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ UVEŘEJNĚNÝCH V TUNELU, ČASOPISU ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES V ROCE 2015 BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHED IN THE JOURNAL TUNEL OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND THE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES WITHIN THE YEAR 2015

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHED	Číslo Issue	Strana Page	BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHED	Číslo Issue	Strana Page
1. ÚVODNÍK EDITORIAL			■ BIM a infrastrukturní projekty BIM and Infrastructural Projects		
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc.	1/2015	1	Ing. Petr Tomáš, Ing. Radim Krejczy	1/2015	41
Dipl. Ing. Friedrich Neureiter	1/2015	2	■ Tunel Poľana – ražba a primární ostění Polana Tunnel – Excavation and Primary Lining		
Ing. Radko Bucek, Ph.D.	1/2015	3	Ing. Ján Papcún	1/2015	47
Ing. Václav Veselý, Ph.D.	2/2015	1	■ Tekuté nebo stříkané hydroizolační systémy v tunelech: kritické zhodnocení ve srovnání s fóliovými membránami Liquid or Spray – Applied Waterproofing Systems in Tunnels: a Critical Review in Comparison to Plastic Sheet Membranes		
Ing. Ivan Hrdina	2/2015	2	Stefan Lemke	1/2015	58
Ing. Petr Pohl	2/2015	3	■ Zkušenosti z realizace tunelových staveb v severských zemích Experience from Tunnel Structures Carried out in Nordic Countries		
Ing. Ján Kušnir	3/2015	1	Ing. Jiří Mosler, Ing. Václav Pavlovský	2/2015	4
Ing. Jozef Hric	3/2015	2	■ Tunelový komplex Blanka – souhrn stavebních prací Blanka Complex of Tunnels – Construction Work Overview		
Ing. Juraj Androvič	3/2015	3	Ing. Jiří Valeš, Ing. Stanislav Falhar, Ing. Eva Kůrková	2/2015	24
prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc.	4/2015	1	■ Podmorský cestní tunel Solbakk, Norsko Solbakk Undersea Tunnel, Norway		
Ing. David Krása	4/2015	2	Ing. Juraj Antolík, Ing. Martin Magdolen	3/2015	13
Ing. Michal Štefl	4/2015	3	■ Skúsenosti s razením tunelov Poľana a Laliki v karpatskom flyši Experience with the Excavation of Polana and Laliki Tunnels in Carpathian Flysch		
			Bc. Miroslav Žáčik, Ing. Vladimír Ďurša	3/2015	26
2. PODZEMNÍ URBANISMUS, VÝHLEDOVÉ STAVBY, NORMY UNDEGROUND CITY PLANNING, PROSPECTIVE PROJECTS, STANDARDS			■ Tunel Ovčársko – část dopravního uzla Žilina na dálnici D1 Ovčársko Tunnel – Part of the Žilina Traffic Junction on D1 Motorway		
■ Metro v Baku: Fialová linka – startovací šachta LS04 Baku Metro: Purple Line – Launching Shaft LS04			Ing. Jozef Bartoš, Ing. Martin Cvölga	3/2015	34
Ing. Petr Makásek, Ph.D., Ing. Petr Havlan, Ing. Barnabás Polák	1/2015	34	■ Tunel Žilina – projektovanie, výstavba a geotechnický monitoring Žilina Tunnel – Design, Construction and Geotechnical Monitoring		
■ Uvedení do provozu nového úseku metra V.A. přehled stanic a traťových úseků, souhrn změn během výstavby Inauguration of the New Metro Section V.A. Overview of Stations and Track Sections, Summary of Changes during Construction			Ing. Martin Valko, Michal Fučík, Ing. Andrej Korba, Ing. Róbert Zwilling, Ing. Ota Janděšek	3/2015	40
Ing. Anna Svobodová, Ing. Jiří Junek, CSc., Ing. Miroslav Filip	2/2015	12	■ Výstavba tunelov na Slovensku klasickými metodami Development of Tunnels in Slovakia using Classical Construction Methods		
■ Tunelový komplex Blanka – souhrn stavebních prací Blanka Complex of Tunnels – Construction Work Overview			prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D., Ing. Jana Chabroňová, Ph.D.	3/2015	48
Ing. Jiří Valeš, Ing. Stanislav Falhar, Ing. Eva Kůrková	2/2015	24	■ Geologické sledování mechanizovaných TBM ražeb na úseku KAT2 tunelu Koralm Geological Monitoring of TBM Drives in KAT2 Section of the Koralm Tunnel		
■ Projekt kolektor Hlávkův most Hlávka Bridge Utility Tunnel Design			RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D.	3/2015	61
Ing. Václav Ráček, Ing. Jaromír Zlámal	2/2015	56	■ Technológia, postup a špecifiká razenia tunela Považský Chlmec Technology, Procedure and Specifics of the Považský Chlmec Tunnel Excavation		
■ Nová trasa metra I.D v Praze New Metro Line I.D in Prague			Ing. Anton Petko, Ing. Vít Pastrňák	3/2015	81
Ing. Jiří Růžička, Ing. Miroslav Kochánek, Ing. Mároš Dávid, Petr Višňák	4/2015	23	■ Tunel Považský Chlmec na dálnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) od projektu k realizaci Považský Chlmec Tunnel on Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) Section of the D3 Motorway – from Design to Realisation		
3. DOPRAVNÍ STAVBY TRANSPORT-RELATED PROJECTS			Ing. Libor Mařík	3/2015	88
■ Nový tunel Kaiser Wilhelm v údolí řeky Mosely: ražba tunelu pod městem Cochem hybridním plnoprofilovým razicím strojem The New Kaiser Wilhelm Tunnel in Mosel Valley: Dual Mode TBM Tunnelling under the City of Cochem			■ Spojení mezi letištěm a přístavem Gdaňsk – Ruta Słowackiego IV Connection between Gdansk Airport and Gdansk Harbour – Ruta Słowackiego IV MEng/MSc Civil Engineer José Miguel Fernández Remesal,		
Helmut Göhringer, Bodo Tauch	1/2015	4	Ing. Tomáš Just	4/2015	39
■ Zvládání krasových jevů na stavbě tunelu Baumleite raženého metodou NRTM v Durinsku Mastering Karst Features at the Baumleite NATM Tunnel Project in Thuringia, Germany			■ Spolehlivost numerického modelování ražby NRTM Reliability of Numerical Modelling of NATM Tunnelling		
Helmut Göhringer	1/2015	13	Ing. Jakub Nosek, Ph.D.	4/2015	65
■ Tunely třetí fáze trati Bergen Bybane v Norsku Tunnels on Stage Three of Bergen Bybane, Norway					
Ing. Michal Uhrin, MSc. Szilvia Toth, MSc. Vera Szanto	1/2015	23			

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page4. METRO
SUBWAY

- Metro v Baku: Fialová linka – startovací šachta LS04
Baku Metro: Purple Line – Launching Shaft LS04
Ing. Petr Makásek, Ph.D., Ing. Petr Havlan, Ing. Barnabás Polák 1/2015 34
- Uvedení do provozu nového úseku metra V.A, přehled stanic a tratových úseků, souhrn změn během výstavby
Inauguration of the New Metro Section V.A, Overview of Stations and Track Sections, Summary of Changes during Construction
Ing. Anna Svobodová, Ing. Jiří Junek, CSc., Ing. Miroslav Filip 2/2015 12
- Použití hypoplastického modelu jemnozrnných zemin při numerickém modelování ražby metodou NRTM
Application of Hypoplastic Model of Fine-Grained Soils in Numerical Modelling of NATM Tunnelling
Ing. Tomáš Kadlíček, Ing. Tomáš Janda, Ph.D., prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., Ing. Josef Kuňák, Ing. Martina Urbánková 2/2015 69
- Ohlédnutí za výstavbou metra V.A
Looking Back at the Metro V.A Line Construction
Jan Krouza 3/2015 73
- Měření průtoku a tlaku vzduchu v tratové propojce č. 2.4 – trasa metra V.A
Measurement of Flow and Pressure of Air in Cross Passage No. 2.4 – Metro Line Section V.A
Ing. Miroslav Novák 4/2015 4
- Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl
Step-Free Access for Anděl Metro Station
Ing. Pavel Burian, Ing. Miroslav Kochánek 4/2015 11
- Nová trasa metra I.D v Praze
New Metro Line I.D in Prague
Ing. Jiří Růžička, Ing. Miroslav Kochánek, Ing. Mároš Dávid, Petr Višňák 4/2015 23

5. KANALIZACE, KOLEKTORY, MALÉ PROFILY
SEWERAGE, UTILITY TUNNELS, SMALL PROFILE TUNNELS

- Úslavský kanalizační sběrač v Plzni – 2. etapa
Úslava Interceptor Sewer in Pilsen – Stage 2
Ing. Tomáš Zítka 2/2015 34
- Zavážení trubek GRP do štol malých rozměrů
Transporting GRP Tubes through Small-Size Galleries
Ing. Jaromír Zlámál 2/2015 48
- Projekt kolektoru Hlávčův most
Hlávka Bridge Utility Tunnel Design
Ing. Václav Ráček, Ing. Jaromír Zlámál 2/2015 56
- Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl
Step-Free Access for Anděl Metro Station
Ing. Pavel Burian, Ing. Miroslav Kochánek 4/2015 11
- Využití technologie polomechanizovaného štítování při ražbě kanalizačního sběrače
The Use of Semi-Mechanised Shield Tunnelling for the Construction of a Sewer Collector
Ing. Tomáš Just, Lubomír Halfar, Ing. Ondřej Pavlík, Ph.D. 4/2015 48
- Kanalizační sběrač „H“ – I. etapa
Interceptor Sewer 'H' – 1st Stage
Ing. Tomáš Zítka 4/2015 73

6. SANACE, REKONSTRUKCE, ÚDRŽBA, OPRAVY
RECONSTRUCTION, REINSTATING, MAINTENANCE, REPAIR

- Nový tunel Kaiser Wilhelm v údolí řeky Mosely: ražba tunelu pod městem Cochem hybridním plnoprofilovým razicím strojem
The New Kaiser Wilhelm Tunnel in Mosel Valley: Dual Mode TBM Tunnelling under the City of Cochem
Helmut Göhringer, Bodo Tauch 1/2015 4
- Zavážení trubek GRP do štol malých rozměrů
Transporting GRP Tubes through Small-Size Galleries
Ing. Jaromír Zlámál 2/2015 48
- Dokumentace a návrhy zajištění nestabilních podzemních prostor znojenského podzemí
Documentation and Proposals for Securing Instable Spaces of Znojmo Underground
Ing. Richard Skopal, Ing. Jaroslav Ryšávk, Ph.D. 2/2015 63
- Podzemní přečerpávací vodná elektrárna Nant de Drance – Švýcarsko
Underground Pumped Storage Scheme Nant de Drance – Switzerland
Ing. Martin Magdolen, Ing. Ivan Kvaššay 3/2015 4

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page7. TEORIE, VÝZKUM, SLEDOVÁNÍ
THEORY, RESEARCH, MONITORING

- Tunely třetí fáze trati Bergen Bybane v Norsku
Tunnels on Stage Three of Bergen Bybane, Norway
Ing. Michal Uhrin, MSc. Szilvia Toth, MSc. Vera Szanto 1/2015 23
- BIM a infrastrukturní projekty
BIM and Infrastructural Projects
Ing. Petr Tomáš, Ing. Radim Krejczy 1/2015 41
- Tunel Poľana – ražba a primární ostění
Polana Tunnel – Excavation and Primary Lining
Ing. Ján Papcún 1/2015 47
- Tekuté nebo stříkané hydroizolační systémy v tunelech: kritické zhodnocení ve srovnání s fóliovými membránami
Liquid or Spray – Applied Waterproofing Systems in Tunnels: a Critical Review in Comparison to Plastic Sheet Membranes
Stefan Lemke 1/2015 58
- Úslavský kanalizační sběrač v Plzni – 2. etapa
Úslava Interceptor Sewer in Pilsen – Stage 2
Ing. Tomáš Zítka 2/2015 34
- Projekt kolektoru Hlávčův most
Hlávka Bridge Utility Tunnel Design
Ing. Václav Ráček, Ing. Jaromír Zlámál 2/2015 56
- Použití hypoplastického modelu jemnozrnných zemin při numerickém modelování ražby metodou NRTM
Application of Hypoplastic Model of Fine-Grained Soils in Numerical Modelling of NATM Tunnelling
Ing. Tomáš Kadlíček, Ing. Tomáš Janda, Ph.D., prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., Ing. Josef Kuňák, Ing. Martina Urbánková 2/2015 69
- Podmorský cestný tunel Solbakk, Norsko
Solbakk Undersea Tunnel, Norway
Ing. Juraj Antolík, Ing. Martin Magdolen 3/2015 13
- Skúsenosti s razením tunelov Poľana a Laliki v karpatskom flyši
Experience with the Excavation of Polana and Laliki Tunnels in Carpathian Flysch
Bc. Miroslav Žáčik, Ing. Vladimír Ďurša 3/2015 26
- Tunel Ovčiarso – súčasť dopravného uzla Žilina na diaľnici D1
Ovčiarso Tunnel – Part of the Žilina Traffic Junction on D1 Motorway
Ing. Jozef Bartoš, Ing. Martin Cvoliga 3/2015 34
- Tunel Žilina – projektovanie, výstavba a geotechnický monitoring
Žilina Tunnel – Design, Construction and Geotechnical Monitoring
Ing. Martin Valko, Michal Fučík, Ing. Andrej Korba, Ing. Róbert Zwilling, Ing. Ota Jandajsek 3/2015 40
- Geologické sledovanie mechanizovaných TBM ražieb na úseku KAT2 tunelu Koralm
Geological Monitoring of TBM Drives in KAT2 Section of the Koralm Tunnel
RNDr. Tomáš Svoboda, Ph.D. 3/2015 61
- Tunel Považský Chlmec na diaľnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) od projektu k realizácii
Považský Chlmec Tunnel on Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) Section of the D3 Motorway – from Design to Realisation
Ing. Libor Mařík 3/2015 88
- Měření průtoku a tlaku vzduchu v tratové propojce č. 2.4 – trasa metra V.A
Measurement of Flow and Pressure of Air in Cross Passage No. 2.4 – Metro Line Section V.A
Ing. Miroslav Novák 4/2015 4
- Spojení mezi letištěm a přístavem Gdaňsk – Ruta Słowackiego IV
Connection between Gdansk Airport and Gdansk Harbour – Ruta Słowackiego IV
MEng/MSc Civil Engineer José Miguel Fernández Remesal, Ing. Tomáš Just 4/2015 39
- Výsledky výzkumu hydraulického štěpení hornin
Results of the Rock Hydraulic Fracturing Research Project
Mgr. Hana Jiráková, Ph.D., Mgr. Václav Frydrych, Ing. Jan Vintera, Ing. Otakar Krásný, Mgr. Michal Vaněček 4/2015 57

8. HISTORIE
HISTORY

- Zkušenosti z realizace tunelových staveb v severských zemích
Experience from Tunnel Structures Carried out in Nordic Countries
Ing. Jiří Mosler, Ing. Václav Pavlovský 2/2015 4
- Dokumentace a návrhy zajištění nestabilních podzemních prostor znojenského podzemí
Documentation and Proposals for Securing Instable Spaces of Znojmo Underground
Ing. Richard Skopal, Ing. Jaroslav Ryšávk, Ph.D. 2/2015 63

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page

- Výstavba tunelů na Slovensku klasickými metodami
Development of Tunnels in Slovakia Using Classical Construction Methods
prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D., Ing. Jana Chabroňová, Ph.D. 3/2015 48

9. RŮZNÉ
MISCELLANEOUS

- Dokumentace a návrhy zajištění nestabilních podzemních prostor znojemskeho podzemí
Documentation and Proposals for Securing Instable Spaces of Znojmo Underground
Ing. Richard Skopal, Ing. Jaroslav Ryšávk, Ph.D. 2/2015 63
- Podzemná přečerpávací vodná elektrárň Nant de Drance – Švajčiarsko
Underground Pumped Storage Scheme Nant de Drance – Switzerland
Ing. Martin Magdolen, Ing. Ivan Kvaššay 3/2015 4
- Výstavba podzemnej vodnej elektrárne Ilulissat – Grónsko
Development of Ilulissat Hydropower Station – Greenland
Igor Harach 3/2015 19
- Měření průtoku a tlaku vzduchu v tratové propojce č. 2.4 – trasa metra V.A
Measurement of Flow and Pressure of Air in Cross Passage No. 2.4 – Metro Line Section V.A
Ing. Miroslav Novák 4/2015 4
- Výsledky výzkumu hydraulického štěpení hornin
Results of the Rock Hydraulic Fracturing Research Project
Mgr. Hana Jiráková, Ph.D., Mgr. Václav Frydrych, Ing. Jan Vintera, Ing. Otakar Krásný, Mgr. Michal Vaněček 4/2015 57

10. STAVEBNÍ MATERIÁLY
BUILDING MATERIAL

- Tekuté nebo stříkané hydroizolační systémy v tunelech: kritické zhodnocení ve srovnání s fóliovými membránami
Liquid or Spray – Applied Waterproofing Systems in Tunnels: a Critical Review in Comparison to Plastic Sheet Membranes
Stefan Lemke 1/2015 58
- Zavážení trubek GRP do štol malých rozměrů
Transporting GRP Tubes through Small-Size Galleries
Ing. Jaromír Zlámál 2/2015 48
- Kanalizační sběrač „H“ – I. etapa
Interceptor Sewer 'H' – 1st Stage
Ing. Tomáš Zítka 4/2015 73

11. ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB
THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

- Mozaika ze světa
Ing. Miloslav Novotný 1/2015 76
2/2015 88
3/2015 110
4/2015 92
- Velín SAT je připraven pro Blanku
Strahov Automobile Tunnel Management Centre Prepared for Blanka Tunnel
Ing. Jiří Štefan 1/2015 77
- Brennerský bázový tunel
Ing. Miloslav Novotný 1/2015 78
- Exkurze na metro v Minsku
Excursion to Minsk Metro
Ing. Matouš Hilar, Ph.D. 4/2015 93
- Tunnel Expo Turkey 2015
Tunnel Expo Turkey 2015
Ing. Matin Srb 4/2015 95
- Městský okruh: Vklad pro nové tisíciletí
prof. Ing. Pavel Přibyl, CSc. 4/2015 95

12. AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ
A SLOVENSKÉ REPUBLICE
CURRENT NEWS FROM THE CZECH
AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

- Prodloužení trasy metra V.A
Metro Line V.A Extension
- Modernizace trati Rokycany – Plzeň
Modernisation of Rokycany – Plzeň Railway Track Section
- Dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice
D8 Motorway – Construction Lot 805: Lovosice – Řehlovice
Ing. Boris Šebesta 1/2015 82

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page

- Průzkumná štola pro Radlickou radiálu Jihozápadní Město – Smíchov
Exploratory Gallery for the Radlice Radial Road Linking the South-Western Satellite Town and Smíchov
Ing. Jan Vintera 1/2015 84
- Tunel Šibeník
Šibeník Tunnel
- Tunely Pořana a Svrčinovec
Pořana and Svrčinovec Tunnels
- Tunely Ovčiarso a Žilina
Ovčiarso and Žilina Tunnels
- Tunel Čerbat'
Čerbat' Tunnel
- Tunel Považský Chlmec
Považský Chlmec Tunnel
- Tunel Višňové
Višňové Tunnel
Ing. Milan Majerčík 1/2015 84
- Slavnostní otevření prodloužení trasy metra V.A
Metro Extension V.A. Inauguration Ceremony
- Modernizace trati Rokycany – Plzeň
Modernisation of Rokycany – Plzeň Railway Track Section
- Dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice
D8 Motorway – Construction Lot 805: Lovosice – Řehlovice
Ing. Boris Šebesta 2/2015 92
- Průzkumná štola pro Radlickou radiálu Jihozápadní Město – Smíchov
Exploratory Gallery for the Radlice Radial Road Linking the South-Western Satellite Town and Smíchov
Ing. Jan Vintera 2/2015 93
- Tunel Šibeník
Šibeník Tunnel
- Tunely Pořana a Svrčinovec
Pořana and Svrčinovec Tunnels
- Tunely Ovčiarso a Žilina
Ovčiarso and Žilina Tunnels
- Tunel Čerbat'
Čerbat' Tunnel
- Tunel Považský Chlmec
Považský Chlmec Tunnel
- Tunel Višňové
Višňové Tunnel
Ing. Milan Majerčík 2/2015 93
- Modernizace trati Rokycany – Plzeň
Modernisation of Rokycany – Plzeň Railway Track Section
- Dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice
D8 Motorway – Construction Lot 805: Lovosice – Řehlovice
Ing. Boris Šebesta 3/2015 112
- Průzkumná štola pro Radlickou radiálu Jihozápadní Město – Smíchov
Exploratory Gallery for the Radlice Radial Road Linking South-Western Satellite Town and Smíchov
Ing. Jan Vintera 3/2015 113
- Tunel Šibeník
Šibeník Tunnel
- Tunely Pořana a Svrčinovec
Pořana and Svrčinovec Tunnels
- Tunely Ovčiarso a Žilina
Ovčiarso and Žilina Tunnels
- Tunel Čerbat'
Čerbat' Tunnel
- Tunel Považský Chlmec
Považský Chlmec Tunnel
- Tunel Višňové
Višňové Tunnel
Ing. Milan Majerčík 3/2015 113
- Soubor staveb MO v úseku Myslbečova – Pelc-Tyrolka (Blanka)
Complex of the City Circle Road Structures in Myslbečova – Pelc-Tyrolka Section (Blanka Tunnel)
- Modernizace tratě Rokycany – Plzeň
Modernisation of Rokycany – Plzeň Railway Track Section
- Dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice
D8 Motorway – Construction Lot 80: Lovosice – Řehlovice
Ing. Boris Šebesta 4/2015 99
- Průzkumná štola pro Radlickou radiálu Jihozápadní Město – Smíchov
Exploratory Gallery for the Radlice Radial Road Linking South-Western Satellite Town and Smíchov
- Revitalizace trati Teplice nad Metují
Revitalisation of Trutnov – Teplice nad Metují Railway Track
Ing. Jan Vintera 4/2015 101

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page

- Tunel Šibenik
Šibenik Tunnel
- Tunely Pořana a Svrčinovec
Pořana and Svrčinovec Tunnels
- Tunely Ovčarsko a Žilina
Ovčarsko and Žilina Tunnels
- Tunel Čebrať
Čebrať Tunnel
- Tunel Považský Chlmec
Považský Chlmec Tunnel
- Tunel Višňové
Višňové Tunnel
- Ing. Milan Majerčík

4/2015 101

13. ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ
NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCE

- Tunelářské odpoledne 4/2014
Tunnel Afternoon 4/2014
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- 9. Rakouský tunelářský den
9th Austrian Tunnel Day
Ing. Miloslav Novotný
- Konference BIM DAY 2014
BIM DAY 2014 Conference
Ing. Jan Korejček
- Jubilejní 20. ročník semináře Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí v Ostravě
Jubilee 20th Annual International Seminar on Stabilisation, Sealing and Anchoring of Ground Mass and Civil Engineering Structures in Ostrava
doc. RNDr. Eva Hrušková, Ph.D.
- Tunelářské odpoledne 1/2015
Tunnel Afternoon 1/2015
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- Swiss Tunnel Congress 2015 v Luzernu
Swiss Tunnel Congress 2015 in Lucerne
Ing. Vlastimil Horák
- Světový tunelářský kongres WTC 2015 a 41. Valné shromáždění ITA-AITES
World Tunnel Congress WTC 2015 and 41th ITA-AITES General Assembly
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- Eurock 2015 & 64. Geomechanické kolokvium
Eurock 2015 & 64th Geomechanics Colloquium
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- Tunelářské odpoledne 2/2015
Tunnel Afternoon 2/2015
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- Konference Požární bezpečnost tunelů 2015
Fire Safety in Tunnels Conference 2015
Ing. Miroslav Novák

1/2015 80

1/2015 81

1/2015 82

2/2015 90

2/2015 91

3/2015 111

3/2015 111

4/2015 97

4/2015 98

4/2015 99

14. ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES
CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

- Konference Podzemní stavby Praha 2016
Underground construction Prague 2016 Conference
doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.
- Činnost sekce Tunely ČSS v roce 2014
Ing. Jiří Solík
- Konference Podzemní stavby Praha 2016
Underground construction Prague 2016 Conference
Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.
- Odborný zájezd CzTA ITA-AITES
ITA-AITES CzTA Technical Trip
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
- Valné shromáždění CzTA ITA-AITES
General Assembly of the ITA-AITES CzTA
Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

1/2015 97

1/2015 97

2/2015 102

3/2015 124

3/2015 125

BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ
BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES PUBLISHEDČíslo Strana
Issue Page

- Konference Podzemní stavby Praha 2016
Conference Underground Construction 2016 Prague
Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

4/2015 105

15. SPRÁVODAJSTVO SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES
ITA-ITES SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION REPORT

- Příprava konference Tunely a podzemné stavby 2015, 11. – 13. 11. 2015 Žilina
Preparation of the Tunnels and Underground Structures 2015 Conference, 11th – 13th November 2015, Žilina
Ing. Viktória Chomová, Ing. Miloslav Frankovský
- Příprava konference Tunely a podzemné stavby 2015, 11. – 13. 11. 2015 Žilina
Preparation of the Tunnels and Underground Structures 2015 Conference, 11th – 13th November 2015, Žilina
Ing. Viktória Chomová, Ing. Miloslav Frankovský

1/2015 98

2/2015 102

16. VÝROČÍ
ANNIVERSARIES

- 85. rok doc. Ing. Kolomana V. Ratkovského, CSc.
85th Anniversary of doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc. Birth
Ing. Pavol Kusý
- 75. narozeniny Ing. Juraja Kelešiho
75th Birthday of Ing. Juraj Keleši
Ing. Mikuláš Pákh, Ing. Jozef Frankovský
- I mladíci jednou přijdou do let
K jubileu doc. Ing. Alexandra Rozsypala, CSc.
Even Young Men will once Get Older
On the occasion of doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc. Anniversary
Ing. Vítězslav Herle
- Rozloučení s Ing. Pavlem Maříkem, čestným členem CzTA ITA-AITES a nositelem pamětní medaile CzTA
Bidding Farewell to Ing. Pavel Mařík, the CzTA Honorary Member and the CzTA Commemorative Medal Holder
prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
- Vzpomínka na RNDr. Otakara Tesaře, DrSc.
Memory of RNDr. Otakar Tesař, DrSc.
RNDr. Radovan Chmelář, Ph.D.
- prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D. osmdesátníkem
prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D. Octogenarian
Peter Turček
- 75. let Ing. Jindřicha Hesse, Ph.D.
75th Anniversary of Ing. Jindřich Hess, Ph.D. Birth
Ing. Ivan Hrdina
- K pětasedmdesátinám Ing. Miloslava Novotného
Ing. Miloslav Novotný Celebrate the Seventy Fifth Birthday
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
- Životní jubileum Ing. Jiřího Pokorného
Ing. Jiří Pokorný Birth Anniversary
Ing. Miroslav Novák
- Šestdesiate narodeniny Ing. Pavla Kusého, CSc.
Sixtieth Anniversary of Ing. Pavol Kusý, CSc.
Ing. Miloslav Frankovský
- Spomienka na Ing. Mikuláša Pákha
Memory of Ing. Mikuláš Pákh
Ing. Juraj Keleši, Ing. Viktória Chomová

1/2015 85

1/2015 87

1/2015 88

1/2015 89

1/2015 90

2/2015 94

2/2015 96

2/2015 97

3/2015 115

3/2015 116

3/2015 117

17. Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB
FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

- Pohlednice s tunely pod vodou
Picture Postcards with Immersed Tunnels
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ing. Richard Svoboda, Ph.D.
- Městské tunely
Urban Tunnels
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ing. Richard Svoboda, Ph.D., Ing. Tomáš Vrána
- Pohlednice s tunely ve vzdálených krajích
Picture Cards with Tunnels in Remote Regions
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ing. Richard Svoboda, Ph.D., Ing. Tomáš Vrána
- Pohlednice tunelů ve Slovenské a České republice s lokomotivami
Picture Postcards of Tunnels in the Slovak and Czech Republic with Locomotives
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc., Ing. Tomáš Vrána

1/2015 91

2/2015 98

3/2015 118

4/2015 102

JMENNÝ REJSTŘÍK AUTORŮ STATÍ ČASOPISU TUNEL ZA ROK 2015

NAME INDEX OF AUTORS OF ARTICLES PUBLISHED IN THE TUNEL JOURNAL IN THE YEAR 2015

Jméno: name:	číslo: number:	strana: page:	Jméno: name:	číslo: number:	strana: page:	Jméno: name:	číslo: number:	strana: page:
A			K			S		
Androvič, Juraj	3/2015	3	Kadlíček, Tomáš	2/2015	69	Skopal, Richard	2/2015	63
Antolík, Juraj	3/2015	13	Keleši, Juraj	3/2015	117	Smolík, Jiří	1/2015	97
Aldorf, Josef	4/2014	77	Klepsatel, František	3/2015	48	Srb, Martin	4/2015	95
Andersson, Ola	1/2014	25	Kochánek, Miroslav	4/2015	11, 23	Svoboda, Richard	1/2015	91
B			Korba, Anrej	3/2015	40		2/2015	98
Barták, Jiří	1/2015	89	Korejčík, Jan	1/2015	82		3/2015	118
	2/2015	97	Krása, David	4/2015	2	Svoboda, Tomáš	3/2015	61
Bartoš, Jozef	3/2015	34	Krásný, Otakar	4/2015	57	Svobodová, Anna	2/2015	12
Bucek, Radko	1/2015	3	Krejczy, Radim	1/2015	41	Szanto, Vera	1/2015	23
Burian, Pavel	4/2015	11	Krouza, Jan	3/2015	73			
Butovič, Alexandr	2/2015	102	Kuňák, Josef	2/2015	69	Š		
C			Kůrková, Eva	2/2015	24	Šebesta, Boris	1/2015	82
Cvoliga, Martin	3/2015	34	Kusý, Pavol	1/2015	85		2/2015	92
D			Kušnír, Ján	3/2015	1		3/2015	112
Dávid, Mároš	4/2015	23	Kvaššay, Ivan	3/2015	4		4/2015	99
Đurša, Vladimír ml.	3/2015	26	L			Šejnoha, Michal	2/2015	69
F			Lemke, Stefan	1/2015	59	Šňupárek, Richard	1/2015	1
Falhar, Stanislav	2/2015	24	M			Štefan, Jiří	1/2015	77
Filip, Miroslav	2/2015	12	Magdolen, Martin	3/2015	4, 13	Štefl, Michal	4/2015	3
Frankovský, Jozef	1/2015	87	Majerčík, Milan	1/2015	84	T		
	2/2015	102		2/2015	93	Tauch, Bodo	1/2015	4
Frankovský, Miloslav	1/2015	98		3/2015	113	Tomáš, Petr	1/2015	41
	3/2015	116	Makásek, Petr	1/2015	34	Toth, Szilvia	1/2015	23
Frydrych, Václav	4/2015	57	Mařík, Libor	3/2015	88	Turček, Peter	2/2015	95
Fučík, Michal	3/2015	40	Miguel, Jose	4/2015	39	U		
G			Mosler, Jiří	2/2015	4	Uhrin, Michal	1/2015	23
Göhringer, Helmut	1/2015	4, 13	N			Urbánková, Martina	2/2015	69
H			Neureiter, Friedrich	1/2015	2	V		
Halfar, Lubomír	4/2015	48	Nosek, Jakub	4/2015	65	Valeš, Jiří	1/2015	24
Harach, Igor	3/2015	19	Novák, Miroslav	3/2015	115	Valko, Martin	3/2015	40
Havlan, Petr	1/2015	34		4/2015	4, 99	Vaněček, Michal	4/2015	57
Herle, Vítězslav	1/2015	88	Novotný, Miloslav	1/2015	76, 78, 81	Veselý, Václav	2/2015	1
Hilar, Matouš	1/2015	97		2/2015	88,	Vintera, Jan	1/2015	84
	4/2015	93, 105		3/2015	110		2/2015	93
Horák, Vladislav	1/2015	91	P				3/2015	113
	2/2015	98	Pákh, Mikuláš	1/2015	87		4/2015	57, 101
	3/2015	118	Papcún, Ján	1/2015	47	Višňák, Petr	4/2015	23
	4/2015	102	Pastrňák, Vít	3/2015	81	Vrána, Tomáš	2/2015	98
Horák, Vlastimil	3/2015	111	Pavlík, Ondřej	4/2015	48		3/2015	118
Hrdina, Ivan	2/2015	2, 96	Pavlovský, Václav	2/2015	4		4/2015	102
Hric, Jozef	3/2015	2	Petko, Anton	3/2015	81	W		
Hrubešová, Eva	2/2015	90	Pohl, Petr	2/2015	3	Witkovský, Peter	2/2014	3
CH			Polák, Barnabás	1/2015	34	Z		
Chabrňová, Jana	3/2015	48	Prušková, Markéta	1/2015	80	Zítka, Tomáš	2/2015	34
Chmelař, Radovan	1/2015	90		2/2015	91		4/2015	73
Chomová, Viktória	2/2015	102		3/2015	111, 124, 125	Zlámal, Jaromír	2/2015	48, 56
	3/2015	117		4/2015	97, 98	Zwilling, Róbert	3/2015	40
J			Příbyl, Pavel	4/2015	1, 95	Ž		
Janda, Tomáš	2/2015	69	R			Žáčik, Miroslav	3/2015	26
Jandejsek, Ota	3/2015	40	Ráček, Václav	2/2015	56			
Jiráková, Hana	4/2015	57	Remesal, Fernandes	4/2015	39			
Junek, Jiří	2/2015	12	Růžička, Jiří	4/2015	23			
Just, Tomáš	4/2015	39, 48	Ryšávk, Jaroslav	2/2015	63			



Výstavba metra V.A (Dejvická–Motol), Praha
stanice Nemocnice Motol



Postavili jsme pro vás nové metro

Specializace na ražené i hloubené podzemní stavby je naší nosnou technologií. Disponujeme týmem zkušených techniků a máme potřebné výrobní kapacity umožňující optimalizaci vašich projektů podle posledních technologických poznatků. Své zkušenosti jsme upevnili a rozšířili na řadě významných a technicky náročných tunelových projektů, mezi které patří i realizace stanic Nemocnice Motol a Bořislavka a části traťových tunelů v rámci projektu prodloužení trasy metra V.A v Praze.

HOCHTIEF CZ a. s.
Plzeňská 16/3217
150 00 Praha 5
tel.: +420 257 406 000
www.hochtief.cz

Partner konference
Podzemní stavby Praha 2016



Geotechnický průzkum a monitoring podzemních staveb

Inženýrskogeologické a hydrogeologické průzkumy

- liniové stavby
- inženýrské stavby
- podzemní stavby

Geotechnika

- polní a laboratorní zkoušky
- geotechnické posudky
- stabilita svahů
- sedání podloží
- diagnostika staveb
- stavebně technické průzkumy
- pasportizace staveb

Monitoring podzemních staveb

- vedení geotechnického monitoringu
- geologické sledování a dokumentace ražeb
- bezpečnostní měření (konvergence a extenzometrie)
- měření a sledování povrchu a nadzemní zástavby
- geoelektrické korozní měření



Silniční a
dopravní projekty



Městské inženýrství



Vodohospodářské
projekty



Podzemní stavby



Konstrukce a inženýrské
stavby



Diagnostika staveb a
monitoring při výstavbě



Životní prostředí



Inženýrská činnost



Geologie a geotechnika

PUDIS a.s.

Nad Vodovodem 2/3258, 100 31 Praha 10

tel.: +420 267 004 111

www.pudis.cz

e-mail: info@pudis.cz

1966 > 2016

