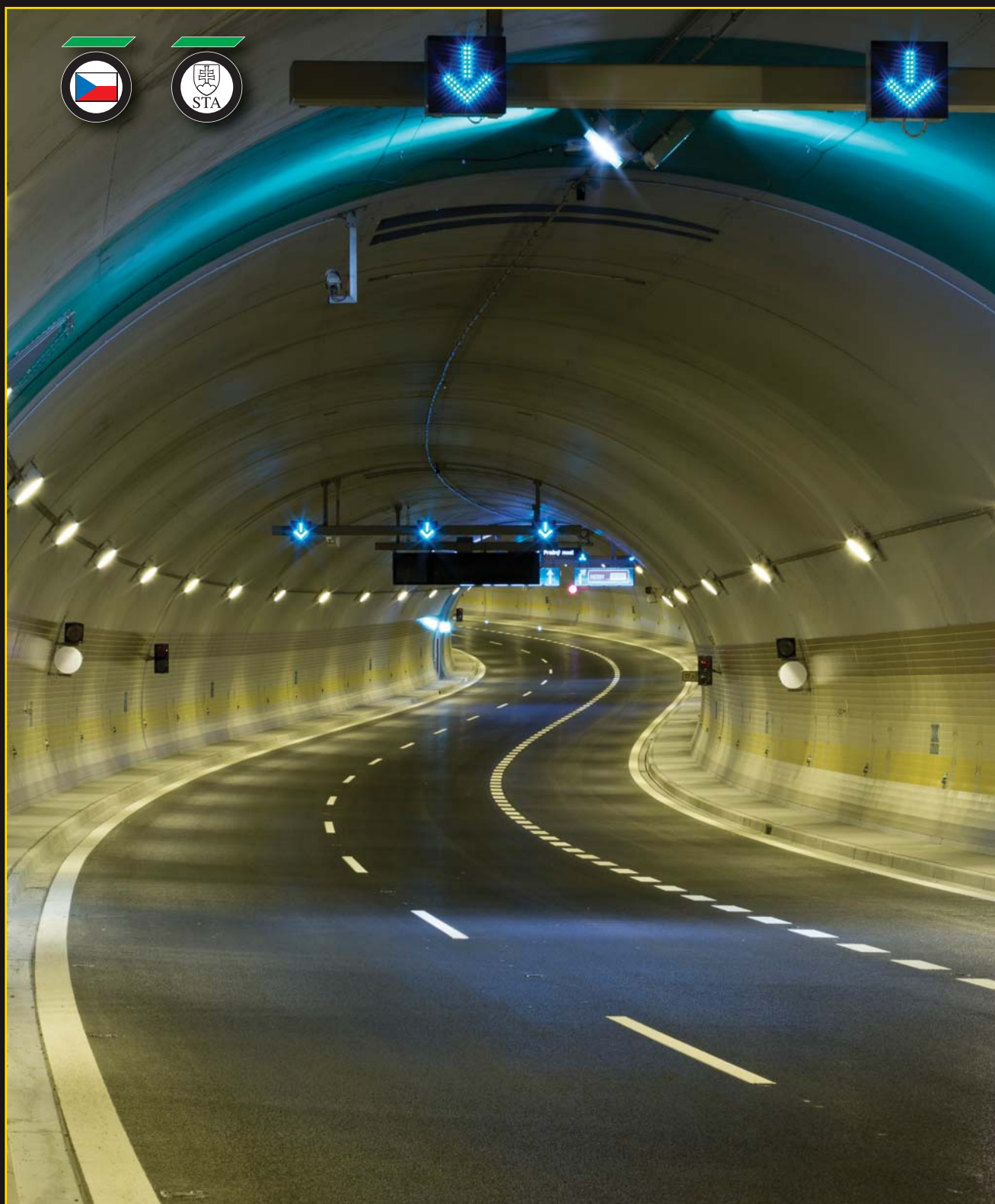


TuM ei

č. 4
2015

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





Trasa A pražského metra,
stanice Nemocnice Motol



Trasa A pražského metra,
stanice Nádraží Veleslavín



Váš partner v konzultační a projektové činnosti



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

metroprojekt@metroprojekt.cz
www.metroprojekt.cz

Tel.: +420 296 325 152
Fax: +420 296 325 153

Trasa D pražského metra,
stanice Pankrác - vizualizace

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. Pavel Příbyl, CSc., člen redakční rady časopisu Tunel	1
Úvodníky:	
Ing. David Krása, generální ředitel METROPROJEKT Praha a.s.	2
Ing. Michal Štefl, předseda představenstva a generální ředitel OHL ŽS, a.s.	3
Měření průtoku a tlaku vzduchu v trátové propojce č. 2.4 – trasa metra V.A	
Ing. Miroslav Novák, METROPROJEKT Praha a.s.	4
Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl	
Ing. Pavel Burian, Ing. Miroslav Kochánek, METROPROJEKT Praha a.s.	11
Nová trasa metra I.D v Praze	
Ing. Jiří Růžička, Ing. Miroslav Kochánek, Ing. Mároš Dávid, Petr Višňák, METROPROJEKT Praha a.s.	23
Spojení mezi letištěm a přístavem Gdaňsk – Ruta Słowackiego IV	
MEng/MSc Civil Engineer José Miguel Fernández Remesal, OHL Polska, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s.	39
Využití technologie polomechanizovaného štítování při ražbě kanalizačního sběrače	
Ing. Tomáš Just, Lubomír Halfar, OHL ŽS, a.s., Ing. Ondřej Pavlík, Ph.D., AQUATIS, a.s.	48
Výsledky výzkumu hydraulického štěpení hornin	
Mgr. Hana Jiráková, Ph.D., Mgr. Václav Frydrych, GEOMEDIA s.r.o., Ing. Jan Vintera, Subterra a.s., Ing. Otakar Krásný, ARCADIS CZ a.s., Mgr. Michal Vaněček, ISATech, s.r.o.	57
Spolehlivost numerického modelování ražby NRTM	
Ing. Jakub Nosek, Ph.D., 3G Consulting Engineers, s.r.o.	65
Kanalizační sběrač „H“ – I. etapa	
Ing. Tomáš Zítko, SUDOP PRAHA a.s.	73
Fotoreportáž z komplexních zkoušek a příprav na otevření tunelového komplexu Blanka	85
Fotoreportáž ze zprovoznění tunelového komplexu Blanka	86
Fotoreportáž z exkurze na stavbu tunelu Koralm, LOT KAT3 v rámci EUROCK 2015	87
Ze světa podzemních staveb	92
Zprávy z tunelářských konferencí	97
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice	99
Z historie podzemních staveb	102
Zpravodajství České tunelářské asociace	105

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: Dokončený tunelový komplex Blanka (foto Jakub Karlíček)

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. Pavel Příbyl, CSc., Editorial Board Member	1
Ing. David Krása, General Director of METROPROJEKT Praha a.s.	2
Ing. Michal Štefl, Chairman of the Board and General Director of OHL ŽS, a.s.	3
Measurement of Flow And Pressure of Air in Cross Passage No. 2.4 – Metro Line Section V.A	
Ing. Miroslav Novák, METROPROJEKT Praha a.s.	4
Step-Free Access for Anděl Metro Station	
Ing. Pavel Burian, Ing. Miroslav Kochánek, METROPROJEKT Praha a.s.	11
New Metro Line I.D in Prague	
Ing. Jiří Růžička, Ing. Miroslav Kochánek, Ing. Mároš Dávid, Petr Višňák, METROPROJEKT Praha a.s.	23
Connection between Gdansk Airport and Gdansk Harbour – Ruta Słowackiego IV	
MEng/MSc Civil Engineer José Miguel Fernández Remesal, OHL Polska, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s.	39
The Use of Semi-Mechanised Shield Tunnelling for the Construction of a Collector Sewer	
Ing. Tomáš Just, Lubomír Halfar, OHL ŽS, a.s., Ing. Ondřej Pavlík, Ph.D., AQUATIS, a.s.	48
Results of the Rock Hydraulic Fracturing Research Project	
Mgr. Hana Jiráková, Ph.D., Mgr. Václav Frydrych, GEOMEDIA s.r.o., Ing. Jan Vintera, Subterra a.s., Ing. Otakar Krásný, ARCADIS CZ a.s., Mgr. Michal Vaněček, ISATech, s.r.o.	57
Reliability of Numerical Modelling of NATM Tunnelling	
Ing. Jakub Nosek, Ph.D., 3G Consulting Engineers, s.r.o.	65
Interceptor Sewer ‘H’ – 1st Stage	
Ing. Tomáš Zítko, SUDOP PRAHA a.s.	73
Picture Report from Comprehensive Testing and Preparation for Opening the Blanka Complex of Tunnels to Traffic	85
Picture Report from the Blanka Complex Tunnels Inauguration	86
Picture Report from Excursion to Koralm Tunnel LOT KAT3	
Construction Site within the Framework of the EUROCK 2015	87
The World of Underground Constructions	92
News from Tunnelling Conferences	97
Current News from the Czech and Slovak Underground Construction	99
From the History of Underground Constructions	102
Czech Tunnelling Association ITA-AITES Report	105

Ing. Václav Veselý – ARCADIS CZ a.s.
Ing. Ondřej 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
DTP Martin Pek, nám. T. G. Masaryka 737, 290 01 Poděbrady
Graphic designs: H.R.G. spol. s r.o., Litomyšl
Printed: The finished Blanka Complex of Tunnels
Cover photo: (photo courtesy of Jakub Karlíček)

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

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

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

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

Stavební fakulta ČVUT v Praze
Tháková 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-Záběhlice

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

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

IKP Engineers Group, s.r.o.
Classic 7 – budova C
Jankovcova 1037/49
170 00 Praha 7

ILF Consulting Engineers, s.r.o.
Jirsíková 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 Rostoky u Prahy

Pöyry Environment a.s.
Botanická 834/56
656 32 Brno

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.
Tháмова 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.
Somolického 819/1
811 06 Bratislava

APOLLOPROJEKT, s. r. o.
Vlčie hrdlo
P.O. BOX 56
820 03 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

BEKAERT Hlohovec, a. s.
Mierová ul. 2317
929 28 Hlohovec

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

GEOMONTA-HARMANEC, spol. s r. o.
Majerská cesta 36
974 01 Banská Bystrica

GEOstatik, a. s.
Kragujevská 11
010 01 Žilina

HYDROBETON, s. r. o.
Staviteľ'ská 3
831 04 Bratislava

HYDROTUNEL, spol. s r. o.
Mojmírova ul.14
P.O.BOX 16
927 01 Bojnice

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

MACCAFERRI CENTRAL EUROPE,
spol. s r. o.
Štverník 662
906 13 Brezová pod Bradlom

MAPEI SK, s. r. o.
Nádražná 39
900 28 Ivanka pri Dunaji
MC – BAUCHEMIE, s. r. o.
Na Pántoch 10
831 06 Bratislava

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

OBO Bettermann s.r.o.
Viničianska cesta 13
902 01 Pezinok

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

SM 7, a. s.
Organizačná zložka
Mlynské nivy 41
821 09 Bratislava

SOLHYDRO, spol. s r. o.
Ponónska cesta 17
P.O.BOX 169
850 00 Bratislava

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

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 technológie a manažmentu stavieb
Univerzitná 8215/1
010 26 Žilina

Milí čtenáři,

co si přát více, než mít možnost psát úvodník do čtvrtého čísla časopisu roku 2015 v době, kdy bude náš největší tunelový komplex Blanka v provozu již několik měsíců. Jedná se o dílo, které zde bude po staletí a které definitivně změní v této části městský prostor tím, že vytvoří lepší podmínky pro život lidí. Vždy je nutné hledat kompromis mezi přáními a možnostmi. Ideálem může být vyjít na ulici se stromy, posedět v kavárně na chodníku a nebyť obtěžován hlukem či exhalacemi z dopravy. Na druhé straně se ten samý člověk musí nějak dopravit do práce, kde tráví většinu dne, musí jet nakoupit, jede za přáteli, a to vše souvisí s komunikačním skeletem města.

Ideální město asi neexistuje, ale pro Prahu jsou z dlouhodobého hlediska důležité tři aspekty. Prvním je postupná přeměna prostoru na urbanisticky zajímavá a pro lidi příjemná místa. Druhým aspektem je rozvoj veřejné hromadné dopravy, která zatím funguje dobře, ale musí se trvale rozvíjet. Třetím aspektem, který se musí řešit ve střednědobém horizontu, je dostavba a provozování radiálně-okružního systému.

Přitom Blanka byla typickým příkladem toho, jak mohou média i někteří politici zcela změnit obraz toho, na co se soustředí. Je škoda, že odborná veřejnost nemá dost energie, aby přesvědčila veřejnost, novináře a hlavně politiky, že dostavba Městského okruhu je nezbytná, ale bude ho možné plně využít až po úplném dokončení. Pak se naplní jeho ochranná funkce a bude možné aktivovat řadu regulačních a ochranných opatření vedoucích k dalšímu zlepšení životního prostředí v historickém jádru města. Nyní zbývá dokončit posledních devět kilometrů. Hrozně bych si přál, aby se neopakovaly peripetie, které provázely tuto stavbu a aby převládli pozitivní přístup a okruh se konečně dokončil.

Je tradicí sahající do devadesátých let, že se v každém čísle časopisu představují významné společnosti. Ve spojení s tímto číslem je slovo „představují“ značně nadnesené. Historie společnosti METROPROJEKT Praha a.s. sahá do sedmdesátých let, kdy se podílela na projektování trasy C metra. Společnost OHL ŽS, a.s., je nástupcem státního podniku Železniční stavitelství Brno a vznikla dokonce již v roce 1952.

Odborníci z Metroprojektu nám ve třech článcích dokladují široký záběr této společnosti. Ve své tradiční disciplíně představují detailní náhled na první úsek plánované trasy metra D dlouhý 10,6 km vedoucí od Náměstí Míru na Písnici. Metra, resp. představení nového řešení bezbariérového zpřístupnění stanice Anděl, se týká i druhý příspěvek. Společnost se systematicky zabývá i technologiemi vybavování podzemních struktur. Třetí článek pojednává o zkoumání vlivu pístového efektu vyvolaného vlaky metra. Pístový efekt je fenomén, který se poměrně komplikovaně řešil i v Eurotunelu.

Společnost OHL ŽS, a.s. popisuje významnou infrastrukturní zakázku spočívající v realizaci ražených tunelů pod řekou Vislou v Gdaňsku, kdy byl použit velkoprofilový bentonitový štít. Ve druhém článku je popis projektu, technologie štítování a zajímavosti z realizace při ražbě kanalizačního sběrače v Přerově technologií polomechanizovaného štítu. Kanalizačním sběrači, jehož první etapa se dokončuje v Praze-Počernicích, a který patří k velkým podzemním stavbám prováděným v Praze, je věnován článek kolegů ze SUDOP PRAHA a.s.

Časopis Tunel hraje významnou roli i v rozvíjení teorie související s podzemním stavitelstvím a systematicky směřuje k zařazení do světové databáze vědeckých časopisů. V tomto čísle jsou popsány výstupy výzkumného projektu STIROMAS, v rámci kterého byly testovány metody hydraulického štěpení založené na impulzech tlaku na rozdíl od lineárně narůstajícího tlaku. Druhý, teoreticky zaměřený článek vznikl v rámci doktorského studia. Autor provádí porovnávací výstupů numerického modelování v programu Plaxis s dostupnými výsledky monitoringu.

prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc., člen redakční rady

Dear readers,

what can I wish more than to have an opportunity to write an editorial to the fourth issue of the journal in 2015 at the moment when our largest tunnelling project, the Blanka complex of tunnels, has been opened to traffic already for several months. It is a structure which will be here for centuries and which will definitely change the space in this part of the city by creating better conditions for the lives of people. It is always necessary to seek compromise between wishes and possibilities. An ideal may be seen in the possibility of going out to a street lined with trees, sipping coffee in a café on the pavement and not being bothered by traffic noise or exhaust emissions. On the other hand, the same people must have some option of being transported to their work where they spend the major part of the day, travelling to shops, travelling to friends etc. All of these activities are associated with the communications skeleton of the city.

An ideal city probably does not exist, but there are three aspects important for Prague from the long-term point of view. The first of them is the gradual conversion of spaces into places interesting in terms of the urban design and pleasant for people. The development of mass transit, which for the time being functions well but has to be permanently developed, is the second aspect. The third aspect, which has to be dealt with in the medium term, is the completion of the development and operation of the radial-circular system.

Unfortunately, Blanka was a typical example how media and some politicians can completely change the picture of the subject they focus on. It is a pity that the professional public does not have enough energy to persuade the public, journalists and mainly politicians that the completion of the City Circle Road (the inner circle) is necessary, but it will be possible to fully use it only after the full completion of the circle. Only then will its protective function be fulfilled and many regulatory and protective measures leading to further improving living environment in the historic core of the city will be viable. Now the last nine kilometres of the circle remain to be completed. I would terribly wish not to experience the repetition of the peripeteias that accompanied this project, to see a positive attitude and the circle road finally completed.

It is a tradition reaching back to the 1990s that important firms and companies introduce themselves in each journal issue. The word "introduce" is significantly inaccurate in the connection with this journal issue. The history of the company of METROPROJEKT Praha a.s. reaches back to the 1970s, when it participated in designing for the metro Line C. The company of OHL ŽS, a.s., as a successor of the state-owned company Železniční stavitelství Brno, originated as long ago as 1952.

Metroprojekt professionals document for us the wide scope of their company activities. In their traditional discipline, they introduce a detailed outlook of the first section of the planned 10.6km long metro Line D leading from Náměstí Míru Square to Písnice. The other paper introducing the new solution to the step-free access to Anděl station is also related to the metro. The company in addition systematically deals with technologies of equipping underground structures. The third paper is dedicated to examining the influence of the piston effect induced by metro trains. The piston effect is a phenomenon that was solved in a relatively complicated way even in the Eurotunnel.

The company of OHL ŽS, a.s. describes an important infrastructure contract lying in the realisation of mined tunnels under the Visla River in Gdansk, where they used a large-profile bentonite slurry TBM. The other paper describes the design, the shield tunnelling technology and interesting facts about the realisation of a mined collector sewer in Přerov using a semi-mechanised shield. A paper prepared by colleagues from SUDOP PRAHA a.s. is dedicated to a collector sewer which is currently being completed in Prague-Počernice and which belongs among the larger underground construction projects being carried out in Prague.

TUNEL journal even plays an important role in developing theories associated with the underground construction industry. It is systematically aimed at the incorporation into the worldwide database of scientific journals. This issue contains the description of the STIROMAS research project, in the framework of which hydraulic splitting methods based on impulses of pressure as opposed to linearly growing pressure were tested. The other, theoretically based paper originated within the framework of a doctoral study. The author compares the outputs of numerical modelling using the Plaxis software with monitoring results available.

Prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc., Member of Editorial Board



VÁŽENÉ KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

jsem velice rad, že vás mohu pozdravit jménem společnosti METROPROJEKT Praha a.s. Naposledy jsem měl tuto příležitost v roce 2013, a tak mi dovozte malé bilanční ohlédnutí za posledními dvěma roky vzájemných vztahů Metroprojektu a tunelů.

Asi nejvíce jsme se potkávali v Praze. Byly přestřiženy pásy dvou velkých dopravních projektů umístěných v téměř celém rozsahu pod zem a které veřejnost začala okamžitě v plném rozsahu využívat.

Dříve se to podařilo na prodloužení trasy A pražského metra Dejvická – Nemocnice Motol, kde jsme jako autoři návrhu prošli od začátku přípravou a realizací celé stavby. Ražba technologií TBM byla konečně úspěšně realizována i v České republice, a to rychle, ekonomicky a pod obytnou zástavbou zcela bez problémů či téměř bez povšimnutí. Pozornost byla upřena i ke třem raženým stanicím. Dvě z nich zopakovaly koncept jednolodního prostoru, jehož ražba je při správném návrhu a provedení řádově stejně nákladná jako stanice trojlodní.

O málo později byl otevřen i tunel Blanka, kde jsme navrhli hloubený úsek Pražský most – Špejchar.

U těchto velkých projektů mě opakovaně velmi potěšilo, jaký zájem dovedou v průběhu výstavby vyvolat Dny otevřených dveří a jak se o ně živě zajímá široká laická veřejnost, která se nenechá nakazit blbou náladou skandalizujících médií. Hrdost nad často zdařilými inženýrskými díly tak nepocítujeme jen my „od řemesla“, ale i pozitivně naladěná část veřejnosti.

V Praze jsme navrhli i další tři zásahy do podzemí, spojené s výstavbou tří nových bezbariérových přístupů, tj. výtahů do stanic metra I. P. Pavlova, Anděl a Můstek, z nichž první dva byly letos rovněž zprovozněny pro cestující.

Na hranici České republiky a Slovenska byla dokončena stavba dvojkolejného železničního Jablunkovského tunelu o délce 620 m. Trvala déle, než se původně předpokládalo, s ohledem na velmi složité geologické podmínky a s ohledem na zával, jehož zmáhání si vyžádalo návrh speciálních postupů zajištění a následné ražby.

Jsem rovněž rád, že první realizace TBM našla brzy pokračovatele – čtyřkilometrový železniční tunel Ejpvovice, jehož ražba pokračuje den za dnem.

Pokud jde o perspektivu do let příštích, rád bych zmínil především projekt trasy D pražského metra Náměstí Míru – Depo Písnice, který má zásadní význam pro zlepšení dopravní obsluhy obytných čtvrtí jižního sektoru Prahy s návazností do regionu. Dokumentace pro stavební povolení je připravena pro úsek Pankrác – Depo Písnice o délce 8,4 km. Pokud jde o výstavbu tunelů, navrhujeme i zde jako hlavní technologii ražbu jednokolejných tunelů štíty TBM. Z osmi stanic jsou tři navrženy jako ražené, čtyři hloubené a jedna povrchová. Projekt počítá se zásadní technologickou inovací – automatickým provozem vlaků bez řidiče. Hlavní město Praha usiluje o spolufinancování tohoto projektu z fondů EU.

Pokrok nelze zastavit ani v technologii tvorby projektové dokumentace. Před 30 lety jsme kreslili na rýsovacích prknech. Před 25 lety jsme měli za sebou první projektantské krůčky na osobních počítačích s výkresy i výpočty. Nyní máme za sebou prvních několik stanic metra, navržených ve 3D systémem BIM, ve kterém se celá stavba nejprve virtuálně trojrozměrně doslova postaví „v počítači“, včetně zadání všech hmot, materiálů a zařízení, a pak prakticky podobným postupem ve skutečnosti.

Tolik můj úvodník za firmu Metroprojekt. Budu rád, když se nyní začnete do odborných příspěvků mých kolegů i dalších odborníků. Chci ujistit všechny naše obchodní přátele a partnery, že si velmi vážím dosa-
vadního (i budoucího) zájmu o spolupráci a na sklonku roku letošního vám přeji hodně úspěchů do let příštích.



DEAR COLLEAGUES, TUNEL JOURNAL READERS,

I am very happy that I can greet you on behalf of the company of METROPROJEKT Praha a.s. The last time I had this opportunity in 2013. For that reason allow me a small balancing look back after the previous two years of mutual relations between Metroprojekt and tunnels.

We met probably most frequently in Prague. Inauguration tapes of two large transport-related projects located nearly fully underground were cut and the public started to use the structures in the full scope nearly immediately.

Earlier it took place on the Dejvická – Nemocnice Motol extension of the Prague metro Line A, where we, as the authors of the design, passed through the initial preparation and the realisation of the entire project. Driving tunnels using TBMs was finally successfully realised even in the Czech Republic - quickly, economically and under residential buildings, completely without problems or nearly without people noticing. Attention was directed even to the three mined stations on the line. Two of them repeated the concept of the one-vault space. When the design and the execution are correct, the cost of the excavation of this space is in the same order of magnitude as the cost of the excavation of a three-vault station.

The Blanka complex of tunnels, where we designed the Pražský Most – Špejchar cut-and-cover section, was opened to traffic a little bit later.

At these large projects I was repeatedly very delighted with the interest the Doors Open Days can attract during the course of the construction and how the lay public is interested in them, without letting scandalising media infect them with bad mood. We professionals are not the only people feeling pride in successful engineering projects. The positively approaching proportion of the public has similar feelings.

In Prague, we designed even other three interventions into the underground associated with the construction of three new step-free entrances, i.e. lifts, to I. P. Pavlova, Anděl and Můstek metro stations. The first two of them have been brought into passenger service this year.

The construction of the 620m long Jablunkov double-track tunnel was finished at the border between the Czech Republic and Slovak Republic. It lasted longer than originally expected with respect to very complicated geological conditions and the recovery of a collapse, which required a design for special procedures for the excavation support and subsequent excavation work.

I am in addition glad that the first application of the TBM has soon found a continuator – the four kilometres long Ejpvovice tunnel, the excavation of which proceeds day by day.

As far as the prospect for the years to come is concerned, I would like to mention mainly the design for the Prague metro Line D from Náměstí Míru Square to the Písnice Depot, which is of the essential importance for the improvement of transport accessibility of residential quarters of the southern sector of Prague with links further to the region. The final design has been prepared for the 8.4km long Pankrác – Písnice Depot section. As far as the construction of tunnels is concerned, we propose driving single-track running tunnels using TBMs as the main technology even for this project. Of the eight stations, three are designed as mined structures, four as cut-and-cover structures and one as an at-grade structure. The design counts on substantial technological innovation – automatic driverless running of trains. The City of Prague strives for co-financing of this project from EU funds.

Progress cannot be stopped even in designing technology. Thirty years ago we drew on draughting boards. Twenty five years ago, we had initial designing steps using personal computers for drawings and calculations behind us. Now we have several initial metro stations under the belt which have been designed in 3D using the BIM system, where the entire structure is first virtually three-dimensionally literally “constructed in a computer”, inclusive of defining all matters, materials and equipment and then it is built practically in reality, using a similar procedure.

That is all I wanted to say in my leader on behalf of Metroprojekt. I will be glad if you immerse yourselves in the technical contributions prepared by my colleagues and other professionals. I would like to assure all of our business friends and partners that I highly regard the existing (and future) interest in collaboration. At the end of this year, I wish you much success in the years to come.

ING. DAVID KRÁSA

*generální ředitel METROPROJEKT Praha a.s.
General Director of METROPROJEKT Praha a.s.*

VÁŽENÍ ČTENÁŘI A ČTENÁŘKY,

jsem rád, že vás mohu přesně po pěti letech pozdravit prostřednictvím časopisu Tunel. Během tohoto období se prostřednictvím divize Mosty a tunely naší společnosti podařilo úspěšně zrealizovat několik zajímavých tunelových staveb.

Mezi nejvýznamnější z nich patří dokončení silničních Královopolských tunelů ve městě Brně (VMO Dobrovského B), železniční tunel Turecký vrch na Slovensku a železniční tunel Sudoměřický na IV. koridoru. Rovněž jsme se podíleli na významných stavbách v Praze – tunel Blanka, prodloužení metra A. V současné době jsou tunelářské kapacity soustředěny na Slovensku na stavbě úseku dálnice D1 Hubová – Ivachnová, jejíž součástí je tunel Čebrať. Kromě velkých tunelových projektů se společnost OHL ŽS, a.s. nadále věnuje i dalším činnostem v oboru podzemního stavitelství, k nimž patří zejména ražené štoly, protlaky a horizontální řízené vrtání.

Dovolím si říct, že se celý obor nachází v mnohem pozitivnější situaci než právě před pěti lety, kdy jsem zde psal o probíhající recesi a nelehkých podmínkách stavebního trhu ve střední Evropě. V současné době již celý trh postupně a stabilně sílí a i v následujících letech by mělo docházet k dalšímu růstu ve všech stavebních oborech včetně podzemního stavitelství. Drobnou výjimkou však může být začátek roku 2016, který bude jakousi mírnou technologickou přestávkou z důvodu startování nových dotačních programů EU.

Uvnitř tohoto čísla naleznete dva články, které vás seznámí se dvěma stavbami realizovanými odlišnými technologiemi. I přes svoji odlišnost danou stářím, technickými parametry i určením mají dosti společného. První článek popisuje zkušenosti s nasazením moderního plně mechanizovaného razicího stroje při realizaci silničního tunelu pod řekou Vislou v Polsku. Druhý článek popisuje úspěšnou realizaci kanalizační stoky v Přerově pomocí starší a osvědčené technologie štítování. V některém z příštích čísel vás rádi seznámíme s realizací tunelu Čebrať, jehož ražba je aktuálně pozastavena, a dosud provedený rozsah prací by nenaplnil formát odborného článku.

Na závěr mi dovolu, abych vám popřál mnoho zdraví a nám všem co možná nejdelší období bez další hospodářské krize, která je pro obor stavebnictví obzvláště krutá.

Zdař Bůh!

**DEAR READERS,**

I am happy that I can greet you again, exactly after five years, through TUNEL journal. During this period of time our Bridges and Tunnels company successfully realised several interesting tunnelling projects.

Among the most important of them there are the completion of the Královo Pole road tunnels in Brno (LCCR Dobrovského B), the Turecký Vrch railway tunnel in Slovakia and the Sudoměřice railway tunnel on the 4th railway corridor. In addition, we participated in interesting construction projects in Prague – the Blanka complex of tunnels, the extension of metro Line A. At the moment, our capacities are concentrated in Slovakia, on the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway, a part of which is the Čebrať tunnel. Apart from large tunnel construction projects, the company of OHL ŽS, a.s. continues to pursue other activities in the field of civil engineering, among them, first and foremost, mined galleries, pipejacks and horizontal directional drilling.

I dare to say that the entire industry is found in a situation which is much more positive than the above-mentioned five years ago, when I wrote about the recession being underway and difficult conditions on the construction market in Central Europe. Currently the whole market grows gradually and stably stronger and further growth is expected in the coming years in all civil engineering disciplines, including underground construction. The beginning of the year 2016 could be an exception. It will be a modest technological break due to launching new EU grant programs.

Inside this journal issue you will find two papers which will acquaint you with two construction contracts implemented using different technologies. However, despite the differences following from their age, technical parameters and purpose, they have some things in common. The first paper describes the experience with the application of a fully mechanised tunnel boring machine to the realisation of a road tunnel under the Visla River in Poland. The second paper describes the successful realisation of a sewer in the town of Přerov using an older proved tunnelling shield. It will be our pleasure to acquaint you with the realisation of the Čebrať tunnel in one of the future issues. The excavation of this tunnel is currently suspended and the scope of work that has been carried out till now would not be able to fill the format of a technical paper.

To conclude, allow me to wish great health to you and as long as possible period without another economic crisis, which is especially cruel for the construction industry, to all of us.

God speed you!

ING. MICHAL ŠTEFL

*předseda představenstva a generální ředitel OHL ŽS, a.s.
Chairman of the Board of Directors and General Director of OHL ŽS, a.s.*

MĚŘENÍ PRŮTOKU A TLAKU VZDUCHU V TRAŤOVÉ 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

MIROSLAV NOVÁK

ABSTRAKT

Ve spolupráci Strojní fakulty ČVUT Praha s METROPROJEKTEM Praha a.s. bylo provedeno dne 16. 6. 2015 měření proudění vzduchu v propojce č. 2.4 v traťovém úseku st. Dejvická – Bořislavka, km 15,213.098 LK. Měření bylo vyvolané požadavkem na ověření funkce propojek z hlediska snižování pístového účinku vlaků metra a změření sil, které působí na zařízení v traťové propojce, a to zejména na otevřená křídla požárních vrat.

ABSTRACT

The measurement of the flow and pressure of air in cross passage No. 2.4 between running tunnels in the track stretch between Dejvická and Bořislavka stations, chainage km 15.213098 on the left-hand track, was conducted on the 16th June 2015, in collaboration of the Faculty of Mechanical Engineering of the Czech Technical University in Prague with METROPROJEKT Praha a.s. The measurement was carried out on the basis of a requirement for the verification of the function of cross passages viewed from the aspect of reducing the piston effect of metro trains and for measuring the forces which act on the equipment installed in the cross passage, in particular the pressure acting on the open wings of the fire gate.

ÚVOD

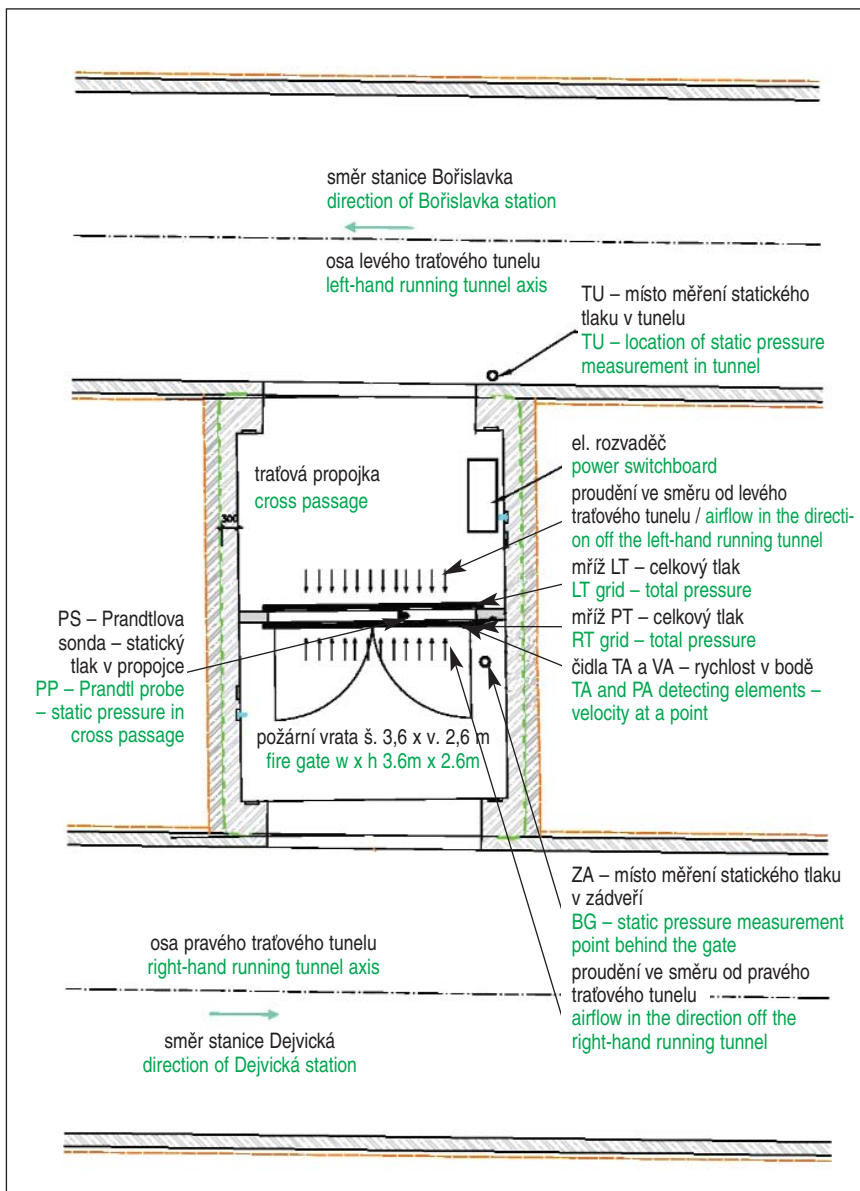
Trasa metra A v úseku mezi stanicemi Dejvická a Nemocnice Motol byla uvedena 6. 4. 2015 do provozu. Průjezd vlaků metra traťovými jednokolejnými tunely budovanými razicím štítem o vnitřním průměru 5,3 m způsobuje změny tlaku v trase metra a zejména ve stanicích vyvolává proudění vzduchu. Vedle bezpečnostních důvodů je i toto důvod, proč jsou mezi tunely navrženy traťové propojky v pravidelné vzdálenosti cca 200 m, které vyrovnávají vznik pístového účinku metra mezi traťovými tunely. Optimální příčný průřez propojek by měl být srovnatelný s průřezem traťového tunelu velikosti cca 20 m². Ze statických důvodů při dimenzování propojek mezi tunely nebylo možné takový průřez navrhnout, a proto jsou propojky na tomto úseku metra provedeny o průřezu 15,25 m². Podle SGR DP hl. m. Prahy č. 9/2009 *Zásady požární ochrany pro projektování a výstavbu pražského metra* [1], která platila pro trasu, je nutné mezi jednokolejnými traťovými tunely pro evakuaci osob a nástup zásahových jednotek zřídit spojovací chodby ve vzdálenosti maximálně 200 m. Spojovací chodby musí být vybaveny požárními dveřmi s odolností EI 90 DP1. Pro účely evakuace osob postačí dvoje dveře šířky 0,9 m. Pro účel vyrovnávání tlaku vzduchu vznikajícího vlivem pístového účinku od vlaků metra je tato velikost dveří nedostatečná a z uvedeného důvodu zde byla instalována požární dvoukřídla vrata šířky 3,6 m a výšky 2,6 m, celková plocha 9,36 m². Křídla vrat jsou v běžném dopravním provozu zajištěna elektromagnetem v otevřené poloze. V případě nehody, požáru v metru se dálkově zavřou (samozavíračem) a pro únik cestujících slouží dvoje požární dveře šířky 1,2 m osazené v křídlech vrat. Nezbytný požadavek požární směrnice na oddělení traťových tunelů zvyšuje odpor proudění vzduchu v propojce, a tím i snižuje vliv na omezení pístového účinku od vlaků metra. Uvedené měření bylo realizováno kvůli ověření účinnosti propojky z hlediska vyrovnávání tlaků [3].

MĚŘICÍ PŘÍSTROJE

Použité měřicí přístroje a zařízení byly zvoleny v souvislosti s dynamickým průběhem měřených veličin a velikostí měřicího průřezu.

INTRODUCTION

The metro line A stretch between Dejvická and Nemocnice Motol stations (called metro V.A) was brought into service on the 06/04/2015. The passage of metro trains along TBM-driven single-track tunnels with the inner diameter of 5.3m causes changes in the pressure along the metro route and induces flowing of air, in particular in stations. Apart from safety reasons, this is also a reason why cross passages between running tunnels are designed at regular intervals of ca 200m. They equalise the origination of the piston effect of the metro between the running tunnels. The optimum cross-section of cross passages should be comparable with the cross-section of a running tunnel with the area of ca 20m². When the cross passages between the tunnel tubes were being designed, it was impossible for structural reasons to design such a cross-section; for that reason the cross passages within this metro section were carried out with the cross-sectional area of 15.25m². According to the directive No.9/2009 of the general director of the Prague Public Transit Company on *Fire protection rules for designing and constructing Prague metro* [1], which was applied to the metro line, it is necessary for the evacuation of persons and deployment of intervention forces to provide cross passages at maximum intervals of 200m. The cross passages have to be provided with fire-check doors with the EI 90 DP1 fire resistance. Two doors 0.9m wide each are sufficient for the purpose of evacuation. Nevertheless, this door size is insufficient for the purpose of equalising the pressure of air originating due to the piston effect of metro trains. For that reason, a double-leaf gate 3.6m wide and 2.6m high, with the total cross-sectional area of 9.36m², was installed. In normal operation conditions, gate leaves are secured in the open position by an electromagnet. In the case of an accident or a fire in metro, the gate leaves are closed remotely (by a self-closing system) and two 1.2m wide fire doors installed in the gate leaves serve for the escape of passengers. The necessary requirement of the fire protection directive prescribing the separation of running tunnels increases the resistance to flowing of air through the cross passage and in this way reduces



Obr. 1 Metro, trasa VA – Půdorys traťové propojky č. 2.4, km 15,213 098 LK v traťovém úseku st. Dejvická – Bořislavka

Fig. 1 Metro, Line VA – Ground plan of cross passage No. 2.4, chainage km 15.213,098 of the left-hand track, in the track stretch between Dejvická and Bořislavka stations

Požadavek na zjištění průtoku vzduchu průřezem tunelu propojky mezi paralelními tunely metra při průjezdu soupravy metra ukazuje na nutnost zvládnout všechna nezbytná měření v automatickém provozu měřících souprav.

Rozměry průřezu propojky a velikosti vrat umístěných v průřezu propojky vedly k rozhodnutí použít pro zjištění průměrné rychlosti proudění, ze které se následně určí průtok vzduchu v m^3/s , síť paralelně zapojených válcových sond, jejichž rozmístění umožní stanovit kvalifikovaný odhad průměru celkového tlaku vzduchu v čase. Válcové sondy byly realizovány ve tvaru mříže zachycující celý průřez vrat. Při porovnání hodnoty celkového tlaku na mříži se statickým tlakem ve stejném měřicím průřezu, který byl zjišťován odběrem pomocí Prandtlovy sondy, bylo možné určit průměrný dynamický tlak v měřicím průřezu propojky.

Měřicí mříže byly vyrobeny dvě a namontovány vždy pro opačný směr proudění.

Odečty statického tlaku na Prandtlových sondách umožnily samostatně získat informace o statickém tlaku měřicím se velice rychle v čase, se kterým souvisí silové účinky proudu vzduchu na křídla dveří.

the influence on the piston effect induced by metro trains. The above-mentioned measurement [3] was carried out so that we made sure of the effectiveness of the cross passage from the aspect of the equalisation of pressures.

MEASURING DEVICES

The measuring equipment and devices were selected in connection with the dynamic course of the measured quantities and the size of the measuring cross-section.

The requirement for the determination of the air flow through the cross-section of the cross passage between parallel metro tunnel tubes during the passage of a metro train indicates the necessity for coping with all necessary measurements in the automatic operation of measuring sets.

The dimensions of the cross passage cross-section and the sizes of the gate installed in the cross passage cross-section led to the decision to use a network of cylindrical probes connected in parallel for the determination of the average airflow velocity and subsequently to deduce the rate of flow of air in m^3/s from it. The arrangement of the probes will allow for qualified guessing at the average total air pressure over time. The cylindrical probes were installed in the pattern of a grid covering the entire cross-section of the gate. It was possible to determine the average dynamic pressure within the measuring cross-section by comparing the value of the total pressure within the grid with the static pressure in the same measuring cross-section that was determined by means of a Prandtl probe.

Two measurement grids were produced and installed for the opposite directions of flow.

The readings of the static pressure on Prandtl probes allowed for independent obtaining information on the static pressure, very rapidly varying over time, which the force effects of air on the door leaves are related to.



Obr. 2 Rozmístění měřicí mříže pro měření dynamického tlaku, vrtulkového anemometru, termoanemometru pro měření rychlosti proudění vzduchu v průřezu požárního vrat v tunelové propojce 2.4

Fig. 2 Arrangement of the measurement grid for measuring the dynamic pressure, the installation of the propeller anemometer and thermo anemometer for measuring the velocity of air flow within the cross-section of the fire gate in cross passage No. 2.4



Obr. 3 Rozmístění Prandtlových sond pro měření statického tlaku, vrtulkového anemometru, termoanemometru pro měření rychlosti proudění vzduchu v průřezu požárních vrat v tunelové propojce 2.4

Fig. 3 Arrangement of Prandtl probes for measuring static pressure and the propeller anemometer and thermal anemometer for measuring the velocity of air flow within the cross-section of the fire gate in cross passage No. 2.4

Všechny měřené veličiny byly zaznamenávány v čase (interval cca 1s) měřicími ústřednami.

POPIS MĚŘENÍ

V traťové propojce 2.4 bylo v noční výluce instalované měřicí zařízení (obr. 1):

- mříž LT (levý tunel), mříž PT (pravý tunel), v průřezu otevřených požárních vrat bylo instalováno celkem 2x3 ks trubek s otvory pro měření celkového tlaku v průřezu vrat 9,36 m², nasměrované do levého a pravého tunelu [Pa] (obr. 2);
- Prandtlůva sonda PS 2 ks umístěné ve středu průřezu vrat pro měření statického tlaku na propojce [Pa] (obr. 3);
- Prandtlůva sonda ZA umístěná v zádveři za pravým křídlem otevřených požárních vrat směrem k pravému tunelu PT pro měření statického tlaku [Pa];
- Prandtlůva sonda TU umístěná v levém tunelu pro měření statického tlaku [Pa];
- termoanemometr TA umístěný ve středu průřezu vrat pro měření rychlosti proudění vzduchu nezávisle na směru v bodě [m/s] (obr. 3);
- vrtulkový anemometr VA umístěný ve středu průřezu vrat pro měření rychlosti proudění vzduchu nezávisle na směru v bodě [m/s] (obr. 3).

Naměřené hodnoty uvedených čidel dne 16. 6. 2015 od 5,00 h do 24,00 h byly vyhodnoceny a pro vyhodnocení byly použity záznamy v těchto intervalech denního provozu metra:

- ranní špička 6,00–9,00 h, interval vlaků metra 120 s;
- sedlo 11,00–14,00 h, interval vlaků metra 210 s;
- odpolední špička 16,00–19,00 h, interval vlaků metra 120 s, po 18,00 h 210 s.

Jednotlivá měření – čidla:

- M00 [Pa] barometrický tlak;
- M01 [m/s] měří diferenci mříž LT (celkový tlak) proti Prandtlově sondě PS (statický tlak) LT – PS – výsledek je dynamický tlak a výpočet střední rychlosti proudění v průřezu požárních vrat [m/s] (obr. 4);
- M03 [m/s] měří diferenci mříž PT (celkový tlak) proti Prandtlově sondě PS (statický tlak) PT – PS – výsledek je dynamický tlak a výpočet střední rychlosti proudění v průřezu požárních vrat [m/s] (obr. 4);

All measured quantities were recorded in time (ca 1s intervals) by measurement data loggers.

MEASUREMENT DESCRIPTION

The measurement equipment (see Fig. 1) was installed in cross passage 2.4 during an overnight closure (Fig. 1):

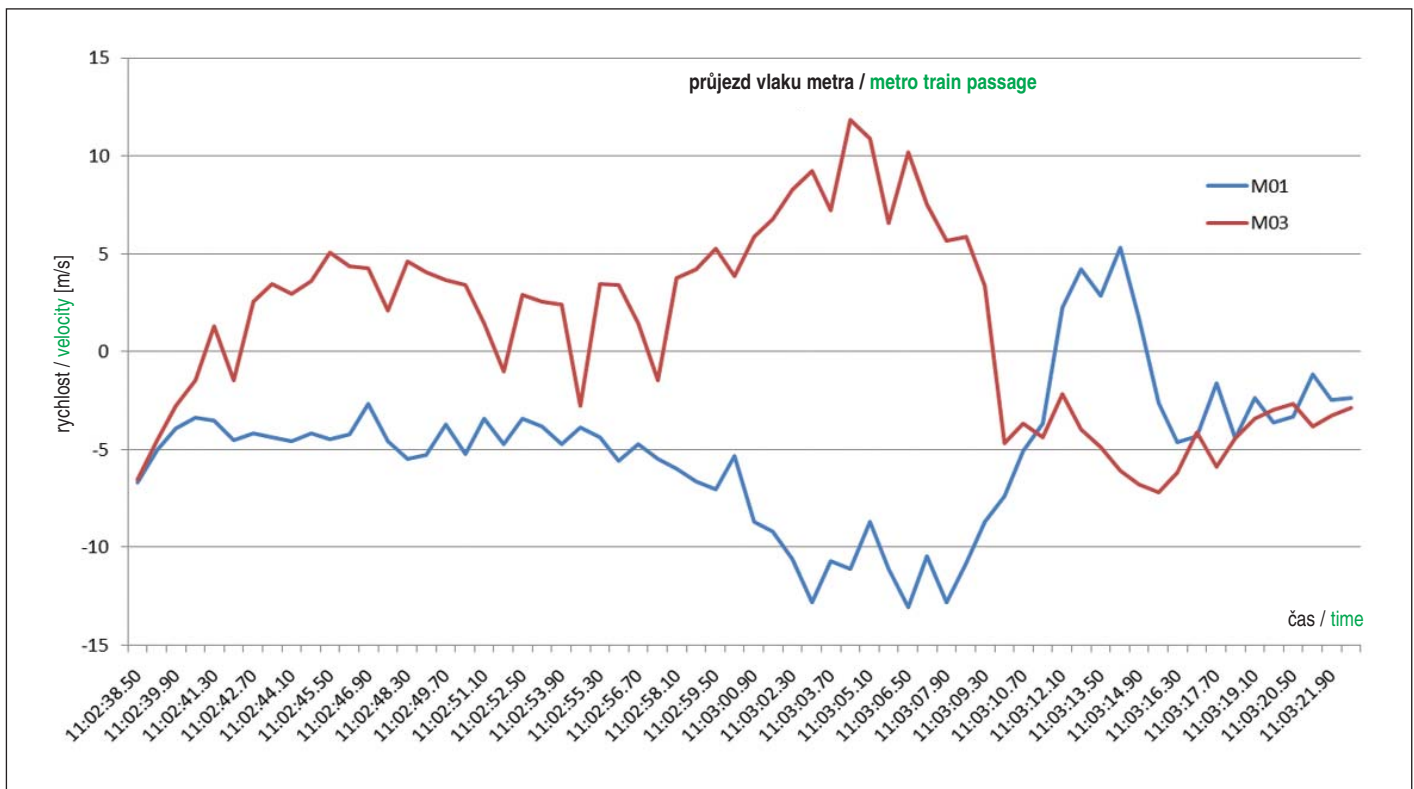
- The total of 2x3 tubes with openings for the measurement of the total pressure [Pa] within the gate cross-section of 9.36m² were installed on the LT grid (designed to measure air flow from the left-hand tunnel tube), the RT (designed to measure the air flow right-hand tunnel tube) grid, in the cross-section of the open fire gate; they were directed toward the left-hand tunnel and right-hand tunnel, respectively (see Fig. 2);
- Prandtl probes PP– 2 pieces, located in the centre of the cross-section of the gate, designed to measure the static pressure in the cross passage (see Fig. 3);
- Prandtl probe BG, located in the space behind the left-hand leaf of the open fire gate in the direction of the RTT, designed to measure the static pressure [Pa];
- Prandtl probe TU, located in the LTT, designed to measure the static pressure [Pa];
- Thermo anemometer TA, located in the centre of the gate cross-section, designed to measure the airflow velocity at a point [m/s], independently of the direction (see Fig. 3);
- Propeller anemometer PA, located in the centre of the gate cross-section, designed to measure the airflow velocity independently of the direction at a point [m/s] (see Fig. 3).

The values measured by the above-mentioned detecting elements on 16/06/2015 from 5:00 a.m. to 12:00 p.m. were evaluated; the records obtained during the following periods of the day-time metro operation were used for the evaluation:

- morning rush hours 6:00 a.m.–9:00 a.m., 120s time interval between metro trains;
- normal intensity operation 11:00 a.m.–2:00 p.m., 210s time interval between metro trains;
- afternoon rush hours 4:00 p.m.–7:00 p.m., 120s time interval between metro trains; 210s after 6:00 p.m.

Individual measurements – detecting elements:

- M00 [Pa] measures atmospheric pressure;
- M01 [m/s] measures the difference between the LT grid (total pressure) and the Prandtl probe PP (static pressure); LT – PP– the result is the dynamic pressure and the calculation of the mean velocity of the flow within the fire gate cross-section [m/s] (see Fig. 4);
- M03 [m/s] measures the difference between the RT grid (total pressure) and the Prandtl probe PP (static pressure); RT – PP– the result is the dynamic pressure and the calculation of the mean velocity of the flow within the fire gate cross-section [m/s] (see Fig. 4);
- M04 [Pa] measures the difference between the space behind the gate (BG) (static pressure) and the Prandtl probe PP (static pressure BG – PS; it measures the difference in the static pressure acting on the right-hand leaf of the fire gate [Pa]. Positive values – the flow direction from the right-hand tunnel tube; negative values – the flow direction from the left-hand tunnel tube (see Fig. 6);
- M02 [Pa] measures the difference between the space behind the gate (BG) (static pressure) and the static pressure TU in the left-hand tunnel tube; it measures the difference in the static pressure acting on the right-hand leaf of the fire gate [Pa] BG – TU. Positive values – the flow direction from the right-hand tunnel tube; negative values – the flow direction from the left-hand tunnel tube (see Fig. 5).



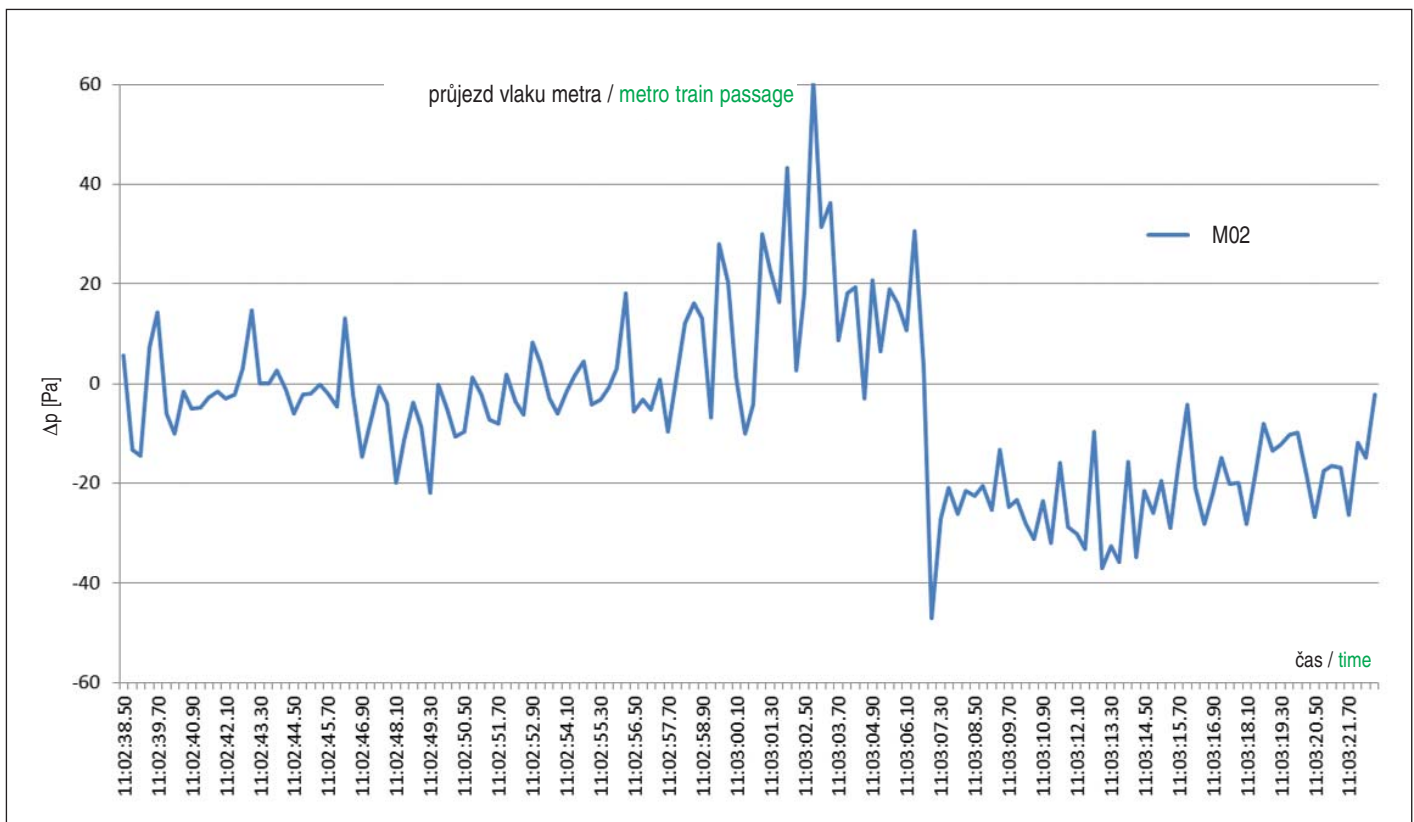
Obr. 4 Extrémní hodnoty rychlosti proudění v průřezu požárních vrat, měření M01 LT (celkový tlak, levý tunel) – PS (Prandtlůva sonda, statický tlak v propojce), měření M03 – PT (celkový tlak, pravý tunel) – PS (Prandtlůva sonda, statický tlak v propojce)

Fig. 4 Extreme values of the velocity of the airflow within the cross-section of fire gate M01 (LT–PP), M03 (RT–PP)

- M04 [Pa] měří diferenci zádveří ZA (statický tlak) proti Prandtlově sondě PS (statický tlak) ZA – PS, měření rozdílu statického tlaku působícího na pravé křídlo požárních vrat [Pa]. Kladné hodnoty – směr proudění od pra-

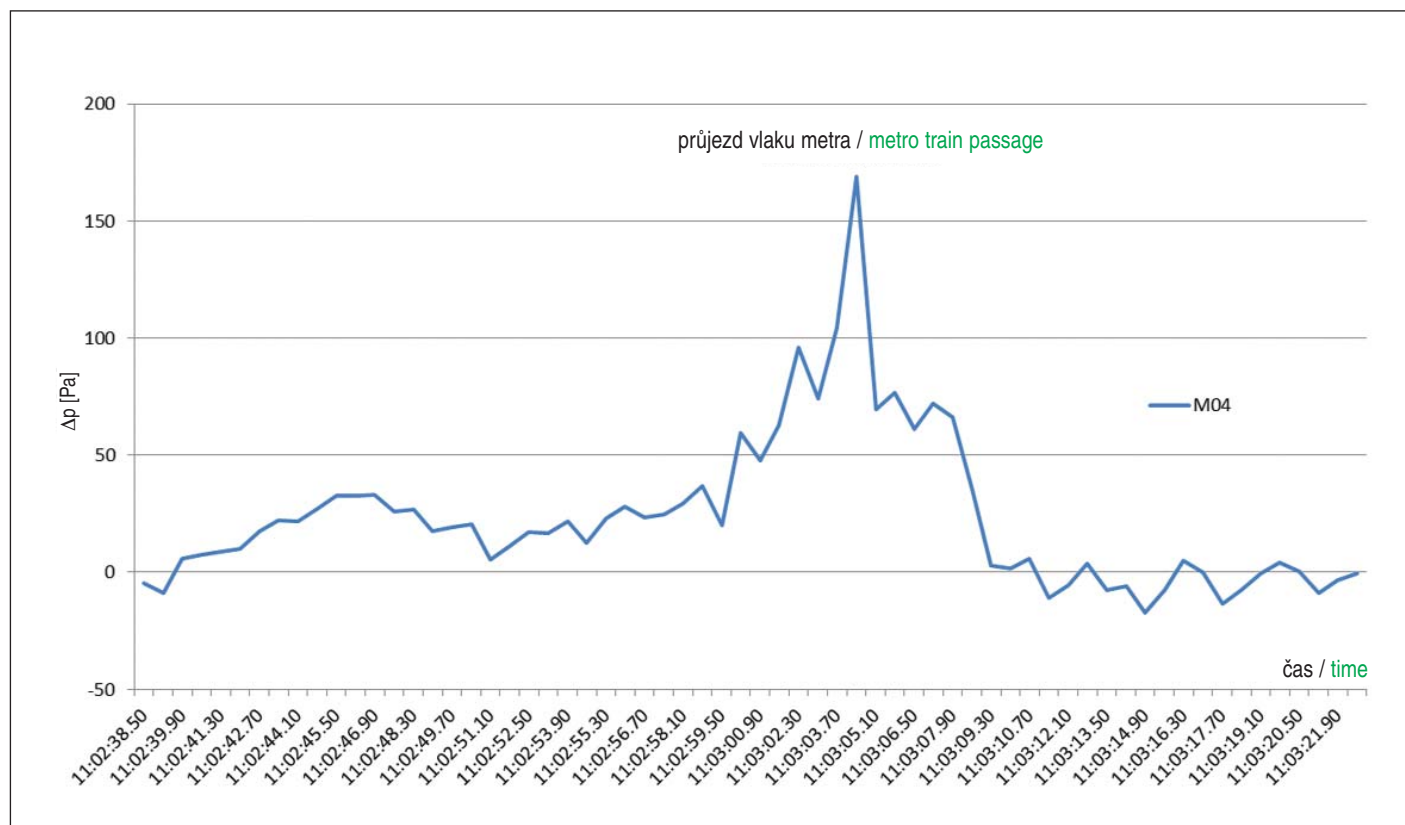
Extreme measured values were selected and depicted in the graph for measuring devices M01, M02, M03, M04:

- TA [m/s] – thermo anemometer measurements of airflow velocity in the cross-section of the open fire gate in cross



Obr. 5 Extrémní hodnoty rozdílu tlaku mezi ZA (zádveří pravého křídla požárních vrat) a TU (statický tlak v levém tunelu), měření M02 (ZA – TU)

Fig. 5 Extreme values of the difference between BG (the space behind the right-hand leaf of the fire gate) and TU (static pressure in the left-hand tunnel tube) M02 (BG – TU)



Obr. 6 Extrémní hodnoty rozdílu tlaku mezi ZA (zádveří pravého křídla požárních vrat) a PS (Prandtlůva sonda v průřezu požárních vrat), měření M04 (ZA – PS)
Fig. 6 Extreme values of the pressure difference behind BG (the right-hand leaf of the fire gate) and PP (Prandtl probe within the cross-section of the fire gate) M04 (BG – PP)

vého tunelu, záporné hodnoty – směr proudění od levého tunelu (obr. 6);

- M02 [Pa] měří diferenci statického tlaku zádveří ZA proti statickému tlaku TU v levém tunelu, měření rozdílu statického tlaku působícího na pravé křídlo požárních vrat [Pa] ZA – TU. Kladné hodnoty – směr proudění od pravého tunelu, záporné hodnoty – směr proudění od levého tunelu (obr. 5).

Extrémní naměřené hodnoty – pro průběhy měření, čidla M01, M02, M03, M04 byly vybrány extrémní hodnoty a podrobně zobrazeny v grafu:

- TA [m/s] – měření rychlosti proudění vzduchu termoanemometrem v průřezu otevřených požárních vrat v traťové propojce 2.4 (obr. 7);
- VA [m/s] – měření rychlosti proudění vzduchu vrtulkovým anemometrem v průřezu otevřených požárních vrat (obr. 7).

VYHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ

Funkce traťové propojky z hlediska snižování vlivu pístového účinku metra

Měření M01, M03, VA, TA, zaznamenalo průměrné rychlosti proudění vzduchu v profilu otevřených požárních vrat o velikosti 3,6x2,6 m, plocha 9,36 m². Při průjezdu vlaků vzduch přes uvedenou propojku proudil do druhého traťového tunelu max. rychlostí 14–18 m/s. Průměrná hodnota rychlosti proudění při průjezdu vlaků je 10 až 14 m/s. Z uvedeného měření vyplývá, že přes traťovou propojku proudí množství vzduchu:

passage 2.4 (see Fig. 7);

- PA [m/s] – propeller anemometer measurement of airflow velocity in the cross-section of the open fire gate (see Fig. 7).

EVALUATION OF MEASUREMENT RESULTS

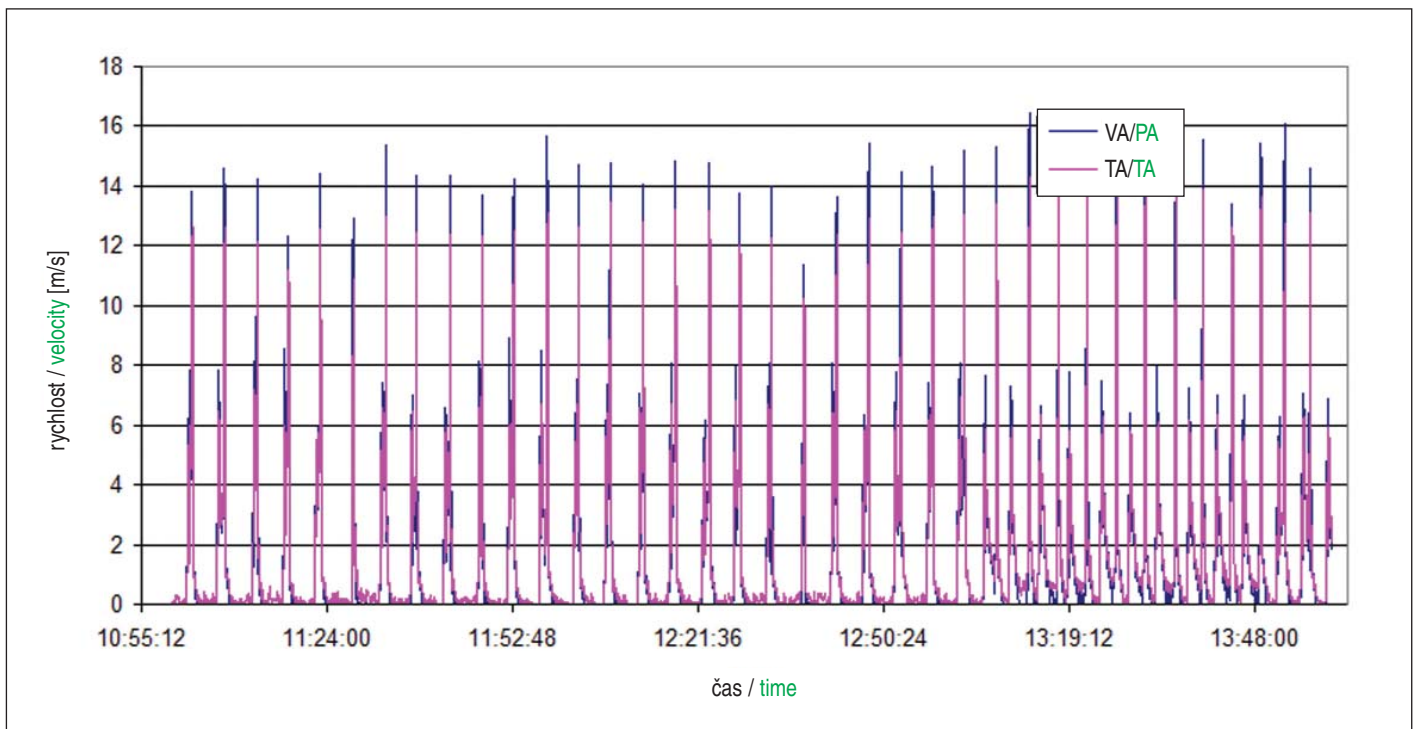
The function of a cross passage from the aspect of reducing the influence of the piston effect of metro trains

Measurements M01, M03, PA and TA recorded average airflow velocities in the 3.6x2.6m profile of the open fire gate (the cross-sectional area of 9.36m²). During the passage of trains, air flew to the other running tunnel at the velocity of 14-18m/s. The average value of airflow velocity during the passage of trains is 10 to 14m/s. It follows from the above-mentioned measurement that the following amount of air flows through the cross passage:

- 90m³/s to 130m³/s during the passage of trains as an average;
- 120m³/s to 160m³/s during the passage of trains as a maximum.

The piston effect of a train passing through the tunnel tube at the maximum speed of 60-80km/h causes the pressure of ca 400 to 500Pa. The pressure induces the pulling force of ca 7600 to 9500N. The pulling force of the metro train induces the flow of air at the rate of ca 160 to 200m³/s. The above-mentioned values were determined by a calculation according to EN 14 067-1 and EN 14 067-3 Railway applications – Aerodynamic in tunnels [2]. It follows from the above-mentioned text that ca 60 to 70% of air circulates inside the tunnel through cross passages.

The piston effect of metro trains causes a change in the pressure in the cross passage, an increase in the pressure ahead of the running train of 180Pa as the maximum and



Obr. 7 Měření rychlosti proudění vzduchu v průřezu otevřených požárních vrat – TA termoanemometr, VA vrtulkový anemometr

Fig. 7 The measurement of the airflow velocity within the cross section of the open fire gate – TA thermal anemometer, PA propeller anemometer

- průměrně při průjezdu vlaků 90 m³/s až 130 m³/s;
- maximálně při průjezdu vlaků v obou tunelech současně 120 m³/s až 160 m³/s.

Vlak metra při průjezdu v tunelu max. rychlostí 60–80 km/h vyvolá pístovým účinkem tlak v tunelu cca 400 až 500 Pa, který způsobí tažnou sílu cca 7600 až 9500 N. Tažná síla vlaku metra vyvolá v traťovém tunelu proudění vzduchu cca 160 až 200 m³/s vzduchu. Uvedené hodnoty byly stanoveny výpočtem podle EN 14 067-1, EN 14 067-3 Railway applications – Aerodynamic in tunnels [2]. Z uvedeného vyplývá, že cca 60 až 70 % vzduchu cirkuluje v tunelu přes traťové propojky.

Pístový účinek vlaků metra vyvolá v traťové propojce tlakovou změnu, nárůst tlaku před jedoucím vlakem max. 180 Pa a pokles tlaku za jedoucím vlakem až o –150 Pa, viz M02, M04.

Uvedené změny tlaku se šíří rychlostí zvuku traťovým tunelem, při teplotě vzduchu v tunelu 15 °C je rychlost zvuku v tunelu $c = 331,57 + 0,607 \cdot 15 = 340,7$ m/s, až do stanice na nástupiště, kde se následně změna tlaku vyrovnává přes výstupy na povrch (eskalátorové tunely, schodiště) a krátkodobě způsobuje negativní nadměrné proudění vzduchu (cca 6 m/s). Traťové propojky zde působí na vyrovnávání tlaku mezi traťovými tunely a omezují nárůst tlaku ve stanicích metra.

Z uvedeného měření vyplývá, že traťové propojky významně snižují vliv pístového účinku vlaků metra, ale neodstraní jej zcela. Pro účinnější snížení vlivu pístového účinku by bylo nutné propojky zvětšit na plochu srovnatelnou s traťovým tunelem, cca 20 m².

Síly působící na otevřená křídla požárních vrat v propojce

Z důvodu zajištění bezpečnosti v případě nehody, požáru vlaku v tunelu a následné evakuace cestujících do druhé tunelové trouby jsou mezi tunely únikové propojky, které musí být opatřeny požárním předělem mezi tunely. V propojkách jsou vrata trvale otevřená a zajištěná elektromagnetem, aby bylo možné je dálkově uzavřít v případě nehody, požáru v tunelu

a decrease in the pressure behind the running train by up to 150Pa, see M02 and M04.

The above-mentioned pressure changes propagate along the running tunnel at the speed of sound (the speed of sound in the tunnel at the temperature in the tunnel of 15°C is $c = 331,57 + 0,607 \cdot 15 = 340,7$ m/s) up to a station platform, where the change in pressure is subsequently equalised through exits to the surface (escalator tunnels, staircases) and causes short-term negative excessive flowing of air (ca 6m/s). The cross passages help to equalise the pressure between running tunnels and reduce the increase in the pressure in metro stations.

It follows from the above-mentioned measurement that cross passages between running tunnels significantly reduce the influence of the piston effect induced by metro trains, but do not remove it completely. It would be necessary to enlarge the cross-sectional areas of cross passages to an area comparable with that of a running tunnel, i.e. to ca 20m².

Forces acting on open leaves of the fire gate in the cross passage

There are escape cross sections between running tunnels designed to ensure safety in the case of an accident or a train in fire in the tunnel. They allow for subsequent evacuation of passengers to the other tunnel tube. They have to be provided with a firebreak installed between tunnel tubes. The gates in cross passages are permanently open and are secured by electromagnets so that it is possible to close them remotely in the case of an accident, a fire in the tunnel etc. The maximum pressure of 180Pa acts on the open leaf (110Pa on average), with the corresponding force equal to:

- 180 Pa * 4.7m² = 846N as the maximum,
- 110 Pa * 4.7m² = 517N as the average.

Each gate leaf is currently secured by a single electromagnet with the holding capacity of 150kg (1500N). We propose that each leaf be held by two electromagnets with identical capacities (150kg), installed on horizontal hinges.

apod. Na otevřené křídlo působí max. tlak 180 Pa, průměrně 110 Pa, tomu odpovídá síla:

- max. $180 \text{ Pa} \cdot 4,7 \text{ m}^2 = 846 \text{ N}$,
- průměrně $110 \text{ Pa} \cdot 4,7 \text{ m}^2 = 517 \text{ N}$.

V současné době je každé křídlo zajištěno jediným elektromagnetem na 150 kg (1500 N). Z důvodu zajištění dostatečné bezpečnosti uchycení křídel požárních dveří je navrženo uchycení každého křídla dvěma elektromagnety stejné hodnoty (150 kg) a na horizontálním kloubu.

ZÁVĚR

Z uvedeného měření vyplývá, že traťové propojky významně snižují vliv pístového účinku vlaků metra, ale neodstraní jej zcela. Pro účinnější snížení vlivu pístového účinku by bylo nutné propojky zvětšit na plochu srovnatelnou s traťovým tunelem, cca 20 m^2 .

Měřením se prokázalo, že síly působící vlivem pístového účinku na křídlo otevřených požárních vrat v propojce nepřesahují hodnotu 1000 N. Navržené uchycení křídla požárních vrat pomocí dvou elektromagnetů s přídržnou silou 1500 N vyhovuje.

ALTERNATIVNÍ ŘEŠENÍ

Při výstavbě metra s jednokolejnými tunely a hloubenými stanicemi se pro odstranění vlivu pístového účinku metra používají i další systémy.

Výstavba větracích šachet pro snížení tlaku vzduchu v tunelu způsobeného pístovým účinkem vlaků metra o ploše cca 16 až 20 m^2 , které se instalují na obou koncích stanice v hloubené části. Šachty propojují traťové tunely s povrchem a jsou kombinované s mechanickým větráním metra. Výhodou tohoto systému je, že nežádoucí tlakové změny vzniklé vlivem pístového účinku v tunelu metra jsou vyrovnávány před stanicemi s povrchem. Nevýhodou je značná ekonomická náročnost na vybudování těchto šachet a nutnost získání volného prostoru pro vyústění obou větracích šachet na povrchu, což bývá v zástavbě města značný problém.

Prostor nástupiště je oddělen od traťových tunelů prosklenou stěnou s automaticky otevíratelnými dveřmi ve stěně při příjezdu vlakové soupravy. Nutné je samostatné odsávací vzduchotechnické zařízení pro tunely a vlastní stanici v případě požáru. U ražených jednolodních stanic, které jsou na pražském metru realizovány na trase A, C a připravují se na trase D, by musela být prosklená stěna příliš vysoká, což je staticky náročné a nereálné. Systém je vhodný pro hloubené stanice.

Je možné provedení výstupních dveří se zádveřím, aby se zvýšila tlaková ztráta výstupu na povrch, a tím se snížilo množství proudícího vzduchu přes výstupní dveře.

Ing. MIROSLAV NOVÁK,
novak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a.s.

Recenzovali/Reviewed by: Ing. Karel Havlík,
Ing. Ladislav Štefan

CONCLUSION

It follows from the above-mentioned measurement that cross passages between running tunnels significantly reduce the influence of the piston effect of metro trains, but they do not remove it completely. It would be necessary for the more efficient reduction of the influence of the piston effect to increase the cross-sectional areas of cross passages to areas comparable with the areas of running tunnels, i.e. ca 20 m^2 .

It was proved by the measurement that the forces acting due to the piston effect on a leaf of the open fire gate in the cross passage do not exceed 1000N. The proposed fixing of a leaf of a fire gate by means of two electromagnets with the holding force of 1500N is satisfactory.

ALTERNATIVE SOLUTIONS

The following other systems are used in the development of metro with single-track running tunnels and cut-and-cover stations to remove the influence of the piston effect of metro trains.

The construction of ventilation shafts designed to reduce the pressure of air in the tunnel induced by the piston effect of metro trains. The shafts with the cross-sectional areas of ca 16 to 20 m^2 are installed at both ends of a station, in cut-and-cover parts. The shafts connect the running tunnels with the surface. They are combined with a mechanical metro ventilation system. The advantage of this system is the fact that the undesirable changes in the pressure originating in a metro tunnel due to the piston effect are equalised with the pressure on the surface before stations. The significant economic demands of building these shafts and the necessity for obtaining free space for ending the two shafts on the surface, which is usually a serious problem in urban developments, are the disadvantage.

The platform space is separated from running tunnels by a glazed wall with doors in it, which automatically open on the metro train arrival. Separate sucking ventilation systems are necessary for tunnels and the station itself in the case of a fire. In mined one-vault stations, which were realised on Prague metro on the lines A and C and are being prepared for the line D, the glazed wall would have to be too high, which is structurally demanding and unrealistic. The system is suitable for cut-and-cover stations.

Exit doors of concourses are provided with separate spaces behind them so that the pressure loss at the exit to the surface is reduced and the amount of the air flowing through the exit doors is diminished.

Ing. MIROSLAV NOVÁK,
novak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Směrnice generálního ředitele DP hl. m. Prahy č.9/2009 *Zásady požární ochrany pro projektování a výstavbu pražského metra*
- [2] EN 14067-1, EN 14 067-3 *Railway applications – Aerodynamic in tunnels*
- [3] *Měření průtoku a tlaku vzduchu v traťové propojce č. 2.4 – trasa metra VA v Praze 6. ČVUT FS UTP č. HS830-8301500B023 z 08/2015*

BEZBARIÉROVÉ ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA ANDĚL

STEP-FREE ACCESS FOR ANDĚL METRO STATION

PAVEL BURIAN, MIROSLAV KOCHÁNEK

ABSTRAKT

Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl na trase metra I.B představuje nový způsob řešení, které dosud nebylo na pražském metru realizováno. Jedná se o výtahovou šachtu umístěnou na povrchu s navazující přestupní chodbou v podzemí a dvojicí dalších výtahových šachet zaústěných do středního staničního tunelu stávající trojlodní stanice. Toto uspořádání umožňuje bezbariérový přístup cestujících z uliční úrovně na nástupiště stávající stanice. Součástí tohoto řešení jsou také rozsáhlé stavební zásahy do ostění a nosných konstrukcí ve veřejných i služebních prostorách provozované stanice metra. Všechny úpravy byly prováděny za provozu metra s minimálním omezením pro cestující. Stanice je zpřístupněna z úrovně terénu v místě nároží Nádražní ulice a ulice Bozděchovy pomocí kaskády osobních výtahů. Z úrovně chodníku vede dvojice osobních výtahů do přestupní chodby umístěné výškově těsně nad klenbou stanice. Z této přestupní chodby vede potom druhá dvojice osobních výtahů na nástupiště stanice metra. Vedle těchto výtahů je mezi přestupní chodbou a nástupištěm umístěno také služební a únikové schodiště. V přestupní chodbě je umístěna odbavovací linka pro cestující a tlakový uzávěr (stanice je součástí ochranného systému metra, který bylo nutné respektovat).

ABSTRACT

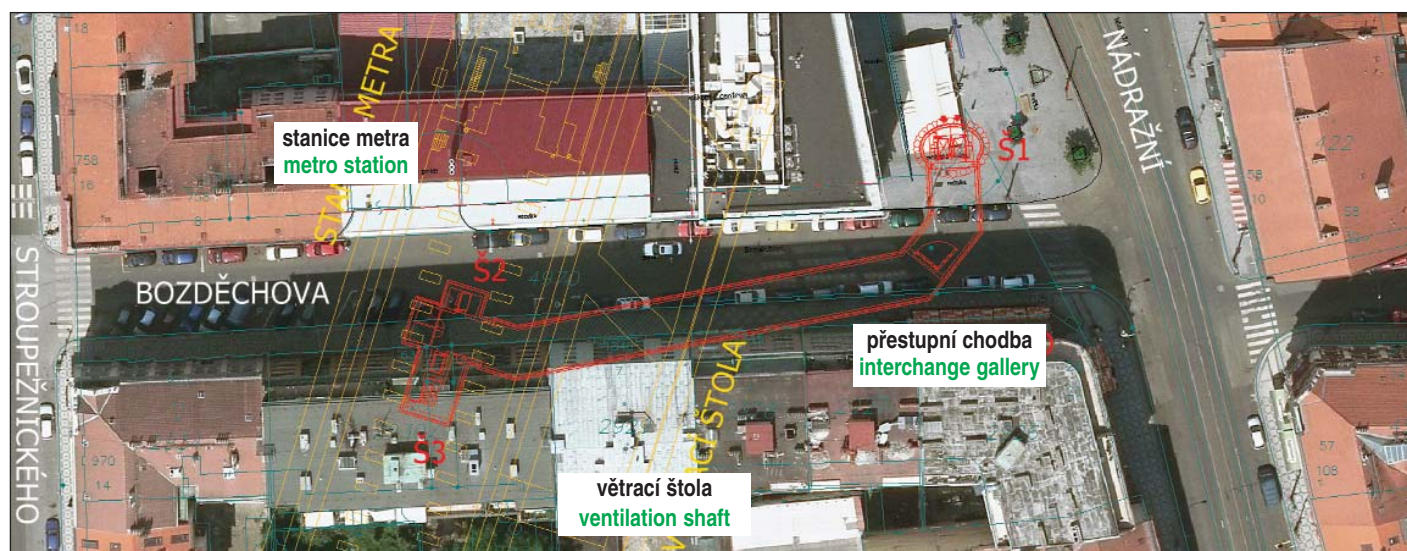
The construction of the step-less access to Anděl metro station on the metro Line B section No. 1 (the so-called Line I.B) represents a new way of the solution, which has not been realised on the Prague metro network yet. The solution lies in a lift shaft starting on the surface with an interchange gallery connecting it in the underground and a couple of other lift shafts ending in the central station tunnel of the existing 3-vault station. This arrangement allows for a step-free access of passengers from the street level to the platform of the existing station. Extensive construction interventions into the lining and bearing structures in the public circulation space as well as the service spaces of the operating metro station are parts of the solution. All work was carried out without interrupting the metro operation, with minimum restriction on the movement of passengers. The access to the station is now possible from the terrain surface, from the corner of Nádražní Street and Bozděchova Street, via a cascade of passenger lifts. Two passenger lifts lead from the street level to the interchange gallery located at the level just above the top of the station vault. Another pair of lifts leads from this gallery to the metro station platform. In addition to the lifts, there is a service and escape staircase between the interchange gallery and the platform. There is the border marking the compulsory ticket area with ticket validators. A manlock is installed in the gallery (the station is part of the metro protection system, which fact had to be respected).

ÚVOD

Stanice metra Anděl je situována jihozápadně od křižovatky ulic Nádražní – Plzeňská (křižovatka Anděl), v prostoru vymezeném ulicemi Plzeňskou, Nádražní, Za Ženskými domovy a Stroupežnického. Stanice zajišťuje obsluhu obchodního a administrativního centra Smíchova a současně má tato stanice i silnou vazbu na návaznou městskou hromadnou dopravu.

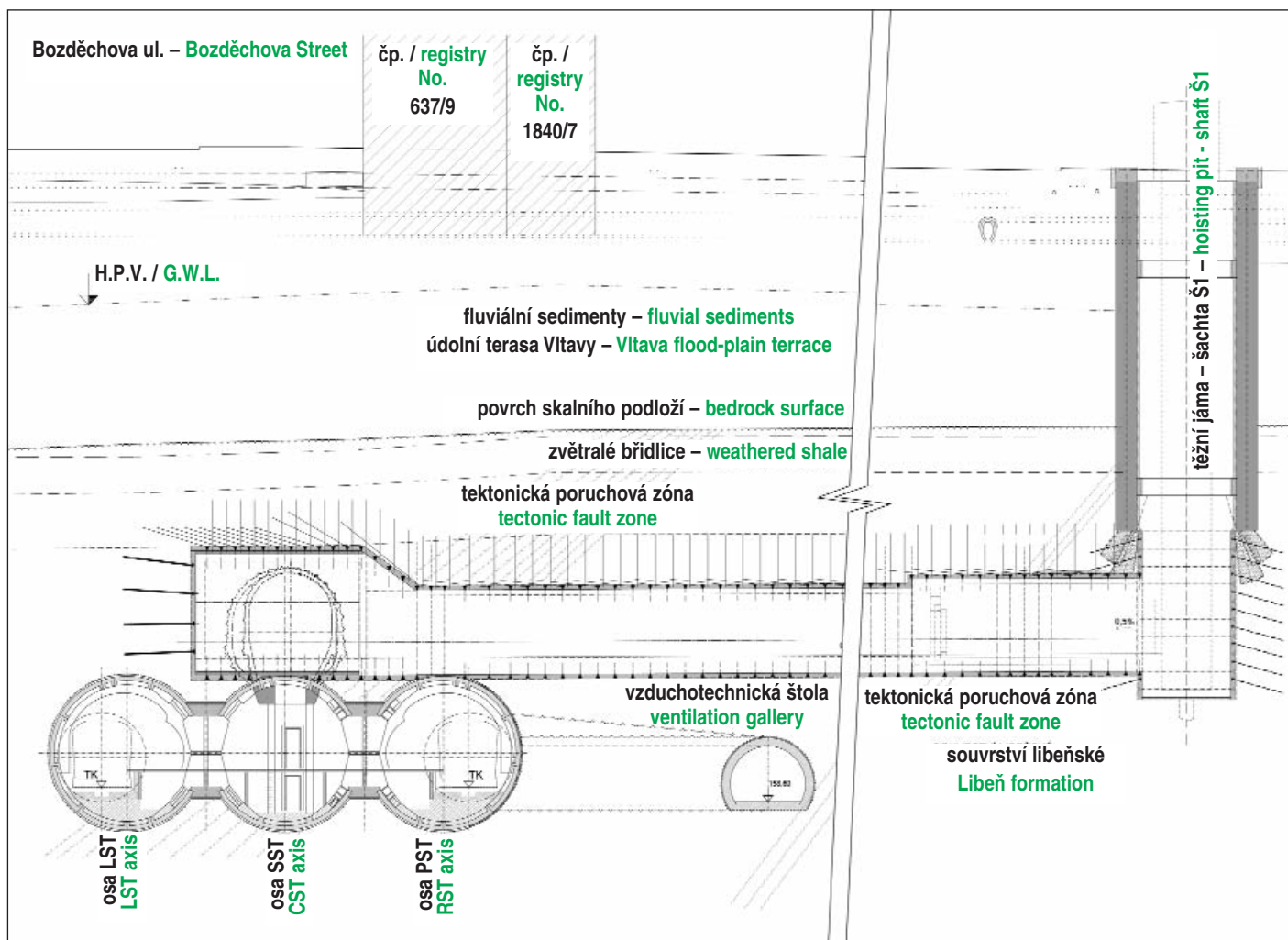
INTRODUCTION

Anděl metro station is located south-west of the intersection between Nádražní and Plzeňská Streets (the Anděl Intersection), in the space delimited by Plzeňská, Nádražní, Za Ženskými Domovy and Stroupežnického Streets. The station provides servicing of the commercial and administrative centre of Smíchov. At the same time, this station has got a strong relation to the linking urban mass transit system.



Obr. 1 Zákres stavby do ortofotomapy

Fig. 1 Plotting the structure in the orthophoto map



Obr. 2 Podélný řez přestupní chodbou a šachtou Š1 (z realizační dokumentace stavby)
Fig. 2 Longitudinal section through the interchange gallery and shaft Š1 (from the detailed design)

Stanice je ražená trojlodní pilířová, unifikovaného typu s dalšími třemi stanicemi trasy I.B, při osové vzdálenosti kolejí 21 m. Pilíře a průvlaky jsou ocelové, ostění stanice je montováno z železobetonových dílců kruhového profilu 7,8/8,8 m. Technologický tunel je situován mezi tratěmi směrem ke stanici Karlovo náměstí. S povrchem je stanice Anděl spojena z obou konců střední lodě eskalátory – výměny tunely ústícími do dvou vestibulů. Jižní vestibul je podzemní a je situován při ulici Za Ženskými domovy.

The station is a mined 3-vault pylon-type structure of the type unified with other three stations on the Line I.B; the track centre distance is 21m. The pylons and bearing beams are made of steel; the station lining was assembled from reinforced concrete segments designed for a ring profile diameter of 7.8/8.8m. A service and equipment tunnel is located between running tunnels, heading toward Karlovo Náměstí station. Anděl station is connected with the surface from both ends of the central platform by escalator tunnels ending in two concourses. The southern concourse is located underground. It is located next to Za Ženskými Domovy Street. The northern concourse is of the at-grade type. It is located near the Anděl Intersection; the Zlatý Anděl commercial and administrative centre was built around this concourse.

The step-free access to Anděl metro station using a cascade of passenger lifts is designed to lead from the pavement level at the corner of Nádražní Street and Bozděchova Street. The first pair of lifts leads from this level to the new interchange gallery in the underground. The lifts are installed in an oval lift shaft (Š1), which was excavated from the terrain surface (see Fig. 3). The mined horseshoe-shaped profile interchange gallery is connected to the bottom of this shaft. In the ground plan, it leads to the lifts to the station. The interchange gallery is located at the level just above the vault of the existing 3-vault station. In the section above the side station tunnel and the central station tunnel, the gallery cross-section height is increased and branches toward the lift (Š2) to the station and the lift and a safety rescue staircase to the station (Š3) lead to both sides. The interchange gallery ends above the beginning of the



Obr. 3 Kiosky výtahů v uliční úrovni
Fig. 3 Kiosks for lifts at the street level

Severní vestibul je povrchový a je umístěn poblíž křižovatky Anděl a kolem něj je vybudováno obchodně-administrativní centrum Zlatý Anděl.

Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl je navrženo z úrovně chodníku na nároží ulice Nádražní a ulice Bozděchovy pomocí kaskády osobních výtahů. Z této úrovně vede první dvojice osobních výtahů do nové přestupní chodby v podzemí. Výtahy jsou umístěny v oválné výtahové šachtě (Š1) hloubené z terénu (obr. 3). Na tuto šachtu ve spodní části navazuje ražená přestupní chodba podkovovitěho příčného průřezu, která je směrově vedena k výtahům do stanice. Výškově je přestupní chodba umístěná těsně nad klenbou stávající trojlodní stanice. V úseku nad krajním a středním staničním tunelem je chodba provedena v navýšeném profilu, ze kterého jsou nad středním tunelem na obě strany provedeny odbočky k výtahu (Š2) do stanice a výtahu s bezpečnostním únikovým schodištěm do stanice (Š3). Přestupní chodba je ukončena nad začátkem druhého bočního tunelu. Výtahové šachty a služební schodiště procházejí nástupištěm prostorem ve středním tunelu a zasahují až do prostoru pod nástupištěm. Poloha výtahů na nástupišti je dána dispozicí technických prostor v úrovni pod nástupištěm. V přestupní chodbě je umístěna odbavovací linka a tlakový uzávěr, neboť provozovaná stanice je v ochranném systému metra.

Dodatečné zřízení výtahu v provozované stanici metra byl náročný technický problém jak z hlediska projektu, tak i z hlediska provádění. Při zpracování projektu bylo nejprve třeba najít na uliční úrovni vhodnou polohu výtahů s přihlédnutím k vedení inženýrských sítí a za podmínek daných požadavky účastníků řízení o umístění stavby. Ve stanici vycházela poloha výtahů v podélném i příčném směru z konstrukční skladby nosného ostění stanice a byla umístěna tak, aby vyhovovala prostorovým požadavkům na nástupiště a minimalizovala nutné zásahy do dispozičního řešení technologických prostor pod nástupištěm. Vlastní přestupní chodba potom nejkratším možným způsobem propojila nástupy a výstupy z kaskády výtahů. Projekt zaústění výtahů do stávající stanice vycházel z podmínek trvalého provozu cestujících na nástupišti a minimalizace záborů staveniště. Rovněž u většiny technologických zařízení musel být zachován trvalý provoz s případným minimálním omezením.

Většina problémů během realizace vznikala při kontaktu s konstrukcemi provozované stanice, kde některé skutečnosti nebyly patrné z archivních podkladů a ani je nebylo možné v předstihu dostatečně prověřit. Jednalo se například o skutečný stav ocelových průvlaků nad pilíři postižených zvýšenou korozí, nedostatečně vyplněné spáry v montovaném ostění, nedostatečně únosné výplňové betony ve dně tunelu atd. Při ražbách přestupní chodby se objevily zbytky konstrukcí z předchozí výstavby metra, které nebyly patrné z dochovaných archivních projektů (stropní štolý nad staničními tunely, injektážní trubky po sanacích horninového prostředí v okolí stanice). Další problémy vznikaly z podmínek od dozorujičích orgánů státní správy (povolování záborů, trhacích prací, hlukové limity atd.).

GEOLOGICKÉ A HYDROLOGICKÉ POMĚRY

Výstavba probíhala ve složitých geologických poměrech ovlivněných zejména přítomností nesoudržných zvodnělých fluvialních sedimentů v nadloží a tektonicky významně porušeným horninovým prostředím v oblasti stanice Anděl.

other side station tunnel. The lift shafts and the service staircase are located in the platform space in the central station tunnel and extend even to the space under the platform. The location of the lifts on the platform is determined by the layout of service spaces at the level under the platform. There is the border marking the compulsory ticket area with ticket validators. A manlock is installed in the gallery (the station is part of the metro protection system, which fact had to be respected).

The additional installation of a lift in the operating metro station posed a complicated technical problem from the aspect of both the design and execution. When the design was being carried out, it was first of all necessary to find a place on the surface suitable for the lifts, taking into consideration existing infrastructural services and conditions following from the requirements of the parties to the construction location decision proceedings. Inside the station, the location of lifts both in the longitudinal and transverse direction resulted from the structural arrangement of the load-bearing lining of the station. The locations of lifts were to meet spatial requirements on the platform and to minimise the necessary interventions into the layout solution to the service spaces under the platform. The interchange gallery interconnected the entries to and exits from the cascade of lifts in the shortest possible way. The design for the connection of lifts to the existing station proceeded from the conditions for permanent movement of passengers on the platform and minimisation of acquisition of space for the construction site. Permanent operation with the possibility of minimum restriction had to be maintained also for the majority of technological facilities.

The majority of problems during the construction originated on contact with the structures of the operating station, where some facts were not obvious from archive documents and it was not possible to verify them sufficiently in advance. Among them there were, for example, the actual condition of the bearing steel beams above the pylons, which were affected by increased rusting, insufficiently filled joints in the segmental lining, insufficient loading capacity of mass concrete at the tunnel bottom etc. Remains of structures from the previous metro construction which were not obvious from the preserved archive designs (drifts over station tunnels, grouting tubes after the improvement of ground environment in the station surroundings) were revealed during the course of the interchange gallery excavation. Other problems originated from conditions stipulated by governmental agencies (authorised to approve the use of land, blasting, noise limits etc.).

GEOLOGICAL AND HYDROLOGICAL CONDITIONS

The construction proceeded in complex geological conditions affected first and foremost by the presence of incohesive water-bearing fluvial sediments existing in the overburden and tectonically significantly disturbed ground environment in the area of Anděl station.

The construction of the ca 30m deep lift shaft was influenced by a significant 7 to 8m thick aquifer in the fluvial sediments (gravels) with high permeability and yield. For that reason the technique using secant bored piles keyed into the bedrock minimally 6m deep.

The bedrock in the area of interest is made up of Ordovician rock, the Libeň Shale, which was locally affected by tectonic faulting. Overbreaks that had originated in tectonically faulted zones during the construction of Anděl station were historically recorded in this area. The bedrock surface is at the depth of 14 to 16m under the terrain surface.

The excavation of the interchange gallery passed through locally tectonically faulted competent or slightly weathered clayey shale and the Libeň Formation clayey-silty shale. From

Výstavba výtahové šachty hloubky cca 30 m byla ovlivněna výraznou zvodní o mocnosti 7 až 8 m ve fluvialních sedimentech (štěrky), se značnou propustností a vydatností. Proto pro zapážení šachty byla zvolena technologie převrtávaných pilot vetknutých min. 6 m do skalního podkladu.

Skalní podloží zájmového území tvoří ordovické horniny libeňských břidlic, které byly místně ovlivněny tektonickým porušením. Historicky byly z této oblasti zaznamenány zejména nadvylomy vzniklé v tektonicky porušených zónách při výstavbě stanice metra Anděl. Povrch skalního podloží se nachází v hloubce 14 až 16 m pod terénem.

Ražba přestupní chodby probíhala ve zdravých, případně navětralých jílovitých a jílovito-prachovitých břidlicích libeňského souvrství, s místním tektonickým porušením. Z hlediska geotechnického hodnocení byly ražby zatříděny do technologických tříd NRTM 4, 5a a 5b. Výška skalního nadloží nad přestupní chodbou se pohybovala od 6 do 8 m. Skalní nadloží bylo tvořeno břidlicemi mírně až silně zvětřalými a na bázi zcela zvětřalými.

Podzemní vody při ražbě stoly ve skalním prostředí byly vázány na puklinové systémy s možnými zvýšenými přítoky v poruchových zónách. Z hlediska agresivních účinků na betonové konstrukce byla stavba klasifikována jako konstrukce se středním stupněm agresivity XA2.

GEOTECHNICKÝ MONITORING

Pro sledování negativního působení účinků stavby na povrch, okolní zástavbu, podzemní objekty a inženýrské sítě byl prováděn geotechnický monitoring. Před zahájením stavby byla provedena pasportizace sousedních sedmi domů, vč. obchodního centra Zlatý Anděl, stoky v nadloží přestupní chodby v Bozděchově ulici, povrchu terénu a konstrukcí stanice metra Anděl. Během výstavby pak kromě geotechnického sledu ražeb byly měřeny deformace primárního ostění raženého díla, deformace ostění stanice metra Anděl, deformace již zmíněné stoky a deformace okolních budov a povrchu. Součástí monitoringu byla i extenzometrická měření z povrchu v Bozděchově ulici a kontrola zatížení stávajícího ostění stanice a primárního ostění raženého díla tenzometry a tlakovými snímači. Rovněž byly průběžně kontrolovány seismické a akustické účinky trhacích prací. Po ukončení ražeb byla provedena repasportizace výše uvedených objektů.

ŠACHTA Š1 – HLOUBENÍ

Svislá šachta pro dvojici výtahů má oválný příčný profil a je hluboká 30,3 m. Z důvodů rozdílných hydrogeologických poměrů byla šachta po výšce rozdělena na dvě různé technologické části. Zajištění horní části ve zvodnělých sedimentech bylo provedeno z převrtávaných pilot Ø 1180 mm délky 19,95 m. Sekundární piloty byly vyztuženy svařovanými armokoši z oceli B500B. Šachta byla ve dvou výškových úrovních opatřena ztužujícím železobetonovým věncem výšky 1000 mm a šířky 300 mm. S postupným hloubením byl líc pilotové stěny očištěn tlakovou vodou a byl opatřen vrstvou stříkaného betonu C25/30 tloušťky min. 150 mm. Povrch stříkaného betonu byl uhlazován jako podklad pro následné provádění stříkané hydroizolace. Stříkaný beton byl vyztužen jednou vrstvou ocelových sítí 6/100x6/100 mm, zakotvenou do každé primární piloty pomocí trnů. Pod patou pilot byla provedena cementová injektáž, která bránila průsakům vody podél pilot do ražené části.

the geotechnical point of view, the excavation was divided into NATM excavation support classes 4, 5a and 5b. The height of the rock overburden above the interchange gallery ranged from 6 to 8m. The rock overburden was formed by shales, which were slightly to moderately weathered or totally weathered at the base.

Groundwater encountered during the excavation of the gallery through the rock environment was bound to fissure systems with a possible increase in inflows in the faulted zones. Regarding the corrosive effects on concrete structures, the structure was classified as a structure resisting a medium degree of aggression XA2.

GEOTECHNICAL MONITORING

Geotechnical monitoring was carried out with the aim of observing the negative effects of the construction on the ground surface, surrounding buildings, underground structures and utility networks. The condition survey of neighbouring 7 buildings, including Zlatý Anděl commercial centre, a sewer in the overburden of the interchange gallery in Bozděchova Street, the terrain surface and Anděl metro station structures was carried out prior to the commencement of the construction work. Apart from the geotechnical face mapping, the measurements carried out during the construction covered the deformations of the primary lining of the mined working, deformations of the Anděl metro station lining, deformations of the above-mentioned sewer and deformations of buildings and the surface in the vicinity. Extensometer measurements from the surface in Bozděchova Street and checking on loads acting on the existing station lining and the primary lining of the working being mined by strain gauges and pressure transducers were also parts of the monitoring. In addition, seismic and acoustic effects of blasting operations were continually checked. The condition of the above-mentioned buildings and structures was resurveyed after the completion of the excavation.

Š1 SHAFT – EXCAVATION

The vertical shaft for the pair of lifts has got an oval cross-section and is 30.3m deep. Because of different hydrogeological conditions the shaft was divided along the height into two different technological parts. The support of the upper part in water-bearing sediments consisted of 19.95m long secant bored piles Ø 1180mm. The secondary piles were reinforced with welded reinforcement cages from B500B steel. The shaft was reinforced with a 1000mm high and 300mm wide horizontal reinforced concrete frame at two levels. With the excavation depth growing, the surface of the pile wall was cleaned with pressurised water and was provided with a minimum 150mm thick layer of C25/30 shotcrete. The shotcrete layer surface was smoothed as a base for the subsequent application of the sprayed-on waterproofing. The shotcrete was reinforced with one layer of welded mesh 6/100x6/100mm, which was anchored to each primary pile with steel dowels. Cement grouting designed to prevent seepage of water along the piles to the mined part was carried out under the toes of the piles.

A sewer draining a part of Zlatý Anděl building was accidentally drilled through and filled with concrete during the course of the execution of the pile walls. The location of the sewer encountered by the construction work was not registered in any of the documents owned by the network administrator and the owner did not give notice of it during the construction site hand-over. Remains of foundations of the buildings which were demolished during the construction of the metro were in addition encountered during the shaft excavation.

The part of the shaft carried out in mining-like way starts at the level of the toes of the piles; it is 9.66m deep. The excavation



Obr. 4 Zarážka štoly pod ochranou deštníku z jehel

Fig. 4 Opening drift under the protection of a spiling umbrella

Při provádění pilotových stěn došlo k převrtání kanalizace odvodňující část objektu Zlatého Anděla a jejímu vyplnění betonem. Stavbou zjištěná poloha kanalizace nebyla zanesena v žádném z podkladů správců sítí, ani na ni při předání staveniště neupozornil majitel. Při hloubení šachty byly také zastíženy zbytky základů domů demolovaných při výstavbě metra.

Část výtahové šachty prováděné hornickým způsobem začíná v úrovni pat pilot a je hluboká 9,66 m. Hloubení postupovalo po záběrech 1 m. Výrub byl zajišťován primárním ostěním ze stříkaného betonu C 20/25 tloušťky 270 mm na dvě vrstvy ocelových sítí 8/150x8/150 mm, doplněných prutovými příloškami. Ostění bylo kotveno pomocí radiálních svorníků SN Ø 28 mm a délky 3 m. Jako šablona tvaru šachty se použily ocelové výztužné oblouky. V místech napojení přestupní chodby na výtahovou šachtu byl při hloubení šachty nad klenbou štoly proveden ochranný deštník z jehel Ø 35 mm, délky 6 m, injektovaných cementovou maltou (obr. 4). Rozpojování hornin se provádělo mechanicky bez použití trhačích prací.

PŘESTUPNÍ CHODBA, ŠACHTY Š2 A Š3 – RAŽBA

Přestupní chodba propojuje výtahovou šachtu z uliční úrovně (spodní stanice dvojice výtahů) s dvěma samostatnými výtahy do stanice. Tyto výtahy jsou zabudovány ve dvou samostatných šachtách umístěných ve středním staničním



Obr. 5 Čelba kaloty přestupní chodby (šířka výrubu 5,9 m)

Fig. 5 Interchange gallery top heading face (excavation width 5.9m)

proceeded in 1m deep rounds. The excavation was supported by a 270mm thick C20/25 shotcrete lining. Concrete was sprayed on two layers of mesh 8/150x8/150mm supplemented by strap pieces. The lining was anchored by means of 3m long radial SN rock bolts Ø 28mm. Steel support arches were used as a template. A protective umbrella from 6m long spiles Ø 35mm encapsulated with cement grout was carried out during the shaft excavation in the locations of the connection of the interchange gallery to the lift shaft (see Fig. 4). Rock was disintegrated mechanically without blasting.

INTERCHANGE GALLERY, SHAFTS Š2 AND Š3 – EXCAVATION

The interchange gallery links the lift shaft from the street level (the bottom stations of the pair of lifts) to two independent lifts leading to the station. These lifts are incorporated into two independent shafts located in the central station tunnel. The horizontal alignment of the interchange gallery is influenced by the orientation of the exits from the lifts from the surface in the underground and the orientation of the interchange to the lifts leading to the platform. For that reason the gallery is in the beginning twice broken in the ground plan (the total change in the direction by 87.2°); the last directional deviation (by 28°) is above the station tunnel. The vertical alignment descends along the whole section at the gradient of 0.5% toward the station. At its end the gallery is located just above the vault of the station tunnels. The total length of the interchange gallery amounts to ca 80m.

The adit (interchange gallery) has got a horseshoe-shaped profile with the uniform thickness of the primary lining of 250mm. The interchange gallery is provided with an invert throughout its length. The net width of the cross-section is 5.94m and the net height is 4.85m. In a short section at the shaft the height of this cross-section was increased by 0.50m to allow the installation of the manlock. The above-mentioned profiles were sufficient for the installation of the intermediate waterproofing system and the final lining. The primary lining was built from reinforced SC25 (C20/25) shotcrete with two layers of steel mesh 8/150x8/150mm fixed to lattice girders (see Fig. 5). Grouted spiles of the IBO type, 4m long, and 3m long IBO-type rock bolts, both with the profiles of Ø 28mm and the required capacity of 120kN as the minimum, were used for the excavation support.

The excavation, i.e. rock disintegration, transport of muck and installation of the primary support of the interchange gallery, proceeded according to the principles of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) with the so-called horizontal excavation sequence (top heading, bench and bottom). Individual excavation support classes differed from each other by the excavation round length and the amount of supporting elements. In the beginning, rock was disintegrated mechanically (a tunnel excavator, an impact breaker); small-scope blasting was applied in harder rock. The definite bearing structures were carried out in the station space concurrently with the excavation and installation of the primary lining. The muck was transported along the gallery by means of a wheeled front-end loader and was discharged to a 7m³ transportation container at the shaft bottom. Vertical transport in the shaft was provided by and RDK 300 crane. During the construction, seepage water was collected at the heading and was pumped over to the basic sump at the shaft bottom. From this sump, groundwater was pumped to a sedimentation tank on the surface and discharged to the urban sewerage via an inductive aquameter. Suction ventilation system using an axial fan DN600mm was used during the course of the excavation.

Steel grouting pipes were encountered during the excavation of the interchange gallery before the station as remains from the stabilisation of the rock mass during the construction of the station.

tunelu. Směrové vedení přestupní chodby je ovlivněno orientací výstupu výtahů z povrchu v podzemí a přestupu na výtahy na nástupiště. Proto je chodba půdorysně nejprve dvakrát zalomená (celková změna směru o $87,2^\circ$) a k poslednímu odklonu dochází nad stanicí o 28° . Výškově štolá v celém úseku klesá ve sklonu 0,5 % ke stanici a na konci chodby je umístěná těsně nad klenbou staničních tunelů. Celková délka přestupní chodby je cca 80 m.

Štolá (přestupní chodba) má podkovovitý tvar s jednoduchou tloušťkou primárního ostění 250 mm. Přestupní chodba byla v celém úseku prováděna se spodní klenbou. Světlá šířka průřezu je 5,94 m a světlá výška 4,85 m. V krátkém úseku u šachty byl tento profil navýšen o 0,5 m z důvodu instalace tlakového uzávěru. Uvedené profily byly dostatečné pro zabudování mezilehlé hydroizolace a definitivního ostění. Primární ostění bylo prováděno z vyztuženého stříkaného betonu SB25 (C20/25), s dvěma polohami ocelových sítí 8/150x8/150 mm uchycených na příhradové výztužné oblouky (obr. 5). Pro zajištění výrubu byly používány injektované jehly typu IBO, délky 4 m a svorníky typu IBO v délkách 3 m, obojí o profilu $\varnothing 28$ mm, s požadovanou únosností min 120 kN.

Ražba, tj. rozpojení horniny, odvoz rubaniny a primární zajištění štolý přestupní chodby postupovala podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) s horizontálním členěním výrubu. Jednotlivé technologické třídy výrubu se od sebe lišily délkou záběru a množstvím vyztužovacích prostředků. Rozpojování horniny se provádělo zpočátku mechanizovaně (tunelbagr, impaktor), v pevnějších horninách byly použity trhací práce malého rozsahu. Současně s ražbou a primárním ostěním byly budovány definitivní nosné konstrukce v prostoru stanice. Rubanina ve štolě se dopravovala pomocí čelního kolového nakladače do přepravní vany 7 m^3 ve dně šachty. Svislá doprava v šachtě byla zajištěna pomocí jeřábu RDK 300. Během výstavby byly průsakové vody na čelbě jímány a přečerpávány do základní jímky na dně šachty. Odtud byla podzemní voda čerpána do sedimentační jímky na povrchu a přes indukční vodoměr odváděna do městské kanalizace. Při ražbách se provádělo sací větrání pomocí axiálního ventilátoru DN600.

Při ražbě přestupní chodby před stanicí byly na čelbě zastíhny ocelové injektážní trubky jako pozůstatek sanací horninového masivu při výstavbě stanice. Dále byl zhotovitelem stavby proveden průzkumný bezpečnostní předvrt s geofyzikálním vyhodnocením, které upozornilo na možnost dalších anomálií, jako důsledek předchozích ražeb stanice. Z tohoto důvodu rozhodl projektant o zesílení ostění přestupní chodby v úseku nad stanicí a v místě rozfárání k šachtám na nástupiště.

V úseku nad krajním staničním tunelem se profil přestupní chodby postupně navýšil a až do konce úseku byla chodba vyražena o zvětšeném příčném průřezu. S ohledem na přiblížení se čelby přestupní chodby k ostění stávající stanice byla ražba v poslední úseku délky 20 m dovolena pouze při aktivním podepření prstenců ostění stanice definitivními železobetonovými konstrukcemi šachet a schodiště ve stanici. Všechny tyto nosné konstrukce procházejí nástupištěním prostorem ve středním tunelu, zasahují do prostoru pod nástupištěm a jsou založeny na staničním ostění ve dně tunelu. Primární ostění v tomto úseku se provádělo v tloušťce 300 mm, s odsazením líce o 200 mm směrem do hory, z vyztuženého stříkaného betonu SB25 (C20/25), s dvěma polohami ocelových sítí 150x150/8x8 mm a s příložkami. Ve vzniklém prostoru se po vyražení chodby

The construction contractor carried out a safety survey pre-bored hole and analysed the findings geophysically. The analysis warned of the possibility of other anomalies as a result of the previous station excavation. For that reason the designer decided that the interchange gallery lining had to be reinforced in the section above the station tunnels and in the location of its branching to the shafts to ending on the platform.

In the section above the side station tunnel, the height of the interchange gallery cross-section gradually grew and the gallery was excavated up to the end of the section with the cross-section enlarged. With respect to the excavation face of the interchange gallery drawing closely to the lining of the existing station, the excavation within the last 20m section was permitted only when the rings of the station lining were supported by definite reinforced concrete structures of the shafts and the staircase in the station. All of these bearing structures pass through the platform space in the central tunnel, extend to the space under the platform and are founded on the station lining at the tunnel bottom. The inner surface of the 300mm thick primary lining, which was carried out in this section from SC25 (C20/25) shotcrete reinforced with two layers of mesh 150x150/8x8mm with strap pieces, was offset some 200mm toward the rock. Subsequently, the second strengthening lining reinforced with rebars and flush frames incorporated around the circumference of openings for the galleries branching toward Š2 and Š3 lifts, was carried out in the originated space after the completion of the gallery excavation up to the end of the gallery. The contour of the net internal surface of the primary lining after final treatment is identical with the contour of the basic cross-section. The gallery has the horseshoe shape in this section. It is 5.84m wide and its net height grows from 5.37m to 7.10m.

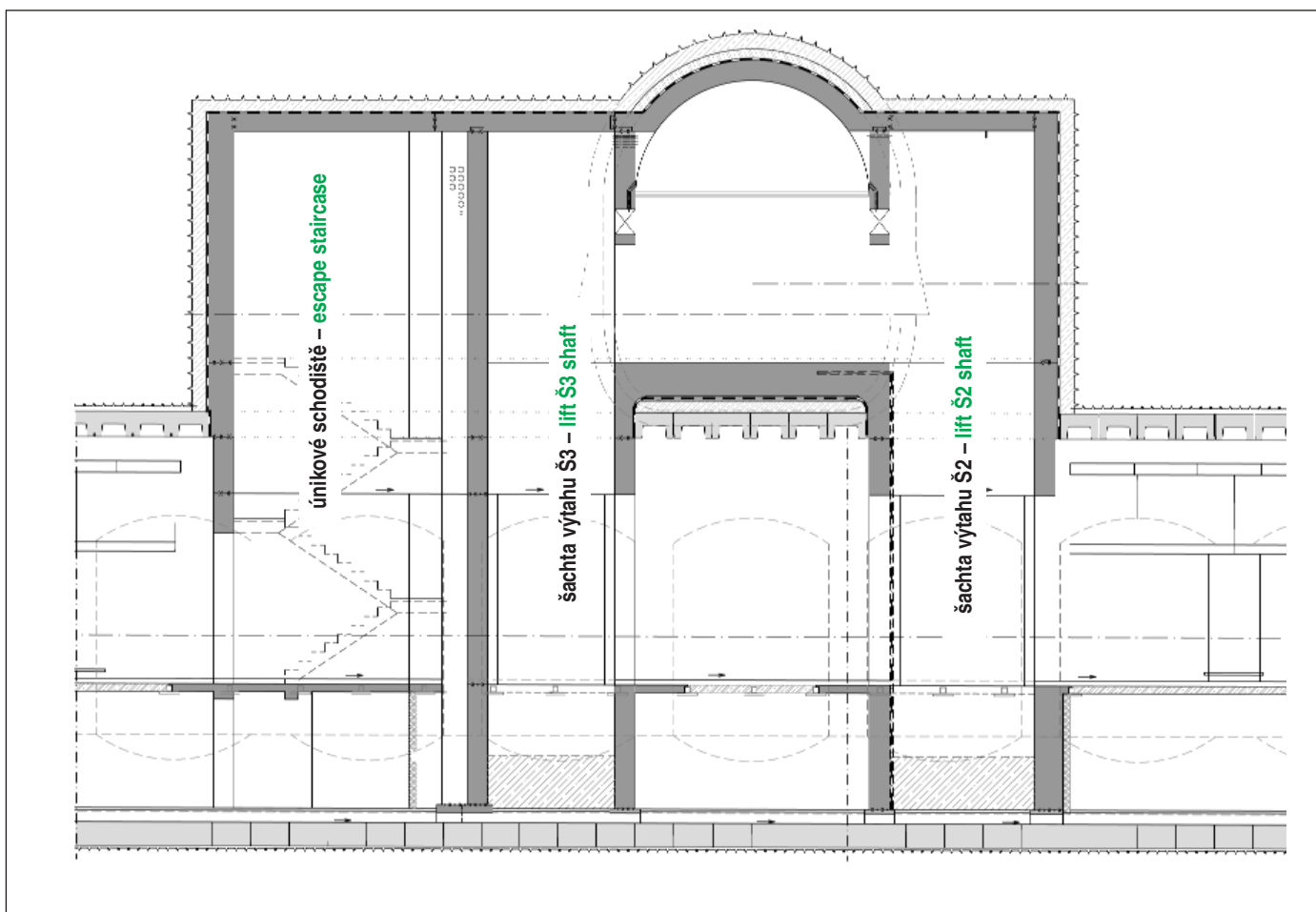
In the subsequent excavation rounds, galleries branching toward the individual lifts (Š2 and Š3) and the safety escape staircase (Š3) leading to the station were driven to both sides from this enlarged-height gallery above the central station tunnel. The gallery to shaft Š2 has got the horseshoe shape with the net width of 4.74m and net height of 5.86m above the top of the station tunnel vault; the lining is 250mm thick (see Fig. 6). The bottom was not closed by an invert and the primary lining of the bottom was directly supported by the segmental lining of the central station tunnel. The excavation for dismantling the segmental station lining in the profile of the future shaft Š2 was stabilised in this way. A similar system was applied to the excavation of the gallery to shaft Š3. The gallery to shaft Š3 has also a horseshoe shape. It is 6.04m wide and 5.91m high above the top of the station tunnel vault; the lining is 250mm thick.

It was only after the completion of all excavation operations above the station that the segmental lining in the locations of openings for both lifts and the escape staircase was dismantled from the bottom of the galleries. Crown drifts with fans of grouting tubes from the original construction of the metro station were encountered during the excavation for the galleries above the tops of the vaults of the side and central station tunnels.

The definite bearing structures were built in the station space concurrently with the excavation of shaft Š1 and excavation of the interchange gallery. When the excavation operations were finished, the work on the waterproofing and the secondary lining of the interchange gallery and galleries above the station followed. The separation of the unprotected space from the space protected by a pressure-resisting wall and the manlock was carried out in the interchange gallery near shaft Š1, in compliance with the requirements of the Metro Protection System.

WATERPROOFING

Waterproofing is designed as an intermediate system installed between the shotcrete primary lining or pile walls covered by



Obr. 6 Podélný řez nástupištěm stanice metra (z realizační dokumentace stavby)

Fig. 6 Longitudinal section through the metro station platform (from the detailed design)

až do konce úprav provedlo následně druhé zesilující ostění vyztužené pomocí prutové výztuže, se zabudovanými skrytými rámy po obvodě prostupů, v místech odbočujících chodeb k výtahům Š2 a Š3. Světlý líc primárního ostění po konečných úpravách je přitom totožný s obrysem základního příčného řezu. Tvar štol v tomto úseku je podkovovitý se světlou šířkou 5,84 m a stoupající světlou výškou od 5,37 m do 7,10 m.

V dalších postupech se z této navýšené chodby nad středním tunelem vyrazily na obě strany odbočující chodby k jednotlivým výtahům (Š2 a Š3) a k bezpečnostnímu únikovému schodišti (Š3) do stanice. Štola chodby pro šachtu Š2 má podkovovitý tvar o světlé šířce 4,74 m a světlé výšce 5,86 m nad klenbou staničního tunelu, při tloušťce ostění 250 mm (obr. 6). Dno nebylo uzavřené protiklenbou a primární ostění ve dně se opíralo přímo o montované ostění středního staničního tunelu. Tím byl zajištěn výrub pro demontáž montovaného staničního ostění v profilu budoucí šachty Š2. Obdobným způsobem se postupovalo při ražbě štol chodby pro šachtu Š3. Štola chodby pro šachtu Š3 má také podkovovitý tvar o světlé šířce 6,04 m a světlé výšce 5,91 m nad klenbou staničního tunelu, při tloušťce ostění 250 mm.

Teprve po ukončení všech razičských prací nad stanicí se ze dna těchto štol provedla demontáž montovaného ostění v místech prostupů pro oba výtahy a pro únikové schodiště. Při ražbě chodeb nad klenbami bočního i středního staničního tunelu byly zastiženy stropní štol s vějíři sanačních injekčních trubek z původní výstavby stanice metra.

a flattened shotcrete layer and the final cast-in-situ reinforced concrete lining.

Spray-on waterproofing membrane (MC Bauchemie company's MC – APC system) with the minimum and maximum thickness of 3mm and 6mm, respectively, was applied to the entire structure. Primarily, MC APC Base Coat was applied for penetration; two layers of MC-APC TopCoat waterproofing mortar mixed with the MC-APC Liquid component were spray-applied subsequently. Spray-on waterproofing is characterised by good bond to material from both sides and elastic behaviour. It forms, in substance, a sandwich structure together with the primary and final liners. The originating fully bound waterproofing system guarantees good waterproofing properties and prevents water migration (see Fig. 7). In contrast with plastic membrane waterproofing systems, there is no need for dividing the membrane into individual separated sections (in substance it is impossible).

FINAL LINERS OF SHAFTS Š2, Š3 AND THE INTERCHANGE GALLERY

Casting the concrete lining of shafts Š2 and Š3 and the interchange gallery was carried out in two phases. Definite bearing structures of the shafts in the station (see Fig. 8) were carried out in the first construction phase, in advance of the excavation. These definite bearing structures in the station were in addition used as structures supporting the station lining, which allowed for the excavation of the galleries above the station tunnels and, in the final phase of the excavation, allowed for the construction of openings through the station lining in the locations of shafts Š2 and Š3 and the escape staircase.



Obr. 7 Šachta Š3 v průběhu provádění stříkané hydroizolace, ze stěn jsou svedeny organizované svody na nástupiště

Fig. 7 Shaft Š3 during the application of spray-on waterproofing; organised water collection system (from walls to the platform)

Současně s hloubením šachty Š1 a ražbou přestupní chodby byly budovány definitivní nosné konstrukce v prostoru stanice. Po ukončených ražbách následovaly práce na hydroizolacích a sekundárním ostění přestupní chodby a chodeb nad stanicí. V přestupní chodbě v blízkosti šachty Š1 je podle požadavků ochranného systému metra provedeno oddělení nechráněného prostoru od chráněného tlakově odolnou stěnou s tlakovým uzávěrem.

HYDROIZOLACE

Izolace proti vodě je navržena jako mezilehlá, umístěná mezi primárním ostěním ze stříkaného betonu nebo pilotovými stěnami s vyrovnávací vrstvou ze stříkaného betonu a definitivním ostěním z monolitického železobetonu.

V celém rozsahu stavby byla použita stříkaná hydroizolační membrána (Systém MC – APC od firmy MC Bauchemie) v minimální tloušťce 3 mm, max. 6 mm. Nejprve se provedl penetrační nástriek pomocí MC APC Base Coat a následně dvojitý nástriek hydroizolační maltovou směsí MC-APC TopCoat smíchanou s tekutou složkou MC-APC Liquid. Stříkaná hydroizolace se vyznačuje dobrou přídržností k materiálu z obou stran a rovněž pružným chováním, vytváří s primárním a definitivním ostěním v podstatě sendvičovou konstrukci. Vznikne tak zcela vázaný systém izolace proti vodě, který zaručuje dobré vodotěsné vlastnosti a zabráňuje migraci vody (obr. 7). Na rozdíl od fóliové



Obr. 8 Definitivní železobetonová konstrukce výtahové šachty na nástupišti stanice metra

Fig. 8 Definite reinforced concrete structure of a lift shaft leading to the metro station platform

The waterproofing was carried out and the final (secondary) concrete lining was cast in the second construction phase, after the completion of the excavation for the whole underground structure, the installation of the primary shotcrete lining and the execution of the flattening sub-base on the inner surface. The final lining of the bottom, sidewalls and arch is from cast-in-situ reinforced concrete (see Fig. 9). The lining was carried out in blocks, by casting concrete behind a formwork. The final lining of shaft Š1 was carried out later, when the casting of the interchange gallery lining was finished.

The bearing structures of the first phase are founded in the space under the platform on foundation strips (see Fig. 10) (concrete C 25/30) supported by the exposed reinforced concrete lining rings at the station bottom. Reinforced concrete structures (concrete pylons and walls) pass through the internal space of the station and rise up to the upper vault of the station lining, where the pylons and the wall fluently pass to supporting beams skirting the openings for the lifts. In the beginning it was necessary to break-out existing floors and infill concrete at the station tunnel bottom. The concrete foundations, walls and pylons were carried out subsequently. In the final phase, longitudinal concrete bearing beams were carried out under the station tunnel vault and the chambers in the lining segments were filled with grout injections to provide full contact with the beams. Concrete grade C 30/37 was used for all inner bearing supporting elements, with the exception of the foundations.



Obr. 9 Přestupní chodba po provedení stříkaných izolací při armování dna
Fig. 9 Interchange gallery after completion of sprayed-on waterproofing during the placement of the bottom concrete reinforcement

izolace tak není nutno (v podstatě ani nelze) izolaci dělit na jednotlivé sekce.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ ŠACHET Š2, Š3 A PŘESTUPNÍ CHODBY

Betonáž definitivního ostění šachet Š2, Š3 a přestupní chodby se prováděla ve dvou fázích. V první fázi výstavby se v předstihu před ražbami prováděly definitivní nosné železobetonové konstrukce šachet ve stanici (obr. 8). Tyto definitivní nosné konstrukce ve stanici sloužily též jako podpěrná konstrukce staničního ostění, umožňující ražbu chodeb nad stanicí a v konečné fázi ražeb vybudování prostupů staničním ostěním v místech šachet Š2, Š3 a únikového schodiště.

V druhé fázi výstavby, po dokončení ražby celého podzemního objektu, zabudování primárního ostění ze stříkaného betonu a provedení podkladní vyrovnávací vrstvy v lici byly provedeny hydroizolace a betonáž definitivního (sekundárního) ostění. Definitivní ostění dna, opěr i klenby je z monolitického železobetonu (obr. 9). Betonáž ostění se prováděla po sekcích do bednění. Definitivní ostění šachty Š1 se provádělo až po ukončení betonáže přestupní chodby.

Nosné konstrukce podle první fáze jsou založeny v prostoru pod nástupištěm na základových pasech (obr. 10) (beton C 25/30) založených na odkrytých prstencích železobetonového ostění ve dně stanice. Železobetonové konstrukce (sloupy a stěny z betonu) procházejí vnitřním prostorem stanice a vystupují až pod horní klenbu staničního ostění, kde sloupy a stěna plynule přechází na podpěrné průvlaky lemující výtahové prostupy. Nejprve bylo nutné vybourat stávající podlahy a výplňové betony ve dně staničního tunelu. Poté se následně prováděly betonáže základů, stěn a sloupů. V konečné fázi se pod staničními železobetonovými tubingy v klenbě tunelu vybetonovaly podélné průvlaky s provedením kontaktní injektáže komůrek v tubincích. Všechny vnitřní nosné podpěrné prvky vyjma základů byly vybetonovány betonem C 30/37.

Ve druhé fázi výstavby se po dokončení ražeb a provedení hydroizolací prováděla postupně betonáž celého podzemního objektu. Nejprve se prováděly betonáže v místech šachet Š2 a Š3 a dna přestupní chodby s vynecháním sekce pro tlakovou stěnu. Poté následovala betonáž čelních stěn bočních štol u šachet Š2 a Š3 a kleneb s opěřími do bednění. Nakonec se betonovala čelní stěna přestupní chodby a návazně klenba a opěr s vynecháním sekce u tlakové stěny. Tlaková stěna

In the second construction phase, after the completion of the excavation and the waterproofing, the whole underground concrete structure was step-by-step cast. In the beginning, concrete was cast in the locations of shafts Š2 and Š3 and the bottom of the interchange gallery, with the exception of the section containing the pressure-resisting wall. Casting of the concrete front walls of the lateral galleries at shafts Š2 and Š3 and vaults with bench followed. Concrete was cast behind formwork. In the end, the concrete front wall of the interchange gallery and subsequently its vault and bench were cast, with the exception of the section at the pressure-resisting wall. The pressure-resisting concrete wall was cast after the installation of the manlock door frame

The interchange gallery and the galleries to shafts Š2 and Š3 have the horseshoe profile. The net width of the interchange gallery is 5.3m and its height is 3.59m; the height of the gallery section at shaft Š1 is increased by 0.5m. The enlarged profile of the gallery above the station tunnels has dimensions (w/h) 4.6/5.54m; the dimensions of the lateral gallery to shaft Š2 and the gallery to shaft Š3 are 4.0/4.55m and 5.3/4.54m, respectively. Cast-in-situ reinforced concrete (C 30/37) was used for the final lining of the bottom, side-walls and vault; concrete was cast in blocks, behind movable formwork. The interchange gallery was divided into two expansion blocks. Each block was further divided into working (casting) sections. The bottom concrete was cast in 12m long sections; the casting sections for the vault and bench were 6m long.

It was necessary during the placement of reinforcement to use maximum caution so that no harm was done to the waterproofing layers. The integrity of the waterproofing layers was continually checked during the work. In the case of identified defects, the particular place was clearly marked and was repaired after the completion of the installation of reinforcement, just before the concrete casting operation.

In the final phase, thin-walled ceramic tiles were bonded to the internal surface of the sidewalls of the galleries (see Fig. 11); the ceiling of vaults was coated with aluminium lamellas.

FINAL LINING OF SHAFT Š1

The definite lining of the shaft was carried out as a secondary liner after the completion of the excavation in the entire underground structure, completion of spraying the shotcrete flattening



Obr. 10 Po vybourání drážek pro základy definitivních nosných konstrukcí v podlaží pod nástupištěm došlo k jejich rychlému zatopení průsakovou vodou

Fig. 10 After breaking out the grooves for the foundations of definite bearing structures in the floor at the level under the platform, the grooves were quickly inundated with seepage water

byla zabetonována po osazení rámu tlakového uzávěru.

Tvar přestupní chodby i chodeb k šachtám Š2 a Š3 je podkovovitý. Přestupní chodba má světlou šířku 5,3 m a výšku 3,59 m, úsek chodby u šachty Š1 je o 0,5 m navýšen. Zvětšený profil chodby nad stanicí má rozměry (š/v) 4,6/5,54 m, boční chodba k šachtě Š2 4,0/4,55 m a chodba k šachtě Š3 5,3/4,54 m. Definitivní ostění dna, opěr i klenby bylo prováděno z monolitického železobetonu (C30/37) a betonovalo se po sekcích do posuvného bednění. Přestupní chodba byla rozdělena na dva dilatační celky. Každý celek byl dále rozdělen na pracovní (betonážní) sekce. Dno se betonovalo po sekcích délky 12 m, délka betonážních sekcí klenby a opěr byla 6 m.

Při armování bylo nutné dbát maximální opatrnosti tak, aby nebylo poškozeno hydroizolační souvrství, během prací byla neustále prováděna kontrola celistvosti a neporušenosti hydroizolačního souvrství. V případě zjištěných vad bylo toto místo zřetelně označeno a po dokončení armování před samotnou betonáží opraveno.

V konečné fázi byl v bocích chodeb na líc ostění nalepen tenkostěnný keramický obklad (obr. 11), klenby byly opatřeny hliníkovým lamelovým podhledem.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ ŠACHTY Š1

Definitivní ostění šachty bylo prováděno jako ostění sekundární po vyhloubení šachty, dokončení ražeb v celém podzemním objektu, provedení vyrovnávacího nástřiku ze stříkaného betonu v lici pilot a provedení mezilehlé izolace. Definitivní ostění je z monolitického železobetonu (C30/37). Ostění bylo navrženo v závislosti na výšce betonážní formy z betonážních sekcí výšky 6 m a dvou atypických sekcí v místě propojení s přestupní chodbou a ve dně šachty. Betonáž šachty se prováděla po uzavření dna po jednotlivých sekcích směrem k povrchu.

Příčný průřez sekundárního ostění šachty má z rubové strany eliptický tvar podle líce primárního ostění. Vnitřní líc šachty je obdélníkový s délkou stran 4200x2840 mm. Na straně přestupní chodby jsou v lici vynechány dvě niky šířky 600 mm a hloubky 120 mm pro kabelová vedení z přestupní chodby na povrch do povrchového objektu nad výtahovou šachtou. Součástí betonážní sekce v místě napojení na přestupní chodbu je také přechodový krček ve tvaru chodby.

Betonáž dna se prováděla po odvodnění dna za pomoci dočasné čerpací jímky, nopových fólií, nastříkání izolace dna a zatvrdnutí ochranné mazaniny. Kruhová čerpací jímka Ø 600 mm byla vyhloubena do primárního ostění a jímala vody po celou dobu betonáže ostění šachty. Po dokončení definitivního ostění v celém díle byla čerpací jímka zabetonována a uzavřena a drenážní fólie byly zainjektovány. Na ostění v úrovni terénu byl zřízen základ pro montáž ocelového povrchového objektu.

SANACE OCELOVÝCH PRŮVLAKŮ VE STANICI A SANACE OSTĚNÍ

Po demontáži prvků opláštění stanice (smaltovaných plechů a zontů – sekundární hydroizolace) byl zjištěn nevyhovující stavební stav stávajících ocelových průvlaků (obr. 12) nesoucích železobetonové dílce ostění (obr. 13) staničních tunelů. V tomto rozsahu byly nosné prvky staničního ostění odkryty poprvé od uvedení do provozu v roce 1985. Na ocelových průvlacích byly zjištěny následující závady a nedostatky.



Obr. 11 Přestupní chodba

Fig. 11 Interchange gallery

the inner surface of the pile walls and installation of the intermediate waterproofing. The final lining is formed by cast-in-situ reinforced concrete (C30/37). The lining was designed taking into consideration the height of the concrete casting formwork for casting 6m high sections and two atypical sections in the locations of the connections to the interchange gallery and at the shaft bottom. Pouring concrete for the shaft lining was carried out in individual casting sections after closing the bottom was finished.

The cross section through the secondary lining of the shaft has got an elliptical shape from the outer side, following the shape of the primary liner surface. The inner surface of the shaft is rectangular with the lengths of sides 4200x2840mm. Two niches 600mm wide and 120mm deep for cable lines leading from the interchange gallery to the at-grade structure above the lift shaft are in the surface of the shaft, on the side of the interchange gallery. In addition, part of the casting section in the location of the connection to the interchange gallery is a short neck providing the transition to the shape of the gallery.

Casting concrete on the bottom was carried out after the bottom was drained using a temporary sump and the application of dimpled sheets and spray-on waterproofing was finished and the protective screed hardening was over. The circular sump Ø 600mm was dug through the primary lining. It collected water throughout the period of casting concrete for the shaft lining. After the final lining had been completed in the whole working, the sump was filled with concrete and closed and the surface of the dimpled sheets was flattened by grout. A foundation block for the assembly of an at-grade steel structure was carried out on the top of the lining at the ground surface level.

REHABILITATION OF BEARING STEEL BEAMS IN THE STATION AND REHABILITATION OF THE LINING

After dismantling the elements of the station cladding (vitreous enamel panels and leak diversion troughs – the secondary waterproofing system) it was found out that the structural condition of existing bearing steel beams (see Fig. 12) carrying the reinforced concrete lining segments (see Fig. 13) of the lining of the station tunnels was inadequate. The bearing elements of the station lining were exposed to such the extent for the first time after the inauguration in 1985. The following defects and drawbacks were detected on the bearing steel beams:

- The existing fire-protective mortar sprayed on the steel structures was peeled off at many places and sheets of the mortar peeled off on other places. Some parts of the steel elements were without any fire-protection mortar cover.

Stávající protipožární nástřik ocelových konstrukcí byl na mnoha místech odprýskán, na dalších místech se odlupoval v plátech. Některé části ocelových prvků nebyly protipožárním nástřikem zastříhány vůbec.

Zjištěná tloušťka stávajícího protipožárního ochranného nástřiku na bázi byla 6 až 8 mm. Pozdější chemický rozbor zjistil, že se jedná o nástřik na bázi cementu.

Ocelové prvky bez ochranného torkretu vykazovaly známky hloubkové koroze.

Pro posouzení stavu byla pracovníky Kloknerova ústavu zpracována expertní zpráva, která zhodnocuje korozní poškození ocelového průvlaku. Chemickým rozbohem byl zjištěn vysoký obsah chloridových aniontů. Chloridové aniony se do cementového protipožárního povlaku dostávaly průsaky vody ostěním. Pro omezení elektrochemické formy koroze bylo důležité v co největší míře zabránit přístupu vody s obsahem chloridových aniontů a zamezit kondenzaci vody na povrchu ocelových průvlaků.

Proto byla navržena výplňová a těsnicí injektáž za rubem ostění. Po ručním odstranění stávajícího protipožárního nástřiku, odřezání nenosných ocelových prvků a očištění nosných prvků od rzi byla provedena cementová injektáž, která byla doplněna injektáží z polyuretanu. Sanace byla provedena v úseku cca 13 m délky nástupiště (nad čtyřmi pilíři stanice) v rozsahu záboru staveniště. Po zainjektování průvlaků byla nanášena nová protipožární a protikorozi ochrana průvlaků tvořená cementovou maltou min. tl. 50 mm nanášenou přes přivařenou KARI síť. Tato ochrana je v souladu s předepsanou odolností ocelové konstrukce 180 min. Protože ve stejném negativním stavu mohou být další kovové konstrukce průvlaků a pilířů ve stanici, předpokládá se jejich oprava v rámci plánované rekonstrukce stanice.

Další problém, který byl zjištěn po demontáži opláštění stanice, byl nevyhovující stav přírub u železobetonových dílců montovaného ostění a výplně spár mezi prstenci. Na dílcích mezi prstenci byly zjištěny olámané hrany, obnažená zkorodovaná výztuž a nedostatečně vyplněné spáry mezi jednotlivými prvky ostění. U těchto prvků bylo nutné provést nejprve odbornou sanaci železobetonových prvků ostění včetně výztuže, vyplnění otevřených spár mezi prstenci cementovou maltou a teprve následně ošetření spár a šroubových otvorů proti průsakům. Původně projekt předpokládal pouze ošetření spár a šroubových otvorů proti průsakům pomocí polyuretanových nátěrů, případně injektáží do spár.



Obr. 13 Po demontáži prvků opláštění stanice byl zjištěn nevyhovující stav železobetonového ostění

Fig. 13 Inadequate condition of the reinforced concrete lining was detected after dismantling the elements of the station cladding



Obr. 12 Korozi nejvíce zasažená část nosného ocelového průvlaku na nástupišti stanice

Fig. 12 The part of the bearing steel beam on the station platform most affected by corrosion

- The detected thickness of the existing fire-protective spray-on cover was 6 to 8mm thick at the base. A subsequent chemical analysis determined that cement-based mortar had been used.
- Steel elements without the protective spray exhibited marks of deep corrosion.

An expert report assessing the corrosive damage to a bearing steel beam was carried out by professionals of Klokner Institute. The chemical analysis determined a high content of chloride anions. Chloride anions got to the cement-based fire-protective mortar cover as a result of seepage of water through the lining. It was important for restricting the electrochemical form of corrosion to prevent the ingress of water containing chloride anions as much as possible and prevent the condensation of water on the surface of the bearing steel beams.

For the above-mentioned reason, backgrouting and sealing grouting behind the lining was designed. Cement grouting supplemented by polyurethane grout was carried out after removing the existing fire-protective cover, cutting off non-structural steel elements and cleaning the bearing elements of rust. The rehabilitation was carried out within the about 13m long platform section (above 4 station pylons) within the extent of the area acquired for the construction site. After the completion of the backgrouting, new fire-protective and corrosion protection of the beams formed by a minimum 50mm thick cement mortar layer, which was applied over KARI mesh welded to the beam, was carried out. This protection meets the prescribed 180-minute fire resistance of a steel structure. Because of the fact that other steel structures of the bearing beams and pylons in the station may be in the same condition, their repair is assumed to take place within the framework of the planned reconstruction of the station.

Another problem which was discovered after dismantling the station cladding lied in the inadequate condition of flanges (side walls of the U-shape cross-section) of the reinforced concrete lining segments and the filling of joints between lining rings. Broken edges, exposed corroded reinforcement and insufficiently filled joints between individual elements of the lining were detected on the segments between the rings. These elements required professional rehabilitation of reinforced concrete lining elements including their reinforcement, filling of open joints between the rings with cement mortar and only then sealing the joints and nut holes against seepage. The design originally expected only the sealing of joints and nut holes against seepage by polyurethane coating or injecting grout into joints.

ZÁKLADNÍ INFORMACE

Zastavěná plocha povrchového objektu v úrovni terénu	30 m ²
Obestavěný prostor povrchového objektu v úrovni terénu	83 m ³
Výtahová šachta Š1 – výtahy na povrch	
– obestavěný prostor	1035 m ³
Přestupní chodba – obestavěný prostor	cca 3280 m ³
Výtahová šachta Š2 a Š3 – obestavěný prostor	cca 360 m ³
Výtahy z povrchu do přestupní chodby – dopravní výška	27,56 m
Výtahy z přestupní chodby na nástupiště – dopravní výška	6,30 m
Zahájení stavby:	30.6.2014
Termín uvedení do provozu:	8.10.2015
Zhotovitel:	Sdružení SMP CZ, a.s., a RVES CZ a.s.
TDI a inženýring:	Inženýring dopravních staveb a.s.
Geotechnický monitoring:	GEOtest, a.s.

ZÁVĚR

Projekt bezbariérového zpřístupnění stanice metra Anděl ukázal další možnost jak vybudovat nový přístup do provozované ražené stanice metra, kdy se na uliční úrovni najde vhodná poloha pro výtahy do podzemí s navazující přestupní chodbou, která je výškově umístěná nad klenbou stanice. Tato chodba se nasměřuje ke stávající stanici a v místě, které vyhovuje z hlediska dispozičního uspořádání stanice, se navrhnou výtahy na nástupiště. Možnost zaústění výtahů do klenby středního staničního tunelu je ovšem omezena a je dána skladbou prstenců montovaného staničního ostění. Popsané řešení výtahů ve stanici Anděl je vhodným příkladem pro možné použití na dalších třílůnních pilířových stanicích metra v Praze.

Správnost navrženého technického řešení a stavebních postupů při ražbách přístupové chodby, bočních chodeb nad stanicí a prostupů pro výtahy do stanice byla potvrzena minimálním deformačním ovlivněním stanice a povrchových objektů. Maximální hodnoty sedání povrchové zástavby v této lokalitě byly 3 mm, deformace montovaného ostění stanice se pohybovaly okolo 3 mm a deformace primárního ostění ražených chodeb v místě křížení dosahovaly do 5 mm. Při použití trhacích prací nebyly překročeny seismické ani akustické hygienické limity.

Na zkušenostech z realizované stavby je také vidět složitost zásahu nového díla do provozované stanice metra, za minimálního omezení provozu cestujících. Ani pečlivé zajištění průzkumných prací v předstihu při zpracování projektu není zárukou toho, že se při realizaci neobjeví nečekané problémy.

*Ing. PAVEL BURIAN, burian@metroprojekt.cz,
Ing. MIROSLAV KOCHÁNEK,
kochanek@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha a.s.*

*Recenzovali/Reviewed by: Ing. Vladimír Prajzler,
Ing. Tomáš Ebermann*

BASIC INFORMATION

The area covered by the at-grade structure	30m ²
Wall-in space of the at-grade structure	83m ³
Lift shaft Š1 – lifts to the terrain surface	
– wall-in space	1035m ³
Interchange gallery – wall-in space	ca 3280m ³
Lift shafts Š2 and Š3 – wall-in space	ca 360m ³
Lifts from the terrain surface to the interchange gallery – lifting height	27.56m
Lifts from the interchange gallery to the platform – lifting height	6.30m
Works commencement:	30/06/2014
Deadline for placing into service:	08/10/2015
Contractor:	Sdružení SMP CZ, a.s. consortium, and RVES CZ a.s.
Consulting engineer:	Inženýring dopravních staveb a.s.
Geotechnical monitoring:	GEOtest, a.s.

CONCLUSION

The design for the step-free access to Anděl metro station showed another possibility for building the new access to the operating mined metro station, where a location suitable for lifts to the underground with a linking interchange gallery placed above the station vault will be found at the street level. This gallery will head toward the existing station and lifts will be designed to be in a location suitable in terms of the station layout. Of course, the possibility of lifts passing through the central station tunnel vault is limited and depends on the arrangement of the rings of the segmental station lining. The above-mentioned solution to the lifts in Anděl station is an example suitable for the possible application to other 3-vault pylon metro stations in Prague.

The correctness of the technical solution and construction procedures used in driving the access gallery, lateral galleries above the station structure and openings for lifts to the station was confirmed by the minimum deformational impact on the station and existing buildings. The maximum values of the settlement of buildings existing in this area amounted to 3mm; the deformations of the segmental lining of the station fluctuated about 3mm and deformations of the primary lining of mined galleries at the crossings amounted to 5mm. Neither seismic nor acoustic limits were exceeded when blasting operations were necessary.

The experience gained during the realisation of the works also shows the complexity of the intervention of a new working into the operating metro station with minimised restrictions to the movement of passengers. Even a thorough organisation of investigation work in advance, during the work on the design, cannot guarantee that unexpected problems do not emerge during the realisation.

*Ing. PAVEL BURIAN, burian@metroprojekt.cz,
Ing. MIROSLAV KOCHÁNEK,
kochanek@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha a.s.*

LITERATURA / REFERENCES

- Archivní projekty stanice metra Anděl včetně geolog. zprávy. METROPROJEKT Praha a.s.
Protipovodňová ochrana metra – stanice Anděl. METROPROJEKT Praha a.s.
Podrobný geotechnický průzkum. PUDIS a.s.
Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl – DVZ. METROPROJEKT Praha a.s.
Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Anděl – DPS. METROPROJEKT Praha a.s.

NOVÁ TRASA METRA I.D V PRAZE

NEW METRO LINE I.D IN PRAGUE

JIŘÍ RŮŽIČKA, MIROSLAV KOCHÁNEK, MÁROŠ DÁVID, PETR VIŠNÁK

ABSTRAKT

I. provozní úsek trasy D zahrnuje 10 stanic a jeho celková délka je 10,6 km. Začíná (podle nového staničení) na Vinohradech u stanice metra Náměstí Míru na trase A, pokračuje přes Nusle a Pankrác do Krče, Nových Dvůrů, Libuše a dále pak do Písnice, kde končí stanicí Depo Písnice. Celá trasa je až na malé úseky podzemní, hloubka stanic (úroveň nástupišť) je výrazně ovlivněna poměrně složitým vertikálním členěním území, neboť trasa příčně prochází dvě údolí. V současné době je stavba trasy I.D rozdělena na dvě etapy. První etapa v úseku Pankrác – Depo Písnice (v dokumentaci pro územní rozhodnutí z roku 2011 byl tento úsek rozdělen ještě na dvě etapy) má provozní délku 7,9 km a její součástí je osm stanic. Dvě stanice jsou jednolodní ražené (Pankrác a Nové Dvory), stanice Olbrachtova je dvoulodní ražená, další čtyři stanice (Nemocnice Krč, Libuš, Písnice a Depo Písnice) jsou hloubené a stanice Nádraží Krč je povrchová stanice s bočními nástupišti, umístěnými částečně na mostě. Druhá etapa v úseku Náměstí Míru – Pankrác má provozní délku 2,7 km a její součástí jsou 2 stanice. Je to ražená jednolodní stanice Náměstí Míru a hloubená stanice Náměstí Bratří Synků, která má část nástupiště pod obytnou zástavbou v délce 30 m atypicky raženou.

ABSTRACT

The first operational section of the Line D (called metro Line I.D) contains 10 stations and its total length amounts to 10.6km. It starts (in terms of the new chainage) in Vinohrady, linking Náměstí Míru station on the metro Line A. Then it proceeds across Nusle and Pankrác to Krč, Nové Dvory, Libuš and further to Písnice, where it ends by Depo Písnice (Písnice Depot) station. The entire route is, with the exception of short sections, designed as an underground structure. The depth of stations is significantly affected by the relatively complex vertical division of the area because of the fact that the route transversally crosses two valleys. At the moment the development of the Line I.D is divided into two stages. The first stage in the Pankrác – Depo Písnice section (this section was further divided in the design documentation for the issuance of zoning and planning decision from 2011 into two stages) is 7.9km long and eight stations are its parts. Two stations (Pankrác and Nové Dvory) are designed as mined one-vault structures, Olbrachtova station is of the two-vault type, other four stations (Nemocnice Krč, Libuš, Písnice and Depo Písnice) will be of the cut-and-cover type and Nádraží Krč will be an at-grade station with side platforms located partially on a bridge. The second stage, the Náměstí Míru – Pankrác section, has the operating length of 2.7km and contains 2 stations. One of them is Náměstí Míru, a mined one-vault structure, and Náměstí Bratří Synků, a cut and cover structure, which has a 30m long part of the platform located under residential development. This part will be mined atypically.

ÚVOD

Problematika dopravní obsluhy jižního sektoru města metrem má mnohaletou historii (podrobněji je uvedeno na www.novometro.cz). Obecně je možné konstatovat, že nynější vedení trasy vychází z dříve zpracovaných dokumentací a rozborů s tím, že je příslušně aktualizuje a doplňuje ve vztahu k novým vstupním požadavkům města a novým systémovým poznatkům. I. provozní úsek trasy metra D je součástí celé trasy D, která je zahrnuta do celkové koncepce rozvoje sítě pražského metra. V konceptu nového územního plánu hl. m Prahy je trasa I.D navržena v rozsahu Depo Písnice – Náměstí Míru s územní rezervou pro další rozvoj trasy do centra (možnost přestupu na trasu B). Rozvoj sítě pražského metra ve střednědobém výhledu je patrný z obrázku 1.

I. provozní úsek trasy D zahrnuje 10 stanic a jeho celková délka je 10,6 km. Vedení trasy a umístění stanic plně respektuje vyčleněný prostor zakotvený v aktuálních územně-plánovacích materiálech. Začíná (ve směru nového staničení) na Vinohradech u stanice metra Náměstí Míru na trase A, pokračuje přes Nusle a Pankrác do Krče, Nových Dvůrů, Libuše a Písnice, kde končí stanicí Depo Písnice. V Písnici bude s dokončením celé trasy I.D uvedeno do provozu i nové depo.

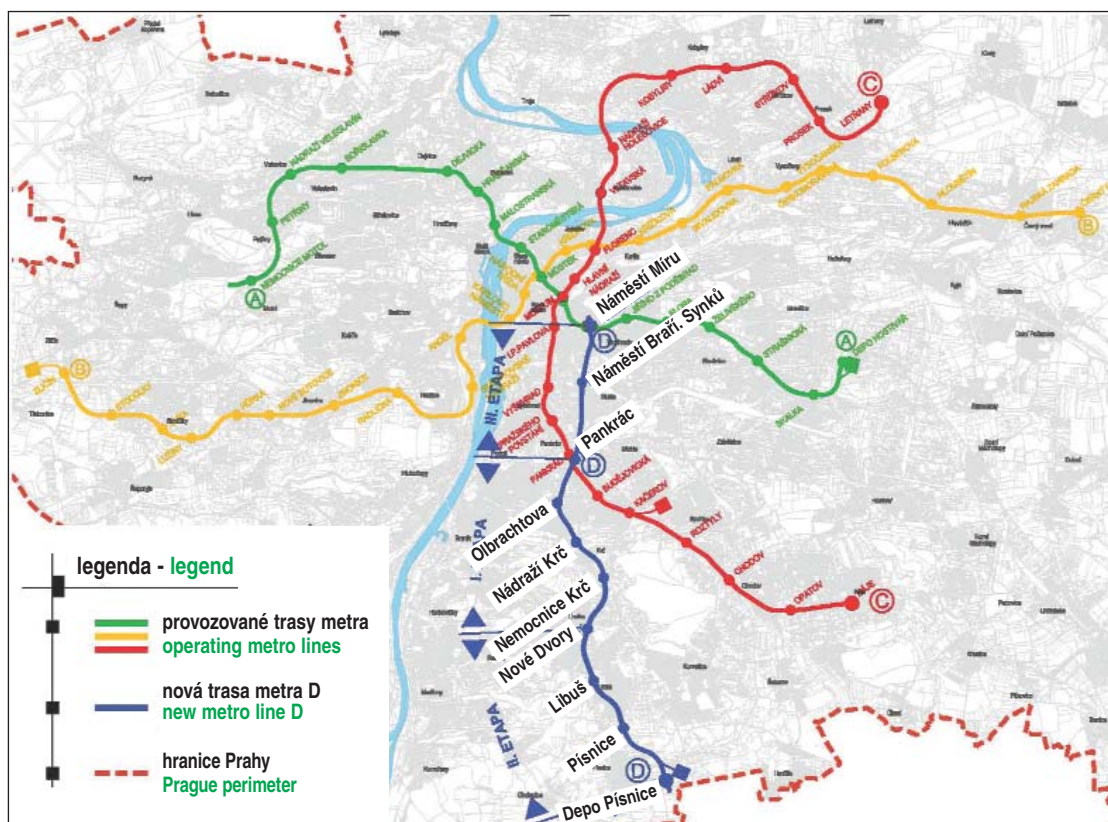
Výškové vedení trasy je přehledně patrné z převýšeného podélného profilu trasy (obr. 2). Až na malé úseky je celá trasa podzemní, hloubka stanic (úroveň nástupišť) je výrazně ovlivněna poměrně složitým vertikálním členěním území, neboť trasa příčně prochází dvě údolí, a to Nuselské údolí s říčkou Botičem a Krčské údolí s Kunratickým potokem. Realizaci této stavby bude dosaženo významných přínosů v dopravní

INTRODUCTION

The issue of transport services in the southern sector of the city to be provided by metro has got a multi-year history (for more details, see www.novometro.cz). In general, it is possible to state that the present-day alignment is built on previously carried out documents and analyses, which are updated and accordingly supplemented in relation to new input requirements of municipal authorities and new systemic knowledge. The operating section No. I of the metro line D is part of the whole Line D, which is included into the general concept of the development of the Prague metro network. In the concept of the new master plan of the City of Prague, the Line I.D is designed in the Depo Písnice – Náměstí Míru extent, with a territorial reserve for subsequent development of the route to the downtown (the possibility of transferring to the Line B). The medium-term development of the Prague metro network is presented in Figure 1.

The line D operating section No. I contains 10 stations and its aggregated length amounts to 10.6km. The horizontal alignment and locations of stations fully respect the allocated space anchored in the current land-use documents. It starts (in terms of the new chainage) in Vinohrady, linking Náměstí Míru station on the metro Line A. Then it proceeds across Nusle and Pankrác to Krč, Nové dvory, Libuš and further to Písnice, where it ends by Depo Písnice (Písnice Depot) station. A new depot will be brought into service in Písnice together with the completion of the entire Line I.D.

The general vertical alignment of the route is obvious from the exaggerated longitudinal section through the route (see Fig. 2). With the exception of short sections, the entire route is



Obr. 1 Situace nové trasy I.D a provozovaných tras pražského metra

Fig. 1 Layout of the new Line I.D and the operating lines of Prague metro

obsluhuje dnes již objemných sídlištních celků Krč, Libuš a Lhotka, které jsou dosud odkázány pouze na veřejnou autobusovou dopravu.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

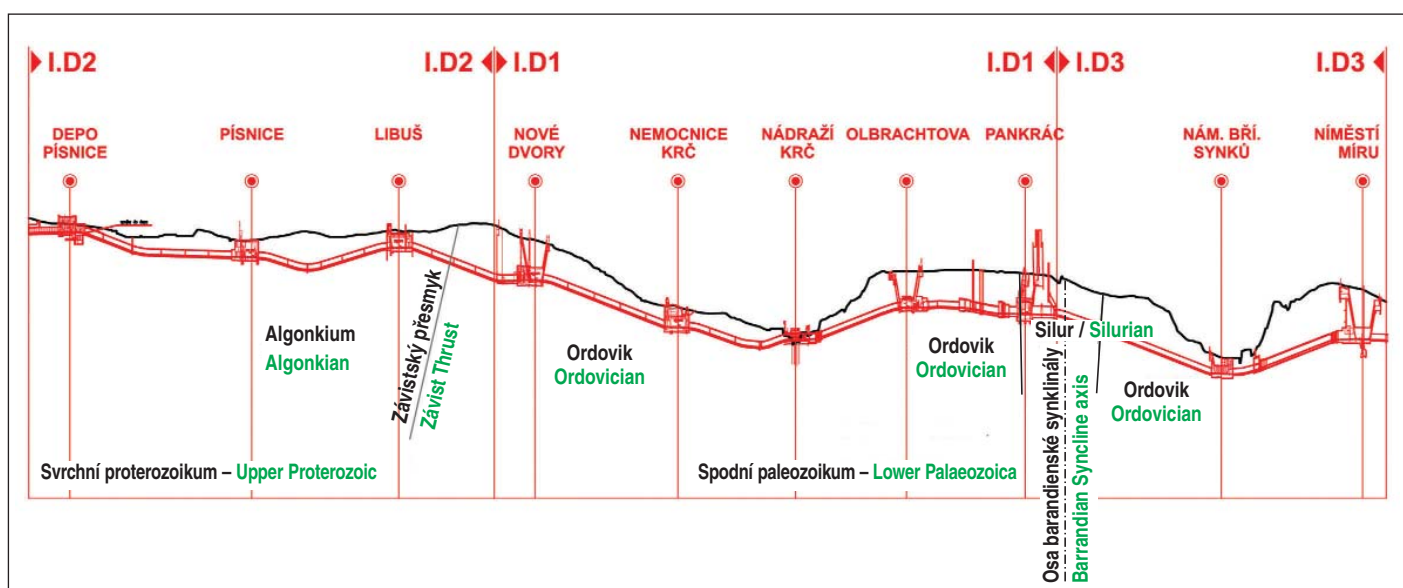
Zájmové území je z geologického pohledu poměrně pestré. Trasa D metra je vedena několika významnými stratigrafickými jednotkami. Předkvartérní podklad je budován zpevněnými až mírně diageneticky přeměněnými břidlicemi, prachovými břidlicemi a drobnými svrchního proterozoika (štěchovická skupina), dále ordovickými souvrstvími jílových břidlic, prachových břidlic, křemenců a pískovců, místy ve flyšovém vývoji (stratigrafický rozsah šárecké souvrství – kosovské souvrství)

designed as an underground structure. The depth of stations (the depth of platforms) is significantly affected by the relatively complex vertical division of the area because of the fact that the route transversally crosses two valleys, namely the Nusle Valley with the small Botič River and the Krč Valley with the Kunratic Brook. The realisation of this project will mean achieving significant contributions to transport services in the today already large residential complexes of Krč, Libuš and Lhotka, which have been till now reliant on public bus services.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

In terms of geology, the area of operations is relatively diverse. The metro line D is led across several important stratigraphic units. The pre-Quaternary base is built by consolidated to slightly diagenetic metamorphosed shale, silty shale and greywacke of the Upper Proterozoic period (the Štěchovice Group), further by Ordovician formations of clayey shale, siltstone, quartzite and sandstone, locally in flysch development areas (the Šárka formation – Kosov Formation stratigraphic extent) and, to a lower degree, by Silurian formations consisting of shales and impure limestone (the Liteň or Přídolí formations).

In the direction from Depo Písnice station, the designed route passes through the geological environment of the Upper Proterozoic (Algonkian-age rock types). Between Libuš and



Obr. 2 Převýšený podélný profil trasou metra I.D

Fig. 2 Exaggerated longitudinal section through the metro I.D route

a méně souvrstvími siluru, ve kterém jsou zastoupeny břidlice a nečisté vápence (souvrství liteňské až přídolské).

Směrem od stanice Depo Písnice prochází projektovaná trasa horninovým prostředím svrchního proterozoika (horniny algonického stáří). Mezi stanicemi Libuš a Nové Dvory prochází trasa pásmo závistského přesmyku, po kterém jsou starší horniny proterozoika nasunuty na mladší horniny ordovického stáří (spodní paleozoikum). Odtud trasa prochází přibližně napříč jihovýchodním křídlem barrandienské synklinály od hornin nejstarších k nejmladším až do osy synklinály v prostoru Pankráce, kde jsou v krátkém úseku cca 600 m zastíženy horniny silurského stáří. Dále trasa prochází severozápadním křídlem barrandienské synklinály proti vrstevnímu sledu znovu k horninám stále starším až ke stanici Náměstí Míru.

K pokrývným útvarům se řadí relikt pleistocenních teras Vltavy a jejího přítoku Botiče, které se bohatě vyskytují hlavně v severní polovině trasy. Podél Botiče a Kunratického potoka jsou vyvinuty poměrně mocné akumulace holocenních fluvialních sedimentů. Dále se v trase vyskytuje pokryv deluviálních, splachových či eolických sedimentů, značná část trasy je pokryta antropogenní navážkou.

Hladina podzemní vody je, kromě bezprostředního okolí Kunratického potoka a Botiče, závislá na atmosférických srážkách. Podzemní voda tvoří nejčastěji zvodně v puklinovém prostředí zvětralých a navětralých hornin skalního podkladu. Výraznější zvodně v průlinovém prostředí se vyskytují ve fluvialních sedimentech Kunratického potoka, Botiče a Pankrácké terasy. Úroveň hladiny podzemní vody v náplavech obou potoků je závislá na úrovni hladiny ve vodoteči. V Pankrácké terase je zvodně dotována pouze atmosférickými srážkami.

SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ TRASY, RYCHLOST

Bylo nutno respektovat několik zásadních limitujících faktorů:

- poloha stanic metra Pankrác a Náměstí Míru je přizpůsobena přestupním vazbám na trasu C a trasu A;
- poloha stanice metra Nádraží Krč je směrově a výškově situována s ohledem na vodní plochu a vodní tok (Kunratický potok), které jsou přímo pod stanicí metra;
- nově navrhované stanice jsou situovány s ohledem na limitující vazby urbanistické, zároveň je ale kladen důraz na funkčnost a ekonomičnost.

Při návrhu trasy byly pro směrové vedení uvažovány oblouky o poloměru $R > 500$ m s výjimkou jednoho směrového oblouku u stanice Písnice, kde bylo nutno použít oblouk $R = 460$ m.

Pro výškové vedení trasy jsou zakružovací oblouky převážně s poloměrem $p > 2000$ m. V ojedinělých případech bylo nutno použít $p = 1800$ m. Maximální podélný sklon v trase činí 39,5 ‰. Stanice jsou vždy v jednotném podélném sklonu 3 ‰.

Celá trasa vyhovuje pro návrhovou rychlost $V = 80$ km/h. Ve výhybkových objektech je omezena rychlost do odbočky na 40 km/h. Spojka do depa je navržena rovněž na rychlost 40 km/h.

KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ JEDNOTLIVÝCH STANIC

Stanice 1 a 2 etapy trasy I.D

Jednolodní stanice Pankrác – přestup na trasu C

Je situována pod křižovatkou ulic Na Pankráci, Na Strži a Budějovickou. Ražená, dočasně koncová stanice má boční nástupiště v hloubce 33 m pod terénem. Na obou koncích nástupišť jsou pevná schodiště, eskalátory a výtahy vedoucí na galerie, umístěné v čelech staničního tunelu (obr. 3). Z galerie na severní straně stanice je příčná chodba vedoucí k trojici eskalátorů, zaústěných do podzemního podlaží stávajícího obchodně administrativního centra Gemini. Z galerie na jižní stra-

Nové Dvory stations, the route passes through the zone of the Závist Thrust, in which older Proterozoic rock is thrust over younger Ordovician rock (the Lower Palaeozoic era). From this location, the route runs approximately transversely across the south-eastern wing of the Barrandian syncline, from the oldest rock types up to the youngest ones, up to the syncline axis in the area of Pankrác, where Silurian age rock types are encountered within an about 600m long section. The route further passes through the north-western wing of the Barrandian syncline, up to Náměstí Míru station, in a reverse sequence, getting to older and older rock types.

Among superficial deposits, there are relics of the Pleistocene terraces of the Vltava River and its tributary, the Botič, which are abundantly located in the northern half of the route. Relatively very thick accumulations of Holocene fluvial sediments developed along the Botič and the Kunratice Brook. In addition, a cover formed by deluvial, deluviofluvial or aeolian sediments exist on the route; a significant part of the route is covered by anthropogenic fills.

With the exception of the immediate vicinity of the Kunratice Brook, the water table level depends on atmospheric precipitation. Groundwater forms most frequently aquifers in the fissure environment of weathered and slightly weathered rock forming the bedrock. More significant aquifers in the interstitial environment occur in fluvial sediments of the Kunratice Brook, Botič and the Pankrác terrace. The groundwater level in fluvial deposits of both brooks depends on the level of water surface of the streams. In the Pankrác terrace, the aquifer is supplied only by atmospheric precipitation.

HORIZONTAL AND VERTICAL ALIGNMENT OF THE ROUTE, SPEED

It was necessary to respect several basic limiting factors:

- the location of Pankrác and Náměstí Míru stations is adjusted to the transfer relationships to the Line C and Line A;
- the location of Nádraží Krč station is designed with respect to a water area and a stream (the Kunratice Brook), which exist directly under the metro station;
- the newly designed stations are located with respect to limiting land-use relationships, but at the same time stress is placed on functionality and economy.

When the route was being designed, horizontal curves with the radius $R > 500$ m were taken into consideration, with the exception of one horizontal curve near Písnice station, where a radius $R = 460$ m had to be applied.

Vertical curves are mostly designed with $p > 2000$ m radii. It was necessary in isolated cases to use $p = 1800$ m. The maximum longitudinal gradient along the route is 39.5 ‰. The stations are always on a unified longitudinal gradient of 3 ‰.

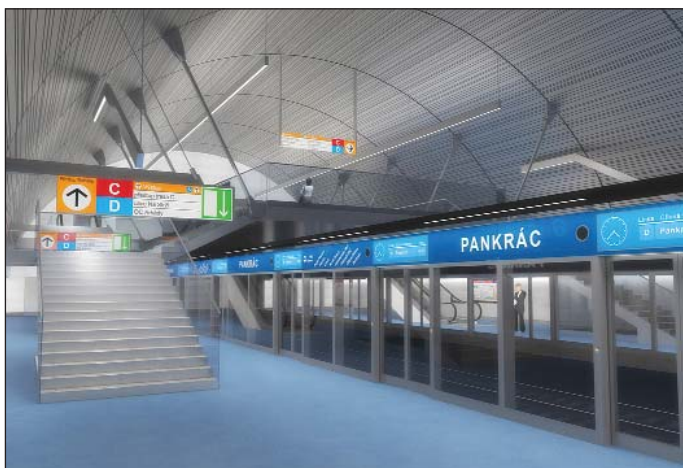
The entire route is satisfactory for the design speed $V = 80$ km/h. In the switching-purpose structures, the speed to a branch is restricted to 40 km/h. The connecting track to the depot is also designed for the speed of 40 km/h.

CONCEPTUAL SOLUTION TO INDIVIDUAL STATIONS

Stations of stages No. 1 and 2 of the I.D route

Pankrác one-vault station – passenger transfer to the Line C

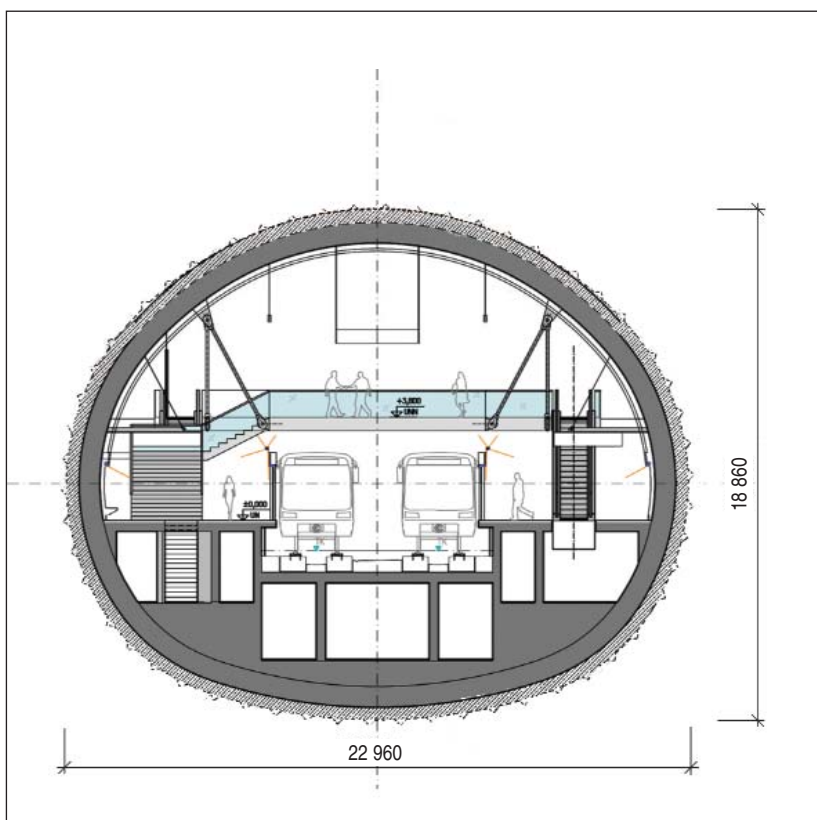
It is located under the intersection of Na Pankráci, Na Strži and Budějovická Streets. The mined, temporarily terminal, station has side platforms at the level of 33 m under the terrain surface. Fixed staircases, escalators and lifts leading to a gallery located at the ends of the station tunnel are at both ends of the platforms (see Fig. 3). There is a lateral passageway leading from the gallery on the northern side of the station. It leads to a bank of three escalators ending on the underground floor of



Obr. 3 Pankrác – vizualizace nástupiště s výstupní galerií
Fig. 3 Pankrác – visualisation of the platform with the exit gallery

ně stanice vedou dvě příčné chodby západním a východním směrem. Chodba západním směrem vede k trojici eskalátorů a šikmému výtahu, které ústí do podzemního podlaží obchodního komplexu Arkády Pankrác. Odbočkou z této příčné chodby je zajištěn přestup na trasu C další trojicí eskalátorů. Příčná chodba na východní straně jižní galerie je zárodkem budoucího třetího výstupu ze stanice, který by obsluhoval obě strany Budějovické ulice a přilehlou ulici Na Strži. Bezbariérový přístup je zajištěn z terénu stávajícím výtahem u stanice trasy C, který propojuje úroveň podpovrchového vestibulu u obchodního komplexu Arkády Pankrác kromě terénu i s úrovní nástupiště stanice trasy C. Z úrovně podpovrchového vestibulu Arkády je šikmý výtah na úroveň příčné chodby a „jižní“ galerie stanice trasy D a potom výtahy z této galerie na jednotlivá nástupiště stanice trasy D. Touto trasou je zajištěn i bezbariérový přestup z trasy C na trasu D.

Staniční tunel délky 130 m má velký příčný profil (obr. 4). Šířka výrubu je 22,96 m, výška 18,86 m a plocha výrubu je 343,5 m².



Obr. 4 Pankrác – příčný řez stanicí
Fig. 4 Pankrác – cross-section through the station

existing Gemini commercial and administration centre. Two lateral passageways lead from the gallery on the southern side of the station to the west and to the east. The passageway leading to the west ends at a bank of three escalators and an inclined lift, ending on the underground floor of Arkády Pankrác commercial complex. The transfer to the Line C is provided through this lateral passageway, leading to another bank of three escalators. The passageway on the eastern side of the southern gallery is a germ of the future third exit from the station, which would serve both sides of Budějovická Street and the adjacent Na Strži Street. Step-free access from the terrain surface is provided by the existing lift at the station on the Line C, which interconnects the subsurface concourse at Arkády commercial complex with both the terrain surface and the level of the platform of the station on the Line C. From the Arkády subsurface concourse, there is an inclined lift to the level of the lateral passageway and the “southern” gallery of the metro line D. The step-free transfer from the Line C to the line D is also provided by this route.

The 130m long station tunnel has got a large cross-section (see Fig. 4). The excavated profile width and height are 22.96m and 18.86m, respectively, and the excavated cross-sectional area amounts to 343.5m². The excavation for the station tunnel will be very complex. It will be carried out mostly from an access tunnel the portal of which will be in a terrain depression behind the North-East Thoroughfare in the vicinity of Na Křivíně Street. It will be connected to the metro route north of Pankrác station. In the about 90 to 100m long initial section, the station tunnel will be driven through competent rock. Highly unfavourable geological conditions are expected in the last about 30 to 40m long section. For the above-mentioned reasons an abutment tunnel will be driven in advance from the opposite side in the central part (in the direction from Olbrachtova station). The ground mass in the overburden and in the profile of the future station tunnel will be stabilised from this tunnel. The location and the profile of the bottom drift

(see Fig. 5) have been designed with the intention for the tunnel to become subsequently part of the station tunnel invert. After the completion of the lateral tunnels of the station from the opposite side, the station tunnel bottom will be closed already before the commencement of the excavation of the top heading of the central part of the station tunnel. According to the results of a mathematical model, this procedure should have a favourable effect of deformations of the station tunnel overburden.

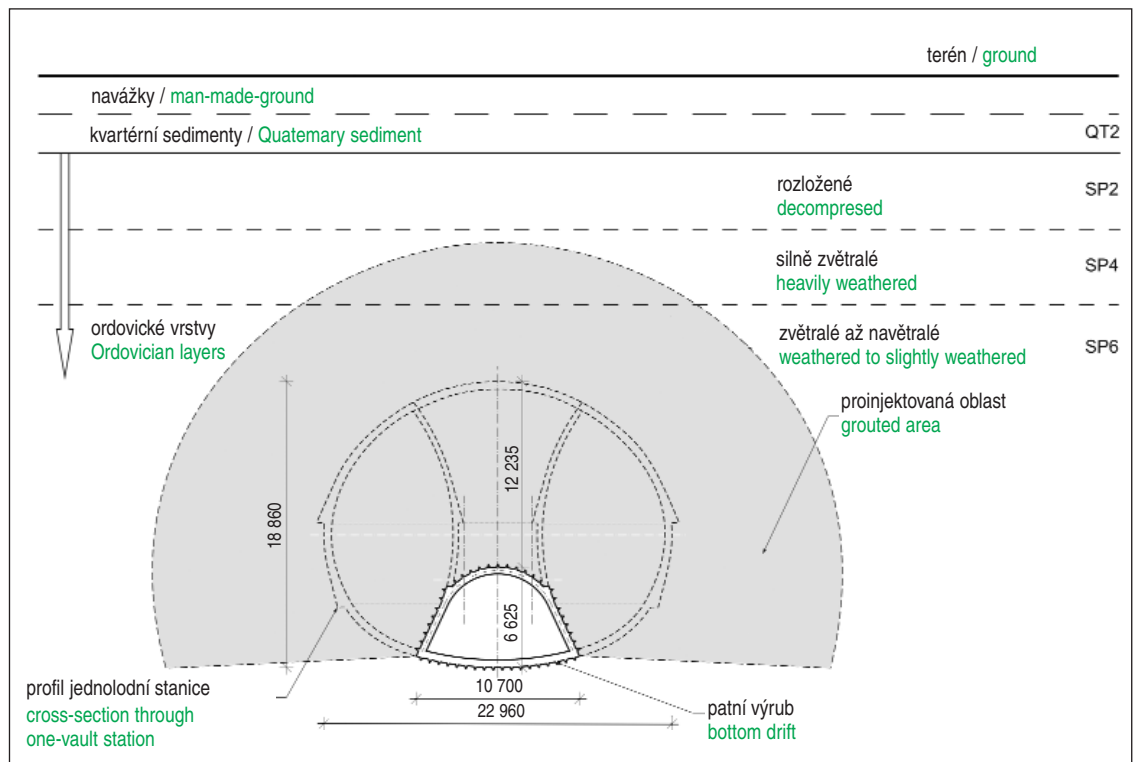
In addition, part of the station is formed by a 175m long double-track running tunnel ending by a 125m long enlarged-width dismantling chamber to which EPB TBMs will enter after the completion of driving of running tunnels between Náměstí Bratří Synků and Pankrác stations (they are part of the Line I.D stage No. 3). The double-track running tunnel is followed by a station service tunnel, which is located outside the metro tracks on the eastern side.

Olbrachtova two-vault station

The station is located under Na Strži Street, in the section between Jeremenkova and Olbrachtova Streets and Zelený pruh and Antala Staška Streets. It is a mined structure formed by two separate station tunnels (see Fig. 6), which are interconnected at the ends of the platforms and in the station centre by transverse passageways. The platform is at the depth of 27m under the terrain surface. It is on a horizontal curve; the radii of the right-hand track

Ražba staničního tunelu bude velmi náročná. Bude prováděna převážně z přístupového tunelu, který bude mít portál v terénní depresi za Severojižní magistrálou v blízkosti ulice Na křivíně. Do trasy metra bude zaústěn severně od stanice Pankrác. V úvodní části v délce cca 90 až 100 m bude staniční tunel ražen v pevných horninách. V posledním úseku v délce cca 30 až 40 m jsou očekávány velmi nepříznivé geologické poměry. Z těchto důvodů bude z opačné strany (směrem od stanice Olbrachtova) ražen v předstihu ve střední části staničního tunelu patní výrub a z něj budou prováděny sanace horninového masivu v nadloží i v profilu budoucího staničního tunelu. Poloha a profil patního výrubu (obr. 5) jsou navrženy tak, aby jeho spodní klenba byla následně součástí spodní klenby staničního tunelu. Po vyražení bočních výrubů stanice z opačné strany bude již dno staničního tunelu uzavřeno před zahájením ražby kaloty střední části staničního tunelu. Podle výsledků matematického modelu by tento postup měl mít příznivý vliv na deformace nadloží staničního tunelu.

Součástí stanice je i dvoukolejný traťový tunel v délce 175 m, zakončený rozšířenou demontážní komorou délky 22 m, do které vjedou zeminové štíty po dokončení ražby traťových tunelů mezi stanicemi Náměstí Bratří Synků a Pankrác (jsou součástí 3. etapy trasy I.D.). Na dvoukolejný traťový tunel navazuje technologický tunel stanice, který je umístěn vně trasy kolejí metra na východní straně.

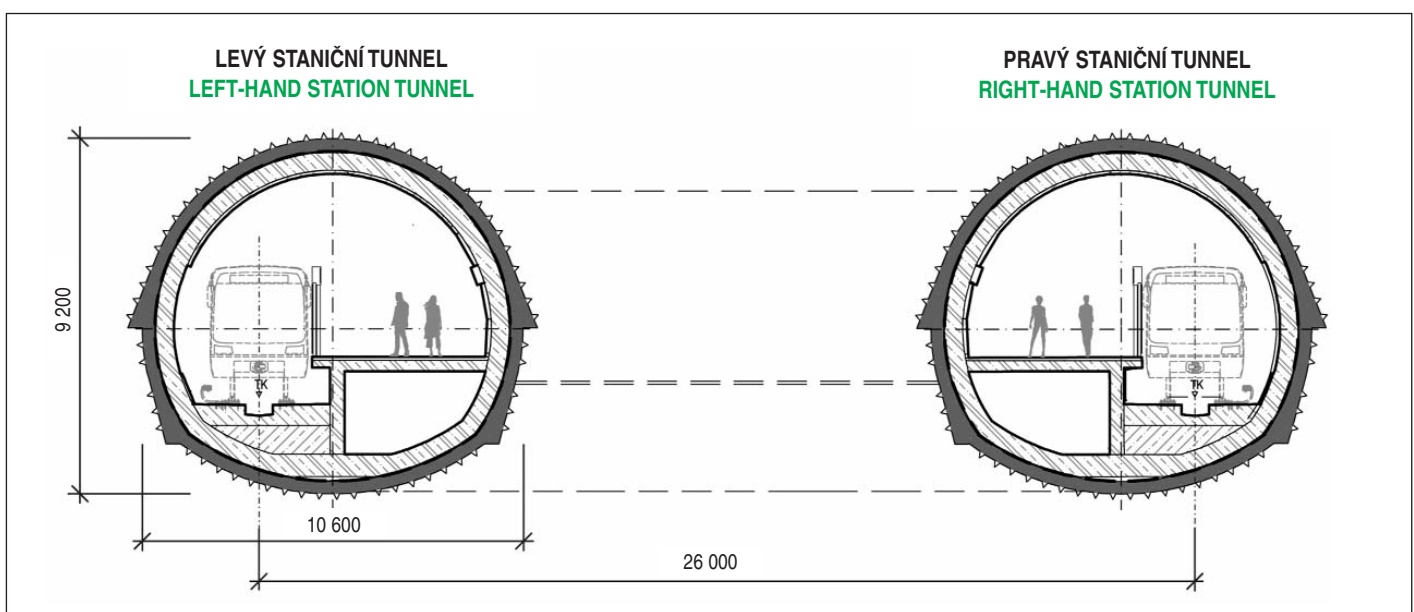


Obr. 5 Pankrác – členění výrubu stanice v obtížných geologických podmínkách (patní výrub)

Fig. 5 Pankrác – station excavation sequence in complicated geological conditions (the bottom drift)

and the left-hand track are 826m and 800m, respectively. Owing to its character, the station is reminiscent of a station with side platforms, but, by the collisionless access of passengers to both platform edges, it is similar to stations with central platforms. It is the first mined station of this type to be realised on the Prague metro network. One of the main reasons for the adoption of this station concept was the unfavourable geology (the Bohdalec Shale), which does not allow for the realisation of large-dimension excavation required for the one-vault station type. The station tunnels have got the width of the excavated cross-section of 10.6m, the height of 9.2m and the excavated cross-sectional area of 86m².

Exits from the station are connected to transverse passage-ways at the ends of the platform. On the northern side, there is



Obr. 6 Olbrachtova – příčný řez stanicí

Fig. 6 Olbrachtova – cross-section through the station

Dvoulodní stanice Olbrachtova

Stanice je umístěna pod ulicí Na Strži v úseku mezi křižovatkami s ulicemi Jeremenkova, Olbrachtova a Zelený pruh, Antala Staška. Je to ražená stanice, kterou tvoří dva samostatné staniční tunely (obr. 6), propojené na koncích nástupišť a ve středu stanice příčnými chodbami. Nástupiště v hloubce 27 m pod terénem je ve směrovém oblouku, poloměr pravé koleje je 826 m a poloměr levé koleje je 800 m. Nástupiště svým charakterem připomíná stanice s bočními nástupišti, ale bezkolizním přístupem cestujících na obě hrany nástupiště odpovídá stanicím s ostrovním nástupištěm. Je to první ražená stanice tohoto typu, která bude realizována na pražském metru. Jedním z hlavních důvodů volby této koncepce stanice byly nepříznivé geologické poměry (bohdalecké břidlice), které neumožňují realizaci velkorozměrových výrubů typu jednolodních stanic. Staniční tunely mají šířku výrubu 10,6 m, výšku 9,2 m a plochu výrubu 86 m².

Do příčných chodeb na koncích nástupiště jsou zaústěny výstupy ze stanice. Na severní straně nástupiště je to trojice eskalátorů a šikmý výtah do nadzemního vestibulu, umístěného u křižovatky ulice Na Strži s ulicemi Jeremenkova a Olbrachtova. Na jižní straně to je trojice eskalátorů do podpovrchového vestibulu pod ulicí Na Strži. Na terén vedou pevná schodiště a výtah a obslužena je tak křižovatka ulice Na Strži s ulicemi Zelený pruh a Antala Staška. Bezbariérový přístup do stanice je zajištěn ze severního nadzemního vestibulu šikmým výtahem přímo na nástupiště.

Povrchová stanice Nádraží Krč

Jedná se o jedinou povrchovou a částečně i nadzemní stanicí na celé trase I.D. Je situována do pásu zeleně s vodní plochou v blízkosti novogotického zámku Sv. Havel. Tato klimatická zóna je ze severu ohraničena Jižní spojkou a z jihu železniční stanicí Nádraží Krč (obr. 7).

Stanice má boční nástupiště, která jsou částečně umístěná na mostě (obr. 8) a zcela otevřená do okolního prostoru (obr. 9). Na obou koncích nástupiště navazují podchody. Na severní straně stanice podchází Jižní spojka a výtahem a pevným schodištěm ústí do nadzemního vestibulu, odkud je napojení



Obr. 7 Nádraží Krč – vizualizace umístění stanice v terénu

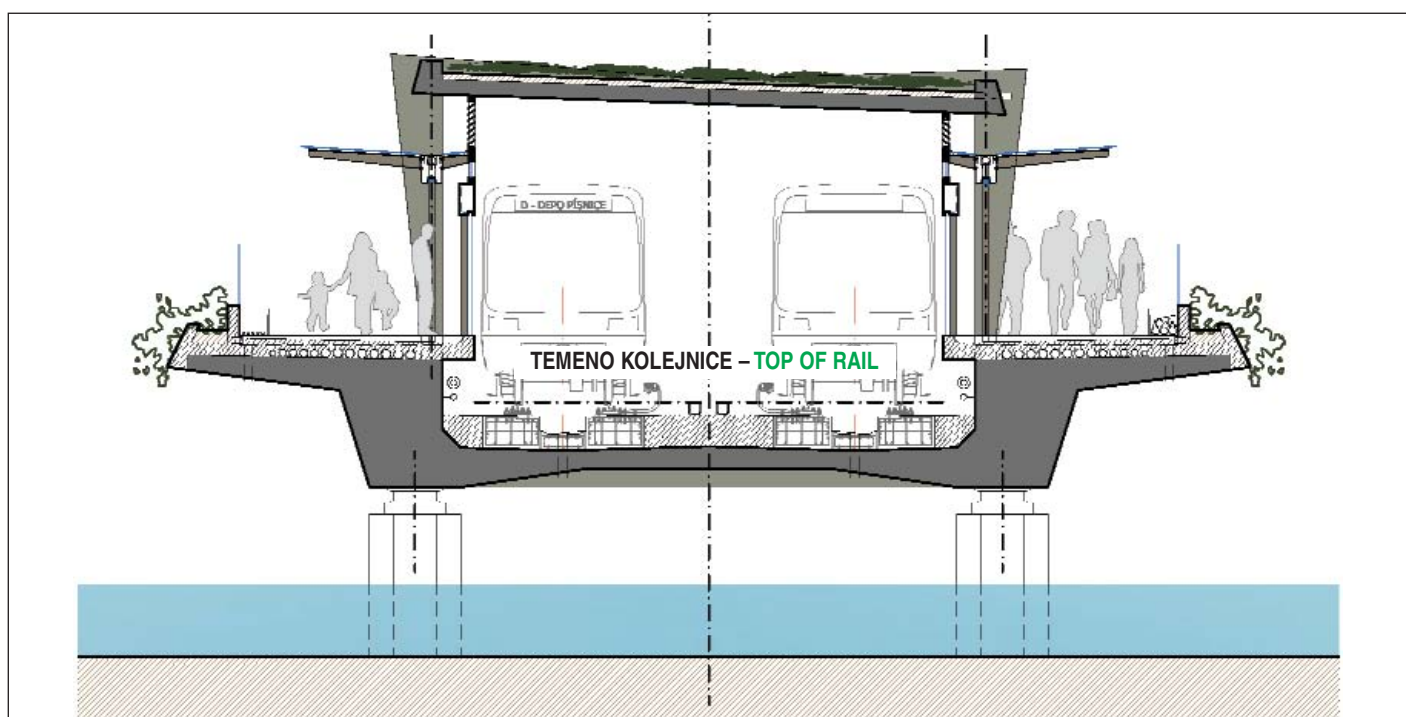
Fig. 7 Nádraží Krč – visualisation of the station location in the terrain

a bank of three escalators and an inclined lift to the at-grade concourse located at the intersection Na Strži Street with Jeremenkova and Olbrachtova Streets. On the southern side, there is a bank of three escalators ending in the subsurface concourse under Na Strži Street. Fixed staircases and a lift lead to the terrain surface, thus the intersection of Na Strži Street and with Zelený pruh and Antala Staška streets is serviced. The step-free access to the station is provided from the northern at-grade concourse by an inclined lift leading directly to the platform.

Nádraží Krč at-grade station

It is the only at-grade and partially also aboveground station on the entire Line I.D. It is located in a green strip with a water area in the vicinity of St. Havel Neo Gothic chateau. This quiet zone is bordered from the north by the Southern Link Road and from the south by Krč railway station (see Fig. 7).

The station has got side platforms, which are partially located on a bridge (see Fig. 8) and are fully open to the surrounding space (see Fig. 9). Pedestrian subways are connected to both ends of the platform. On the northern side, the station pas-



Obr. 8 Nádraží Krč – příčný řez nástupištěm nad vodní plochou

Fig. 8 Nádraží Krč – cross-section through the platform above the water area



Obr. 9 Nádrazí Krč – pohled na nástupiště na mostě
Fig. 9 Nádrazí Krč – a view of the platform on the bridge

na dispečink trasy metra D. Vstup do stanice je z křižovatky ulic V Podzámčí, Branická a Na Strži. Podchod v jižní části vede pevným schodištěm a výtahem na terén v ulici Před Nádražím, kde je rovněž navržen parkovací dům P + R s kapacitou 432 stání. Bezbariérový přístup do stanice je jak ze severního vestibulu, tak i z jižní strany z ulice Před Nádražím.

Hloubená stanice Nemocnice Krč

Stanice s ostrovním nástupištěm v hloubce 18 m pod terénem je umístěna napříč pod ulicí Zálesí a přilehlými nezastavěnými pozemky poblíž křižovatky s ulicí Vídeňskou. Na obou koncích nástupiště (severním i jižním) jsou trojice eskalátorů a šikmý výtah, které vedou do nadzemního vestibulu. Vestibul v jižní části může být integrován do případné zástavby v rozvojovém území. Ze severního vestibulu (obr. 10, 11) je přímý výstup na terén v úrovni stávajícího podchodu pod ulicí Vídeňskou a pomocí pevného schodiště a výtahu na zvýšenou úroveň terénu u ulice Vídeňské. Ze severního vestibulu je po sanaci stávajícího podchodu pod Vídeňskou ulicí přímé propojení s nemocnicí Krč. Bezbariérový přístup do stanice je z obou vestibulů – severního i jižního. Mezi výstupy ze stanice jsou nad stropem nástupiště navrženy podzemní garáže. Stanice bude realizována ve stavební jámě hloubky 14,6 až 22 m, zajištěné kotvenými pilotovými stěnami.

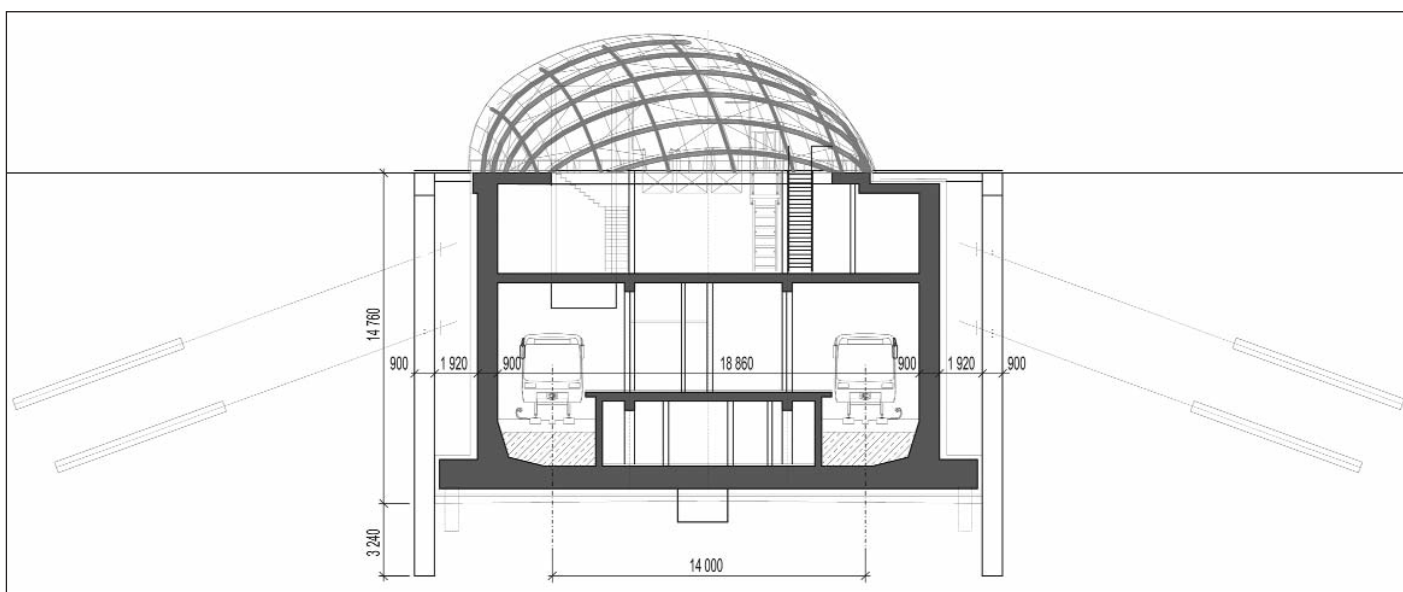
ses under the Southern Link Road and ends by a lift and a fixed staircase in the at-grade concourse, from which there is connection to the line D management centre. The entry to the station is from the intersection between V Podzámčí and Branická Streets and Na Strži Street. The pedestrian subway in the southern part leads to the terrain surface via a fixed staircase and a lift in Před Nádražím Street, for which a P + R parking building with the capacity of 432 spaces is in addition designed. The step-free access is both from the northern concourse and from the southern side, from Před Nádražím Street.

Nemocnice Krč cut-and-cover station

The station with a central platform at the depth of 18m under the terrain level is located transversally under Zálesí Street and adjacent non-built-up plots of land in the vicinity of the intersection with Vídeňská Street. There is a bank of three escalators and an inclined lift at each end of the platform (northern and southern). They lead to an at-grade concourse. The concourse in the southern part can be integrated into the contingent development in the development area. From the northern concourse (see Figures 10 and 11), there is a direct exit to the terrain surface at the level of the existing pedestrian subway under Vídeňská Street and, via a fixed staircase and a lift, to the elevated level of the terrain in the vicinity of Vídeňská Street. Direct connection to Nemocnice Krč hospital will be possible from the northern concourse after the rehabilitation of the existing pedestrian subway under Vídeňská Street. The step-less access to the station is from both concourses – the northern and southern one. An underground car parking building is designed in the area between the exits from the station, above the platform ceiling. The station will be realised in a 14.6 to 22m deep construction pit, which will be secured by anchored pile walls.

Nové Dvory one-vault station

It is a mined station with a central platform at the depth of 32m under the terrain surface. It crosses under Libušská Street at an angle (see Fig. 12). A bank of three escalators leads from the northern end of the platform to an at-grade concourse next to the intersection between Libušská and V Štíhlách Streets. A fixed staircase and a lift leading to a transverse gallery are at the southern end of the platform. An access passageway leading to the bank of three escalators is connected to it. The escalators lead to the at-grade concourse in Durychova Street, near its intersection with Libušská Street. Apart from escalators, there



Obr. 10 Nemocnice Krč – příčný řez stanicí u severního vestibulu
Fig. 10 Nemocnice Krč – cross-section through the station at the northern concourse

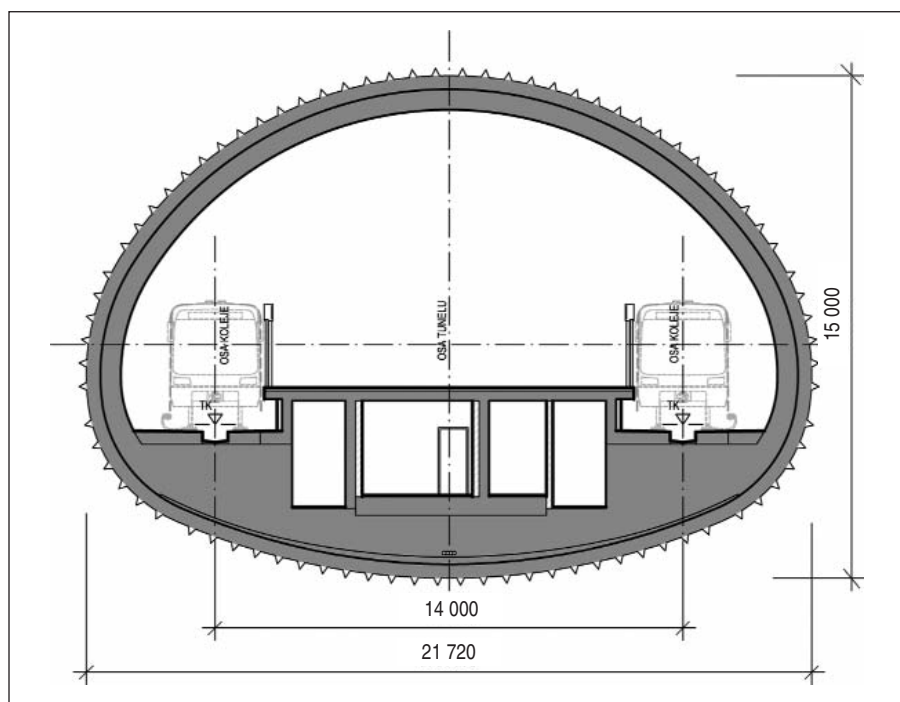


Obr. 11 Nemocnice Krč – vizualizace severního vestibulu
Fig. 11 Nemocnice Krč – visualisation of the northern concourse

Jednolodní stanice Nové Dvory

Ražená stanice s ostrovním nástupištěm v hloubce 32 m pod terénem je situovaná šikmo pod ulicí Libušskou (obr. 12). Ze severního konce nástupiště vede trojice eskalátorů do nadzemního vestibulu u křižovatky ulic Libušská a V Štíhlách. Na jižním konci nástupiště je pevné schodiště a výtah na příčnou galerii. Navazuje na ni přístupová chodba k trojici eskalátorů, které vedou do nadzemního vestibulu v Durychově ulici poblíž křižovatky s ulicí Libušskou. Na konci podzemní chodby je kromě eskalátorů i dvojice výtahů, ústící na terén na opačné straně Durychovy ulice. Tím je zajištěn bezbariérový přístup do stanice.

Na veřejnou část stanice navazuje na jižní straně (směrem z centra) technologická část stanice, umístěná ve zvýšeném profilu staničního tunelu. Její součástí je i kolejové křížení, na které navazuje obrátový tunel umístěný mezi navazujícími traťovými tunely. Na začátku traťových tunelů jsou navrženy rozšířené profily odbočných komor, které umožní v budoucnu realizovat větvení trasy D směrem do Modřan. Stanice bude ražena převážně v masivu dobrotivských vrstvách s dostatečnou výškou horninového nadloží. Šířka výrubu staničního tunelu je 21,72 m, výška 15 m a plocha výrubu je 254 m².



Obr. 12 Nové Dvory – příčný řez stanicí
Fig. 12 Nové Dvory – cross-section through the station

is a pair of lifts there ending on the terrain surface on the opposite side of Durychova Street, at the end of the underground passageway. This is how the step-free access to the station is provided.

The station part designed for mechanical and electrical equipment follows after the public circulation part. It is located in an enlarged-height profile of the station tunnel. The crossing of tracks, which the tunnel for dead-end tail tracks located between connecting running tunnels connects to, is also its part. Enlarged-width profiles of branching chambers are proposed to be at the beginning of the running tunnels. They will allow for the realisation of the line D branching in the direction of Modřany in the future. The station tunnel will be driven mostly through the Dobrotiv Formation massif, with a sufficient overburden height. The station tunnel excavation is 21.72m wide, 15m high and the excavated cross-sectional area is 254m².

Libuš cut-and-cover station

The station is located along Novodvorská Street. It has got a central platform at the depth of 13m under the terrain level. A fixed staircase with a pair of lifts ending in an at-grade concourse located in the close vicinity of Novodvorská Street is located at the northern end of the platform. There are three escalators and an inclined lift leading to the at-grade concourse at the southern end of the platform. The concourse is located in a green area at some distance from Novodvorská Street. The step-less access to the station is possible from both concourses. The station will be realised in a 16.5m deep construction pit, which will be stabilised by anchored pile walls.

Písnice cut-and-cover station

This station is located in the fore-space of grounds of the former "Masokombinát" (a meat processing plant), in the immediate vicinity of Libušská Street. It has got a central platform at the depth of 13m under the terrain surface. The exit from the platform to the terrain surface is provided by one concourse, which is located at the southern front end of the platform. The platform is interconnected with the subsurface concourse by a pair of escalators, a fixed staircase and a lift. The other exit, the escape-purpose one, is located at the northern front end of the platform. It is equipped with a fixed staircase.

The main exit from the subsurface concourse is located east of Libušská Street, in the space in front of the former "Masokombinát" (see Fig. 13). The exit from the concourse is provided by a pair of straight staircases and a lift. The exit to the western side from Libušská Street toward the Libuš residential area is provided by a pedestrian subway ending by a direct staircase and a lift. The two lifts interconnect the station with bus stops in a step-less way. The station will be realised in a 17m deep construction pit, which will be stabilised by anchored pile walls.

Depo Písnice (Písnice Depot) cut-and-cover station

This station will be for a long time a terminus on the newly designed Line I.D of Prague metro. It is located in the area of the current industrial site located in the south-western quarter of the intersection between Vídeňská Street and Kunratice Link Road. The longitudinal axis of the station is parallel with Vídeňská Street. A part



Obr. 13 Písnice – vizualizace výstupu na terén

Fig. 13 Písnice – visualisation of the exit to the terrain surface

Hloubená stanice Libuš

Stanice je situována podél ulice Novodvorské a má ostrovní nástupiště v hloubce 13 m pod terénem. Na severním konci nástupiště je umístěno pevné schodiště s dvojicí výtahů ústící do nadzemního vestibulu umístěného v těsné blízkosti ulice Novodvorská. Na jižním konci nástupiště jsou tři eskalátory a šikmý výtah, které vedou do nadzemního vestibulu situovaného do zelené plochy dále od ulice Novodvorské. Bezbariérový přístup do stanice je umožněn z obou vestibulů. Stanice bude realizována ve stavební jámě hloubky 16,5 m, zajištěné kotvenými pilotovými stěnami.

Hloubená stanice Písnice

Tato stanice je situovaná do předprostoru areálu bývalého „Masokombinátu“ v těsné blízkosti ulice Libušské. Má ostrovní nástupiště v hloubce 13 m pod terénem. Výstup z nástupiště na terén je zajištěn jedním vestibulem, který je umístěn v jižním čele nástupiště. Nástupiště je s podpovrchovým vestibulem spojeno dvojicí eskalátorů, pevným schodištěm a výtahem. V severním čele nástupiště je umístěn pouze druhý únikový výstup s pevným schodištěm.

Hlavní výstup z podpovrchového vestibulu je situován na východ od ulice Libušské do prostoru před bývalým

of the industrial site located south of Pramenná Street is used for the construction of the metro station.

With respect to the fact that it is a terminal station of the metro line, a bus terminal with parking areas for buses and a P + R parking area with the capacity of 850 spaces is designed for the location. The main (southern) concourse is accessible from the southern end of the central platform located 7m under the terrain surface (see Fig. 14) via a pair of escalators and a fixed staircase with a lift. The concourse has got exits to both sides of the bus terminal and an exit to the south located on the platform axis.

A pair of escalators and an escape staircase and a lift to the second (adjacent) concourse lead from the northern end of the platform. The exit ends in the free parter level on the terrain, which is created directly above the metro station platform ceiling (see Fig. 15). About 220m long stabling tracks are designed south behind the station. The northern underground part of the station is dedicated solely to the mechanical and electrical services of the station.

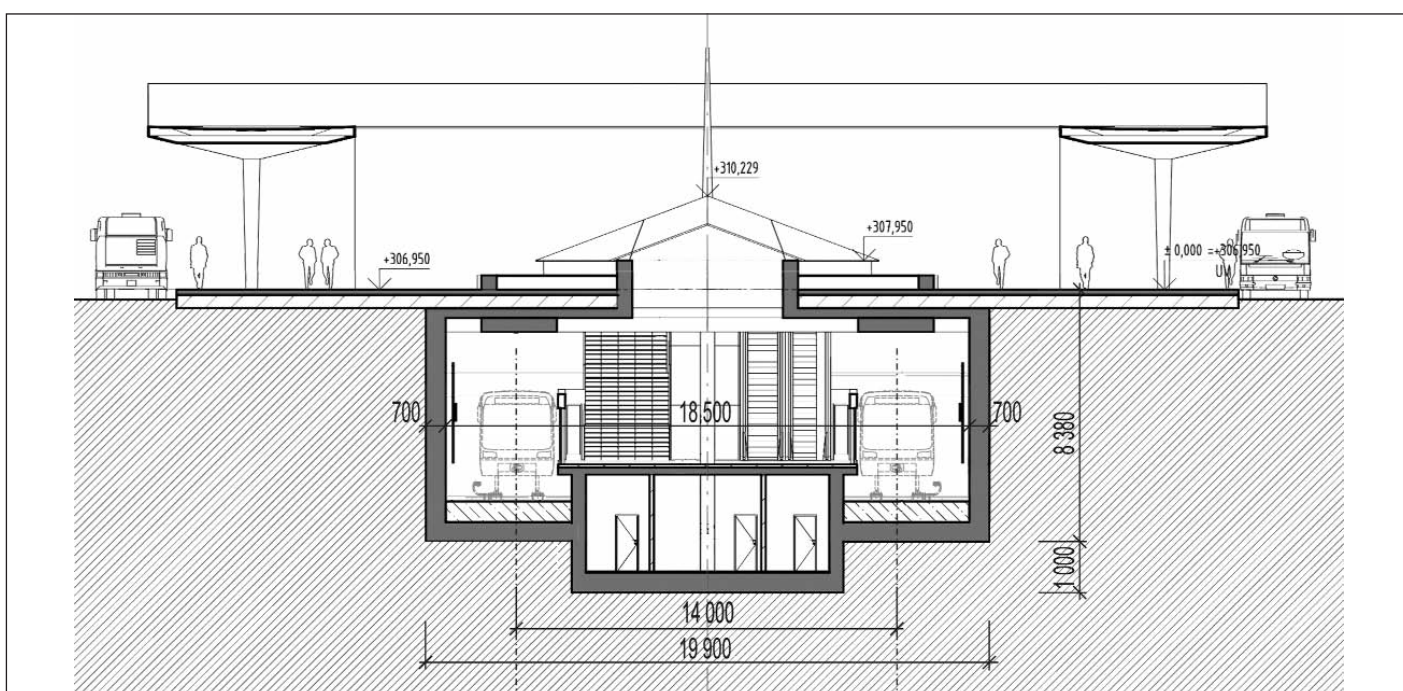
The station will be realised in a 14.5m deep construction pit, which will be partially sloped and partially stabilised by anchored soldier beam and lagging walls.

Stations of the Line I.D stage No. 3

Náměstí Míru one-vault station – transfer to the Line A

This temporarily terminal mined station is located under Sázavská Street in Vinohrady. It has got a 12.06m wide central platform at the depth of ca 40m under the terrain surface (see Fig. 16). There are banks of three escalators leading to underground concourses at both ends of the platform. Fixed staircases, banks of two escalators and lifts lead from the concourses to the terrain level. On the southern side, there is a concourse at the intersection between Francouzská and Sázavská streets; on the northern side, it is in Sázavská Street, in the section between transverse Vinohradská and Slezská Streets. Because of the fact that the station will be temporarily terminal, a crossing of tracks is designed before the platform, inside the station tunnel profile. It will allow for reversing metro trains.

The step-free access to the station is allowed for by a pair of lifts leading from residential building the descriptive No. 592



Obr. 14 Depo Písnice – příčný řez středem stanice

Fig. 14 Depo Písnice – cross-section through the station centre



Obr. 15 Depo Písnice – vizualizace umístění stanice na terénu
Fig. 15 Depo Písnice – visualisation of the station location on the terrain surface

„Masokombinát“ (obr. 13). Výstup z vestibulu zabezpečuje dvojice přímých schodišť a výtah. Výstup na západní stranu od ulice Libušské směrem do sídliště zabezpečuje podchod, který je ukončen přímým schodištěm a výtahem. Oba výtahy propojují bezbariérově stanici se zastávkami autobusů. Stanice bude realizována ve stavební jámě hloubky 17 m, zajištěné kotvenými pilotovými stěnami

Hloubená stanice Depo Písnice

Tato stanice bude dlouhodobě koncovou stanicí na nově navrhované trase I.D pražského metra. Je situována v místě současného průmyslového areálu, umístěného v jihozápadním kvadrantu křížení ulic Vídeňská a Kunratická spojka. Podélnou osou je orientována rovnoběžně s ulicí Vídeňskou. Pro stavbu stanice metra je využita část tohoto areálu jižně od ulice Pramenná.

Vzhledem k tomu, že jde o koncovou stanici trasy metra, je v jejím místě navrhován autobusový terminál s odstavnými plochami pro autobusy a parkoviště P+R s celkovou kapacitou 850 stání. Z ostrovního nástupiště, které je umístěno cca 7 m pod úrovní terénu (obr. 14), je na jeho jižním konci dvojicí eskalátorů a pevným schodištěm s výtahem přístupný hlavní (jižní) vestibul. Má výstupy do obou stran autobusového terminálu a výstup v ose nástupiště směrem na jih.

Ze severního konce nástupiště vede dvojice eskalátorů a únikové schodiště a výtah do druhého (vedlejšího) vestibulu. Výstup ústí do volného parteru na terénu vytvořeného přímo na stropě nástupiště stanice metra (obr. 15). Za stanicí jižním směrem jsou navrženy odstavné koleje délky cca 220 m. Severní podzemní část stanice je věnována výhradně technologickému zařízení stanice.

Stanice bude realizována ve stavební jámě hloubky 14,5 m, která bude částečně svahovaná a částečně zajištěna kotveným záporovým pažením.

Stanice 3 etapy trasy I.D

Jednolodní stanice Náměstí Míru

– přestup na trasu A

Tato dočasně koncová, ražená stanice je umístěná pod ulicí Sázavskou na Vinohradech. Má ostrovní nástupiště šířky 12,06 m v hloubce cca 40 m pod terénem (obr. 16). Na obou koncích nástupiště jsou

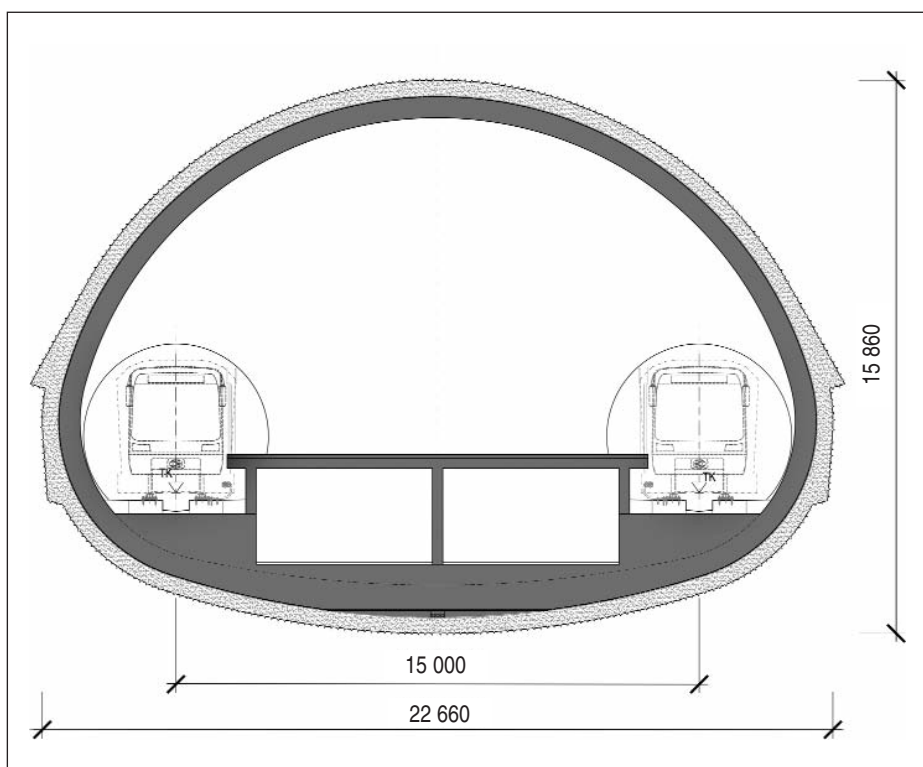
on the corner of Sázavská and Korunní Streets to a transfer hall under the line D station platform (see Fig. 17). From this place the way proceeds by a short lift (upwards) to the centre of the line D station and by an inclined lift (downwards) in the transfer escalator tunnel to the existing Line A station. The placement of the lifts for the step-free access to the stations on both metro lines to the residential building in Korunní Street was facilitated by the fact that its owner is the municipal district of Prague 2. It is even more valuable because of the fact that there is, in addition to pedestrian and automobile traffic, a tram track in this street and placing a separate lift kiosk to this street would be nearly unsolvable.

The great depth of the station and the dense surface development above the station and its surroundings do not allow for proposing a suitable access for the excavation of the station from the space of Vinohrady. The access to the station suitable for the application of effective and high-capacity tunnelling equipment will be allowed for by a double-track running tunnel. The portal of the tunnel will be in a construction pit located in the park in the vicinity of Perucká Street (at the interface between Vinohrady and Vršovice).

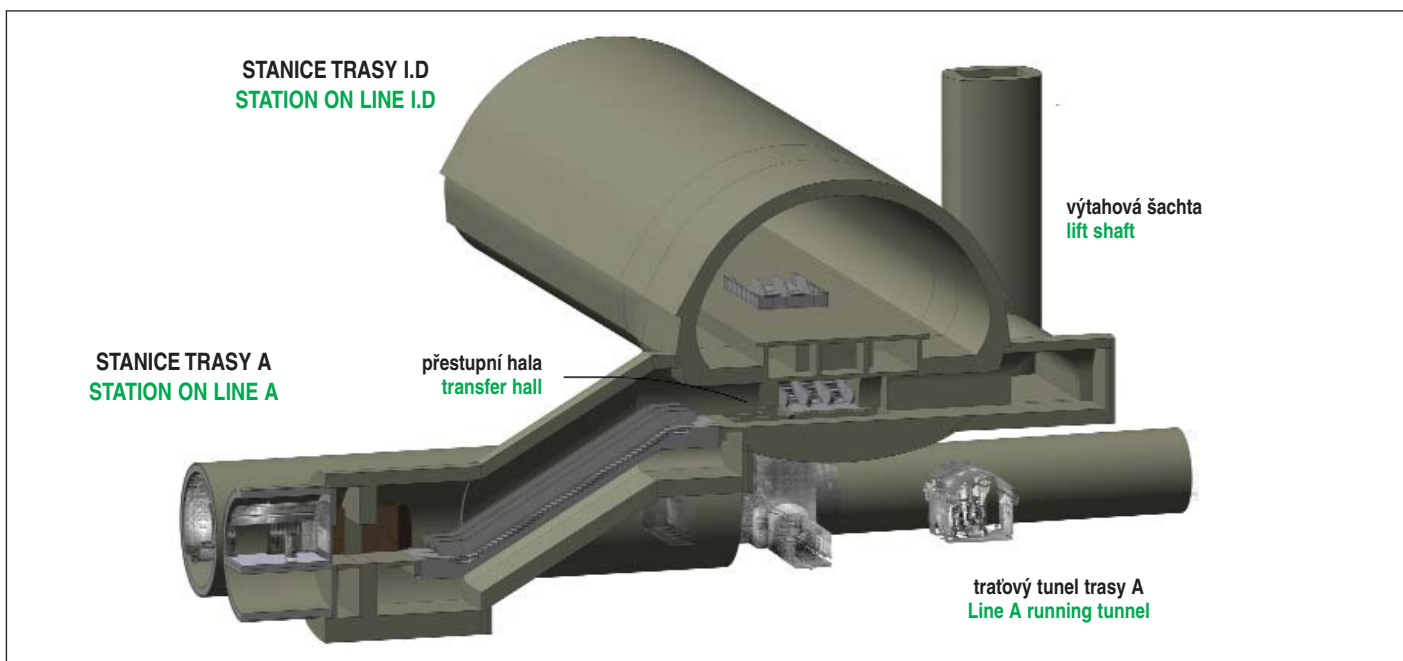
The station tunnel is 229m long, the width of the excavated cross-section is 22.66m, its height is 15.86m and the excavated cross-sectional area is 284m². Single-track stabling tunnels 145m long follow behind the platform. On the opposite side, the station tunnel will be connected to a double-track running tunnel, the width of which will gradually increase in the direction of the station. The station will be driven through a competent rock massif of the Letná Formation.

Náměstí Bratří Synků cut-and-cover station

It is located in the space between Otakarova Street and Bratří Synků Square in Nusle. It has got a central platform at the depth of ca 13m under the terrain level. A 30m long section of the platform is located under residential buildings on the north side of Bratří Synků Square, which have to be preserved. This part of the platform was designed as a mined 3-vault profile in the design documentation for issuance of zoning and planning



Obr. 16 Náměstí Míru – příčný řez stanicí
Fig. 16 Náměstí Míru – cross-section through the station



Obr. 17 Náměstí Míru – 3D model stanice v místě přestupu na trasu A

Fig. 17 Náměstí Míru – 3D model of the station in the location of the transfer to the Line A

trojice eskalátorů vedoucí do podzemních vestibulů, z nichž vedou na terén pevná schodiště, dvojice eskalátorů a výtahy. Na jižní straně je vestibul u křižovatky ulic Francouzská a Sázavská, na severní straně je to v Sázavské ulici v úseku mezi příčnými ulicemi Vinohradskou a Slezskou. Protože stanice bude dočasně koncová, je před nástupištěm v profilu staničního tunelu navrženo kolejové křížení, umožňující obracení vlaků metra.

Bezbariérový přístup do stanice umožňuje dvojice výtahů vedoucí z obytného domu čp. 592 na nároží ulic Sázavská a Korunní do přestupní haly pod nástupištěm stanice trasy D (obr. 17). Odtud krátkým výtahem (nahoru) do středu nástupiště stanice D a šikmým výtahem (dolů) v přestupním eskalátorovém tunelu na stávající stanici trasy A. Umístění výtahů pro bezbariérový přístup do stanic obou tras metra do obytného domu v Korunní ulici usnadnila skutečnost, že vlastníkem domu je městská část Praha 2. Je to o to cennější, že v této ulici je kromě pěšího a automobilového provozu i tramvajová trať a umístění samostatného výtahového kiosku do této ulice by bylo téměř neřešitelné.

Velká hloubka stanice a hustá povrchová zástavba nad stanicí a jejím okolím neumožňují navrhnout vhodný přístup pro ražbu stanice z prostoru Vinohrad. Přístup do stanice, vhodný pro nasazení výkonné a kapacitní razicí techniky, umožní dvoukolejný traťový tunel. Ten bude mít portál v hloubené jámě umístěné v parku v blízkosti Perucké ulice (rozhraní Vinohrad a Vršovic).

Staniční tunel má délku 229 m, šířka výrubu je 22,66 m, výška 15,86 m a plocha výrubu je 284 m². Za nástupištěm na něj navazují jednokolejné odstavné tunely délky 145 m. Na opačné straně bude na staniční tunel navazovat dvoukolejný traťový tunel, který se směrem ke stanici postupně rozšiřuje. Stanice bude ražena v pevném horninovém masivu vrstev letenských.

Hloubená stanice Náměstí Bratří Synků

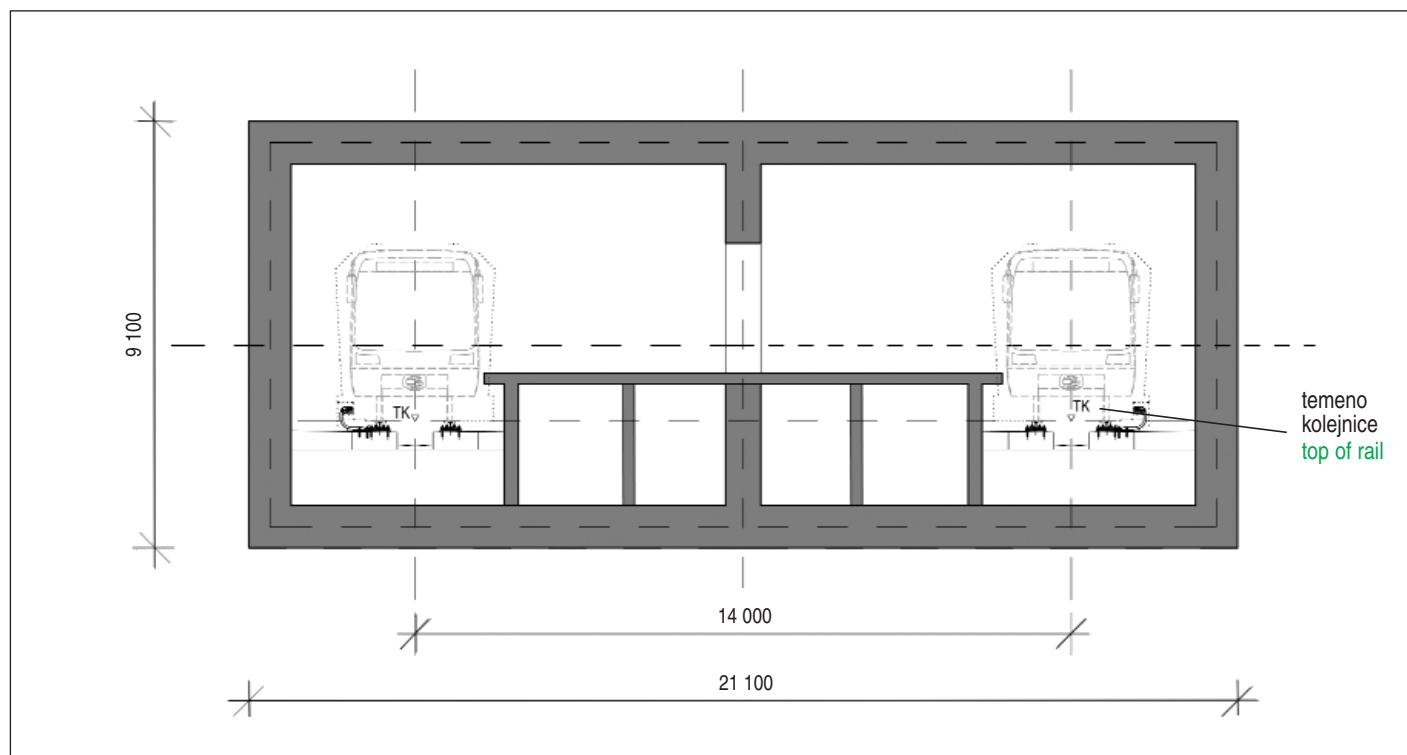
Je situovaná do prostoru mezi ulicí Otakarovou a náměstím Bratří Synků v Nuslích. Má ostrovní nástupiště v hloubce cca 13 m pod úrovní terénu. Úsek nástupiště v délce 30 m je umístěn pod obytnou zástavbou na severní straně náměstí Bratří Synků, která musí být zachována. V dokumentaci pro územní rozhodnutí byla tato část nástupiště navržena jako ražený trojloďný profil, realizovaný v obtížných geologických podmínkách.

decision. It will be realised in complicated geological conditions. Unfortunately, the cross-section through this mined part of the station did not correspond to the station cross-section in the cut-and-cover part. At the moment, the final design for phase 3 of the metro Line I.D, a part of which is also this station, is being carried out. It will be used for the application for the construction permit. Station designers are checking the possibility of replacing the mined 3-vault profile with a profile identical with that of the station in the cut-and-cover part, which will have one row of columns on the longitudinal axis of the station (see Fig. 18). This section would be driven using an atypical method (a combination of tunnelling and jacking).

There are exits to underground concourses on both sides of the platform. A fixed staircase, an escalator and a lift lead to the northern concourse, whilst a bank of three escalators and an inclined lift lead to the southern concourse. From the northern concourse, there is an access to Otakarova Street by a lift and to all tram stops and both opposite pavements along fixed staircases. From the southern concourse, there is an access to Bratří Synků Square by a lift and along two fixed staircases. The step-free access to the station is possible from both Otakarova Street and Bratří Synků Square. In the cut-and-cover part of the station, there are parking garages with an automatic car stacking system located in the courtyard, above the platform ceiling slab. The garages are designed to allow for realising the addition of several buildings in Otakarova Street so that a classical urban block is developed in the future. The station will be realised in the Botič River flood plane, where water-bearing Quaternary sediments exist. For these reasons the construction pit will be stabilised by anchored diaphragm walls.

TIME, FINANCES, CONSTRUCTION PROCEDURES AND TECHNOLOGY EQUIPMENT

The entire operating section No. 1 of the I.D Line is an investment very extensive in terms of the volume and financing. The construction period and, first of all, the division into stages, were determined as early as the zoning process documents from 2011, above all with respect to providing finances. All of the ten stations were to be brought into service step by



Obr. 18 Náměstí Bratří Synků – nově navrhovaný příčný profil stanice
Fig. 18 Náměstí Bratří Synků – newly designed station cross-section

Příčný profil této ražené části stanice bohužel nekorespondoval s příčným profilem stanice v hloubené části. V současné době se zpracovává dokumentace pro stavební povolení 3. etapy trasy metra I.D, jejíž součástí je i tato stanice. Projektanti stanice prověřují možnost nahradit ražený trojlodní profil stanice profilem totožným s profilem stanice v hloubené části, který bude mít jednu řadu sloupů v podélné ose stanice (obr. 18). Ražba tohoto úseku by byla prováděna atypickým způsobem (kombinace ražby a protlačování).

Na obou koncích nástupiště je výstup do podzemních vestibulů. Do severního vestibulu ústí pevné schodiště, eskalátor a výtah, do jižního pak trojice eskalátorů a šikmý výtah. Ze severního vestibulu je přístup do Otakarovy ulice výtahem a pevnými schodišti na všechny tramvajové zastávky a oba protilehlé chodníky. Z jižního vestibulu je přístup na Náměstí Bratří Synků výtahem a dvěma pevnými schodišti. Bezbariérový přístup do stanice je jak z Otakarovy ulice i z Náměstí Bratří Synků. V hloubené části stanice jsou nad stropem nástupiště umístěny ve vnitrobloku podzemní garáže s automatickým zakladačovým systémem. Jsou navrženy tak, aby bylo v budoucnu možno v Otakarově ulici nad stanicí realizovat dostavbu řady domů a vytvořit klasický městský blok. Stanice bude realizována v údolní nivě Botiče, kde se vyskytují zvodnělé kvarterní sedimenty. Z těchto důvodů bude stavební jáma stanice zajištěna kotvenými podzemními stěnami.

ČAS, FINANCE, STAVEBNÍ POSTUPY A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ

Celý první provozní úsek trasy I.D je objemově i finančně velmi rozsáhlá investice. Doba výstavby a zejména časové rozložení do etap bylo určováno již v dokumentaci pro územní rozhodnutí (DÚR) z roku 2011 především s ohledem na zajištění financování. Všechny deset stanic mělo být postupně zprovozněno ve třech etapách. Rozhodnutím Rady zastupitelstva hlavního města Prahy z července letošního roku bude výstavba trasy I.D realizována ve dvou etapách; 1. a 2. etapa podle DÚR budou realizovány současně (úsek Pankrác – Depo Písnice). Termín

step, at 3 stages. According to the decision of the Council of the Prague City Hall Assembly from July 2015, the development of the Line I.D will be realised at two stages. According to the construction location permit, stages No. 1 and 2 will be realised concurrently (the Pankrác station – Depo Písnice station section). The commencement and inauguration are expected to take place in 2017 and 2023, respectively. The expected cost of the development is presented in the table in Fig. 19. It would be optimal if the development of stage No. 3 (Náměstí Míru Square – Pankrác) fluently continued after the development of the Pankrác – Depo Písnice section. Concrete deadlines for the realisation have not been set yet, but the preparation of the design continues.

As far as the construction solution (tunnels and stations) is concerned, the authors try to design modern effective construction methods and an attractive architectural solution, which will be friendly for passengers and servicing personnel. Anyway, progress in civil engineering solutions does not hurry ahead by such steps as the progress in technology equipment. Here the state-of-the-art equipment will allow us to design solutions more economic in terms of space, mainly in the operational hinterland of stations, compared with the recently completed extension of metro Line A to Motol.

DRIVING SINGLE-TRACK RUNNING METRO TUNNELS USING EPB TBMS

The single-track running tunnels designed for the Line I.D are identical with the tunnels on the line V.A (Dejvická – Motol), which was brought into service in April 2015. The net cross-section of the tunnel is 5.3m, the thickness of the reinforced concrete segmental lining is 0.25m and the diameter of the TBM cutterhead is 6.06m.

The single-track running tunnels of the stage No. 2 of the metro Line I.D will be driven against the direction of the metro Line chainage, from the portal at chainage km 49.721761 of the left-hand track in the construction pit before Depo Písnice station. The tunnelling process will be also serviced from this construction pit. Two EPB TBMs will be deployed. After the com-

zahájení výstavby se předpokládá v roce 2017 a uvedení do provozu v roce 2023. Předpokládané náklady na výstavbu tohoto úseku jsou uvedeny v tabulce na obr. 19. Bylo by optimální, kdyby výstavba 3. etapy (Náměstí Míru – Pankrác) plynule navázala na stavbu úseku Pankrác – Depo Písnice. Konkrétní termíny realizace zatím nebyly stanoveny, ale pokračuje projekční příprava.

Pokud jde o stavební řešení (tunely a stanice), snaží se autoři o navrhování moderních efektivních metod výstavby a atraktivního architektonického řešení, které bude přívětivé pro cestující i obsluhující personál. Ale přece jen ve stavebním řešení nespěchá pokrok dopředu takovými kroky, jako v technologickém vybavení. Zde nejmodernější technologie umožní navrhnout prostorově úspornější řešení především v provozním zázemí stanic oproti nedávno dokončenému prodloužení trasy A do Motola.

RAŽBA JEDNOKOLEJNÝCH TRAŤOVÝCH TUNELŮ METRA ZEMINOVÝMI ŠTÍTY

Pro trasu I.D jsou navrženy profily jednokolejných tunelů stejné jako na stavbě trasy V.A (Dejvická – Motol), která byla v dubnu letošního roku uvedena do provozu. Světlý průměr tunelu je 5,3 m, tloušťka montovaného železobetonového ostění je 0,25 m a profil hlavy razicího stroje je 6,06 m.

V rámci 2. etapy výstavby trasy I.D budou raženy traťové jednokolejné tunely proti směru staničení trasy metra od portálu v km 49,721761 L.K v hloubené stavební jámě před stanicí Depo Písnice. Z této stavební jámy bude také ražba traťových tunelů obsluhována. Budou nasazeny dva zeminové štíty (EPBS). Po vyražení traťových tunelů ke stanici Písnice vjedou razicí stroje do otevřené stavební jámy této stanice, projedou stavební jámou a dále budou pokračovat ražbou traťových tunelů do stanice Libuš. Také v tomto úseku, po dokončení ražby mezi stanicemi Písnice – Libuš vstoupí razicí stroje do připravené stavební jámy, budou stavební jámou protaženy a dále budou pokračovat ražbou směrem k jednolodní stanici Nové Dvory. Vjetím strojů do stanice Nové Dvory končí ražba traťových tunelů 2. etapy trasy I.D. Stanice Nové Dvory je ražená jednolodní stanice, ve které budou v předstihu vyraženy boční dílčí výrubu staničního tunelu a střední obrátový tunel. Bočními výrubu stanice se razicí stroje protáhnou a následně budou pokračovat s ražbou traťových tunelů ke stanici Nemocnice Krč.

V 1. etapě trasy I.D budou technologií tunelovacích strojů raženy traťové tunely v úseku mezi stanicemi Nové Dvory a Olbrachtova. Až do stanice Nemocnice Krč bude plynule pokračovat ražba z předcházejícího úseku s obsluhou razicích mechanismů ze zařízení staveniště u stanice Depo Písnice. Po vjetí štítů do otevřené stavební jámy stanice Nemocnice Krč dojde ke změně logistiky razicích mechanismů. Veškerá obsluha štítů pro další ražbu bude přemístěna na zařízení staveniště u stanice Nemocnice Krč. Po projetí strojů stavební jámou se bude razit další traťový úsek ke stanici Nádraží Krč. Po ukončení ražeb vjedou štíty do stavební jámy jižní části této stanice. Následně se provede jejich přetažení přes provizorní most nad Kunratickým potokem a přilehlým rybníkem. Potom budou protaženy v předstihu vybudovanými úseky hloubených tunelů pod Jižní spojkou a pod ulicí V podzámčí a stavební jámou pro hloubený dvoukolejný tunel až k portálové stěně, kde započne další ražba jednokolejných tunelů až do stanice Olbrachtova. Před touto stanicí se v předstihu vyrazí krátké úseky zvětšených profilů traťových tunelů technologií NRTM tak, aby bylo možné protažení štítů staničními tunely v definitivním ostění. Za stanicí Olbrachtova proběhne další ražba v úseku jednokolejných tunelů. Zde se ražba ukončí, stroje budou protaženy v předstihu vyraženým dvoukolejným tunelem k šachtě, kde budou demontovány a vytaženy na povrch.

plection of the running tunnels up to Písnice station, the TBMs will enter the open construction pit prepared for this station. They will pass along the construction pit and will proceed by driving running tunnels to Libuš station. It will also be in this section that the TBMs will enter the prepared construction pit, will be pulled along it after the completion of tunnelling between Písnice – Libuš stations and will continue to drive tunnels in the direction of the Nové Dvory one-vault station. The excavation of running tunnels for stage No. 2 of the Line I.D will end by the TBMs entering Nové Dvory station. Nové Dvory station is a mined one-vault station; sidewall drifts and the central tunnel for dead-end tail tracks will be excavated in advance. The TBMs will be pulled along the station sidewall drifts and subsequently will continue to drive running tunnels towards Nemocnice Krč station.

At stage No. 1 of the Line I.D the TBM technology will be applied to running tunnels between Nové Dvory and Olbrachtova stations. Tunnelling will fluently continue from the previous section up to Nemocnice Krč station. The tunnelling equipment will be serviced from the site arrangement at Depo Písnice station. The logistics for the tunnelling equipment will be changed after the entry of the TBMs to the open construction pit for Nemocnice Krč station. All services for the subsequent TBM drives will be moved to the site arrangement at Nemocnice Krč station. After the passage of the machines along the construction pit, the next section will be driven in the direction of Nádraží Krč station. After the completion of the drives the TBMs will enter the construction pit for the southern part of the station. Subsequently the machines will be pulled along a temporary bridge over the Kunratice Brook and the adjacent pond. Then they will be pulled across the in advance built sections of cut-and-cover tunnels under the Southern Link Road and under V Podzámčí Street and along the construction trench for the double-track cut-and-cover tunnel, up to the portal wall, where the next driving of single-track tunnels up to Olbrachtova station will commence. Short sections of enlarged profiles of running tunnels using the NATM will be carried out in advance before this station so that it is possible to pull the TBMs along the station tunnels already provided with the final lining. Behind Olbrachtova station, the driving in the single-track tunnels section will continue. Here the driving will be ended, the machines will be pulled along the in advance excavated double-track tunnel up to the shaft, where they will be dismantled and lifted up to the terrain surface.

During the subsequent realisation of stage No. 3 of the metro Line I.D, the EPB TBMs will be launched from the construction pit located in Havlíčkovy Sady park next to Perucká Street. The machines will drive single-track tunnels in the direction of Náměstí Bratří Synků station. After the pulling along this cut-and-cover station is over, they will continue toward Pankrác station. There they will enter a dismantling chamber at the end of the tunnels for dead-end tail tracks, will be dismantled and lifted up to the terrain surface along the access tunnel which was used for the construction of Pankrác station.

CONVENTIONAL TUNNELLING USING THE NATM

Understandably, all four mined stations will be realised using the NATM technique. Within the framework of stage No. 1, they are the following stations: Nové Dvory, Olbrachtova and Pankrác. At stage No. 3 it will be Náměstí Míru station. The stations will be driven using colliery equipment with contingent blasting. Both the so-called vertical excavation sequence (side drifts and central pillar sequence) and horizontal sequence (top heading, bench and invert) are assumed.

The same method will be applied to connecting underground workings – access and transfer tunnels, chambers for route

Při následné realizaci 3. etapy trasy I.D budou zeminové štíty nasazeny v hloubené stavební jámě, umístěné v Havlíčkových sadech u ulice Perucké. Stroje budou razit jednokolejné tunely směrem ke stanici Náměstí Bratří Synků. Po protažení touto hloubenou stanicí budou pokračovat ke stanici Pankrác. Zde vjedou do demontážní komory na konci obrátových tunelů, budou demontovány a přístupovým tunelem, který sloužil pro výstavbu stanice Pankrác, budou vytaženy na terén.

KONVENČNÍ RAŽBA TECHNOLOGIÍ NRTM

Technologií NRTM budou pochopitelně realizovány všechny čtyři ražené stanice. V rámci 1. etapy jsou to stanice Nové Dvory, Olbrachtova a Pankrác. Ve 3. etapě to bude stanice Náměstí Míru. Stanice budou raženy důlní mechanizací s případným použitím trhacích prací. Předpokládá se vertikální i horizontální členění výrubů.

Stejně tak budou realizovány navazující podzemní díla – přístupové a přestupní tunely, komory pro větvení trasy, eskalátorové tunely, větrací, výtahové a montážní šachty i další menší prostory.

Technologie NRTM bude na stavbě trasy I.D použita i při výstavbě ražených dvoukolejných tratových tunelů, tratových propojek mezi jednokolejnými tunely, a dalších podzemních objektů (technologické prostory, přestupní chodby, eskalátorové tunely, výtahové a větrací šachty apod.).

TECHNICKÉ NOVINKY A NOVÉ PRVKY BEZPEČNOSTI TRASY I.D

Nová trasa, provozně nezávislá na stávajících trasách A, B, C, je v souladu s požadavky investora navržena jako moderní automatické metro bez strojvedoucího, provozně úsporné, vybavené nejmodernější dostupnou technologií pro zabezpečení a řízení provozu. Provoz automatického metra umožňuje operativní přizpůsobení přepravním požadavkům včetně harmonizace intervalů s trasou C pro přestup ve stanici Pankrác a možností nasazení tomu odpovídajících kratších tří- nebo čtyřvozových vlaků v počátečním období.

Novými prvky bezpečnosti jsou oddělovací stěny na nástupištích bránící pádu cestujících a předmětů z nástupiště pod vlak. Vlaky jsou nově koncipované jako průchozí. Uzavřený odbavovací systém (turnikety) zabráňuje vstupu do placeného prostoru metra bez zaplacení jízdného. Hlášky SOS na nástupištích i ve vozech se spojením na dispečink dovolují cestujícímu okamžité spojení s dispečinkem v případě nouze. Kamerový dohled na nástupištích i ve vozech zvyšuje bezpečnost cestujících a odrazuje nežádoucí individua (zloději, vandalové atp.) od jejich činnosti.

VÝVOJ NÁZORU INVESTORA NA KONCEPCI DOPRAVNÍHO SYSTÉMU NOVÉ TRASY METRA I.D

V roce 2010 zahájil METROPROJEKT Praha a.s. zpracování DÚR (dokumentace pro územní rozhodnutí) a studie Vyhodnocení vlivů stavby na životní prostředí (EIA – Environmental Impact Assessment) pro trasu I.D v úseku Depo Písnice – Náměstí Míru. Dokumentace byla po dohodě s investorem orientována na nový dopravní systém s automatickým provozem bez řidiče, s nejmodernějším zabezpečovacím a řídicím systémem CBTC (Communication-Based Train Control), s bezpečnostními oddělovacími stěnami mezi nástupištěm a kolejí a s horním napájením z troleje. Vedení trasy a poloha stanic byla územně stabilizována a promítnuta do procesu změny územního plánu Prahy. V roce 2011 byla dokumentace DÚR dokončena a předána investorovi.

V průběhu roku 2012 Dopravní podnik hl. m. Prahy a. s. (DP) a Rada hlavního města Prahy zvažovaly další pokračování projektu podle dokumentace DÚR z roku 2011. Vedení města konstatovalo, že projekt je nad jeho investiční možnosti. Diskutovalo se o volbě

branching, escalator tunnels, ventilation tunnels, lift shafts and assembly shafts and other smaller spaces.

The NATM technique will be applied during the Line I.D construction to the execution of mined double-track running tunnels, cross passages between single-track tunnels and other underground structures (technology spaces, transfer passageways, escalator tunnels, lift shafts and ventilation shafts etc.).

TECHNICAL NOVELTIES AND NEW SAFETY ELEMENTS ON I.D LINE

The new line, which will be independent of the other lines (A, B and C) is designed in compliance with client's requirements as a modern driverless automatic metro, operationally economical, which will be equipped with the state-of-the-art signalling and operating control equipment available. The operation of the automatic train system allows for the operative adaptation to transport requirements, including the harmonisation of intervals with the Line C for the transfer at Pankrác station and the possibility of applying corresponding shorter three- to four-car trains during the initial period.

The separation walls on a platform preventing passengers from falling from the platform under a train are new safety elements. Train sets passable for passengers are newly designed. The closed passenger handling system (wicket gates) prevents the entry to the compulsory ticket area without paying for the fare. SOS phones on platforms and in trains with the connection to the control centre allow passengers to immediately call the control centre in the case of an emergency. The camera surveillance on platforms and in trains increases the safety of passengers and discourages unwelcome individuals (thieves, vandals etc.) from their activities.

DEVELOPMENT OF CLIENT'S OPINION ON THE CONCEPT OF THE TRANSPORT SYSTEM ON THE NEW METRO LINE I.D

In 2010, METROPROJEKT Praha a.s. started to work on the construction location permit and the EIA (Environmental Impact Assessment) documentation for the Line I.D in the Depo Písnice – Náměstí Míru section. The documentation was, after client's approval, oriented on the new transport system with automatic driverless operation, the state-of-the-art CBTC (Communication-Based Train Control) signalling and operating train control system, safety separation walls between a platform and a track and tracks with power supply from an overhead line. The route alignment and locations of stations were stabilised in the territory and were reflected in the process of changing the Prague Master Plan. The documentation for the issuance of the construction location permit was completed and handed over to the client in 2011.

During the course of 2012, the Prague Public Transit Company Inc. and the Council of the Prague City Hall Assembly considered the subsequent continuation of the project according to the documentation for the issuance of the construction location permit from 2011. The city government stated that the project was over its investment possibilities. The selection of the transport system for the Line D was discussed. The use of a system compatible with the existing Prague metro lines with the use of the existing rolling stock was taken into consideration as an alternative. At the end of 2012, the Council of the Prague City Hall adopted a resolution (18/12/2012) with the intention to develop the stage No. 1 of the Line I.D (Pankrác – Depo Písnice) with the transport system compatible with the existing Prague metro lines.

In 2013, the negotiations regarding the documentation for the issuance of the construction location permit continued. At the same time some elements of the design optimisation, such as driving running tunnels by EPB TBMs from Depo Písnice

Rekapitulace cen výstavby trasy I.D1 a I.D2 metra v Praze**Recapitulation of costs of construction of I.D1 and I.D2 metro lines in Prague**

aktualizace 05/2015 vlivem automatického provozu s novými vozy metra a ceny za výkupy pozemků a nemovitostí

updating 05/2015 due to the automatic operation with new metro cars and costs of purchase of plots of land and real estates

	Celkové náklady (v tisících EUR) Total cost (in EUR thousands)
	Celkem I.D1+I.D2 / Total I.D1+I.D2
Dodávka stavebních objektů a provozních souborů / Supply of structures and operating units	
Stavební objekty / Structures	811 840 / 811,840
Provozní celky stabilní / Stable operating units	121 667 / 121,667
Provozní celky mobilní (vozy metra) / Mobile operating units (metro cars)	106 660 / 106,660
Vedlejší náklady zhotovitele / Contractor's incidental expenses	62 630 / 62,630
Dodávka stavebních objektů a provozních souborů CELKEM Supply of structures and operating units TOTAL	1 102 797 / 1,102,797
Příprava a celkové zabezpečení výstavby / Preparation and overall development provision	68 523 / 68,523
Rezerva 10 % na SO a PS / Reserve 10% for structures and operating units	93 351 / 93,351
Majetkoprávní vypořádání / Proprietary settlement	65 096 / 65,096
CELKEM INVESTIČNÍ NÁKLADY bez DPH / TOTAL INVESTMENT COST (without VAT)	1 329 767 / 1,329,767
DPH / VAT	265 581 / 265,581
CELKEM INVESTIČNÍ NÁKLADY včetně DPH / TOTAL INVESTMENT COST (incl. VAT)	1 595 348 / 1,595,348

Poznámky k ceně / Notes on the cost:

1. V celkových nákladech jsou zahrnuty i náklady na návazné investice, to je stavby parkovišť P+R a autobusových terminálů / The total cost also comprises the costs of follow-up investment, i.e. development of P+R parking lots and bus terminals
2. V ceně není započítána náhradní doprava / The cost of substitute transport not included in the cost
3. Cena je zpracována v cenové úrovni roku 2015, inflace není v ceně započítána / The cost is calculated in the 2015 price level

Obr. 19 Předpokládané celkové investiční náklady na stavbu 1. etapy I.D + 2. etapy I.D**Fig. 19 Assumed total investment cost of the development of stage No. 1 of the I.D + stage No. 2 of the I.D**

dopravního systému pro trasu D. Jako alternativa se zvažovalo užití kompatibilního systému s dosavadními trasami pražského metra s využitím stávajícího vozového parku. Na sklonku roku 2012 přijala Rada hlavního města Prahy usnesení (18. 12. 2012) se záměrem vybudovat 1. etapu trasy I.D (Pankrác – Depo Písnice) s dopravním systémem kompatibilním se stávajícími trasami pražského metra.

V roce 2013 pokračovalo projednávání dokumentace DÚR. Zároveň byly do této dokumentace zapracovány některé prvky optimalizace návrhu, jako je ražba traťových tunelů zeminovými štíty již od stanice Depo Písnice až po stanici Pankrác. Pokračovalo zpracovávání DSP (dokumentace pro stavební povolení) a zároveň byla připravována úsporná verze projektu úseku Pankrác – Depo Písnice s dopravním systémem kompatibilním s trasou C (vlaky s řidičem), bez nového depa pro trasu D v Písnici a ve dvou variantách řešení úseku Olbrachtova – Pankrác:

- s přestupem na Pankráci – provozně samostatná trasa D v souladu s územním plánem a perspektivou pokračování z Pankráce na sever;
- s odbočením z trasy C na Pankráci – investičně nejúspornější řešení úseku Pankrác – Depo Písnice, ve kterém je ale trasa D provozně svázána s trasou C a je nutná změna územního plánu (ÚP) pro obousměrné kolejové propojení tras C a D. To znamená opožděné zahájení výstavby cca o 1 rok. Další nevýhodou této varianty byly vyšší celkové investiční náklady po dokončení celé trasy I.D (dvě dlouhé spojky na Pankráci mezi trasami C a D).

Dne 8. 10. 2013 Rada hlavního města Prahy schválila záměr na výstavbu trasy metra I.D a souhlasila se zařazením výstavby trasy metra I.D do operačního programu Doprava 2014+.

V roce 2014 práce na projektové dokumentaci pokračovaly

station up to Pankrác station, were incorporated into the documentation. The work on the final design (for the issuance of the construction permit) continued and, at the same time, an economical version of the design was being prepared for the Pankrác – Depo Písnice section, with the transport system compatible with the Line C (driverless trains), without a new depot for the Line D in Písnice and the following two variants of the solution to the Olbrachtova station – Pankrác station section:

- with transfer in Pankrác – an operationally independent Line D in compliance with the Master Plan and the prospect of continuation from Pankrác north;
- with branching from the Line C in Pankrác – the most successful solution to the Pankrác – Písnice depot section in terms of investment. However, in this solution the Line D is operationally bound to the Line C and a modification of the land-use plan is necessary for the bi-directional rail interconnection between the Lines C and D. It means the commencement of the construction delayed ca by 1 year. Another disadvantage of this variant was the total investment cost after the completion of the entire Line I.D (2 long tunnels linking the Lines C and D in Pankrác).

On 08/10/2013, the Council of the Prague City Hall approved the intention to develop the metro Line I.D and agreed with the incorporation of the construction of the metro Line I.D into the Transport 2014+ operational program.

In 2014, the work on the design documentation continued by the incorporation of clients' comments (The Prague Public Transit Company Inc.). Several following significant comments were accepted in the course of the process of discussing the comments on the final design:

zapracováním připomínek investora (DP). V procesu projednání připomínek k DSP bylo přijato několik podstatných rozhodnutí:

- v 1. etapě trasy I.D bude vybudována i stanice Pankrác D a bude přestupní na trasu C;
- do úsporného návrhu se zpět vrátily oddělovací stěny mezi nástupišťem a koleji.

V průběhu roku 2014 bylo úspěšně ukončeno územní řízení a územní rozhodnutí na celý úsek I.D Náměstí Míru – Depo Písnice nabylo právní moci v červenci 2014. Zároveň probíhala celý rok jednání o financování stavby z fondů Evropské unie. Stavba trasy I.D pražského metra je zapsána mezi velkými projekty s uvažovaným spolufinancováním z operačního programu Doprava 2014+.

V posledním čtvrtletí roku 2014 byla ze strany Dopravního podniku opět otevřena otázka možnosti návratu k původně navrženému dopravnímu systému – automatickému metru bez strojvůdce.

V červenci roku 2015 přijala Rada hlavního města Prahy usnesení (21. 7. 2015), které potvrzuje záměr připravovat a realizovat provozní úsek metra I.D ve formě automatického metra bez strojvedoucího, s novým vozovým parkem. Rovněž schválila zahájení další projektové a inženýrské přípravy pro úsek Pankrác (mimo) – Náměstí Míru a depa Písnice.

ZÁVĚR

Usnesení Rady hlavního města Prahy z 21. července 2015 k projektu metra I.D je třeba ve všech bodech ocenit. Je to krok správným směrem ve všech bodech.

Sloučení původně navrhovaných etap I.D1 (Pankrác – Nové Dvory) a I.D2 (Nové Dvory – Depo Písnice) na souvislou výstavbu úseku Pankrác – Depo Písnice znamená úsporu investičních nákladů zejména při realizaci jednokolejných tratových tunelů zeminovými štíty.

Připravovat a realizovat provozní úsek metra I.D ve formě automatického metra bez strojvedoucího s novým vozovým parkem znamená v dlouhodobém horizontu úsporu provozních nákladů a zvýšení bezpečnosti.

Urychlení projektové přípravy dalších úseků trasy D severním směrem podporuje strategický cíl:

Čím dříve bude trasa D na Náměstí Republiky, tím lépe pro trasy C a B.

Ing. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,

Ing. MIROSLAV KOCHÁNEK, kochanek@metroprojekt.cz,

Ing. MÁROŠ DÁVID, david@metroprojekt.cz,

**PETR VIŠŇÁK, visnak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha a.s.**

*Recenzovali/Reviewed by: Ing. Otakar Hasík,
Ing. Jan Korejščík*

- Pankrác D station will also be constructed at stage No. 1 of the Line I.D and it will provide transfer to the Line C;
- the separation walls between the platform and rail returned back to the economical design.

The planning inquiry was successfully finished and the zoning and planning decision for the entire I.D section between Náměstí Míru Square and the Písnice depot came into force in July 2014. Negotiations on the funding of the project from the European Union funds continued in parallel for the whole year. The project for the construction of the Line I.D of Prague metro is listed among large projects with co-funding from the operational program Transport 2014+ assumed.

During the last quarter of 2014, the Prague Public Transit Company Inc. reopened the issue of the possibility to return to the originally proposed transport system – the automatic driverless metro system.

In July (21/07/2015), the Council of the Prague City Hall adopted a resolution confirming the intention to prepare and realise the operational section of the Line I.D in the form of the automatic driverless metro system, with new rolling-stock. In addition, it approved the commencement of the next design and engineering preparation for the Pankrác station (with its exception) – Náměstí Míru station and the Písnice depot.

CONCLUSION

It is necessary to appreciate the resolution of the Council of the Prague City Hall dated 21st July 2015 on the metro I.D project at all its points. It is a step in a correct direction.

Merging the originally proposed stages I.D1 (Pankrác station – Nové Dvory station) and I.D2 (Nové Dvory station – Depo Písnice station) to form continuous development of the Pankrác station – Depo Písnice station means saving of investment cost, in particular during the realisation of single-track tunnels using EPB TBMs.

Preparing and realising the Line I.D operational section in the form of the automatic driverless system, with new rolling stock, means savings in operating cost and increased safety in the long term.

The acceleration of the work on designs for other sections of the Line D heading north supports the strategic aim:

The sooner the Line D is in Náměstí Republiky Square, the better for the Lines C and B.

Ing. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,

Ing. MIROSLAV KOCHÁNEK, kochanek@metroprojekt.cz,

Ing. MÁROŠ DÁVID, david@metroprojekt.cz,

**PETR VIŠŇÁK, visnak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha a.s.**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Archiv METROPROJEKT Praha a. s.
- [2] *Dokumentace pro území rozhodnutí trasy I.D.* METROPROJEKT Praha a.s., 6/2011
- [3] *Dokumentace pro stavební povolení 1. a 2. etapy trasy I.D.* METROPROJEKT Praha a.s. 12/2014
- [4] *Rozpracovaná dokumentace pro stavební povolení 3. etapy trasy I.D.* METROPROJEKT Praha a.s.
- [5] *Studie proveditelnosti* EUROVISION a.s., METROPROJEKT Praha a. s., SUDOP Praha a.s. 12/2014
- [6] Krása, D., Růžička, J., Cigánek, V. *Systémový přístup k návrhu nové trasy metra I.D v Praze*. Konference Podzemní stavby Praha, 2013
- [7] Růžička, J., Cigánek, V. *Pražské metro – trasa D*. Tunel, 1/2006
- [8] Cigánek, V., Langmaierová, V., Jiří Růžička, J. *Aktuální koncepce trasy I.D pražského metra v dokumentaci pro územní rozhodnutí*. Tunel, 4/2011
- [9] Hasík, O., Martínková, A., Mroczek, M., Sýs, P., Růžička, J. *Ražené stanice na trase I.D metra*. Tunel, 4/2011
- [10] Růžička, J., Kochánek, M., Šrytr, S., Hasík, O. *Uvažované technologie ražeb tunelů na trase I.D metra*. Tunel, 4/2011

SPOJENÍ MEZI LETIŠTĚM A PŘÍSTAVEM GDAŇSK - RUTA SŁOWACKIEGO IV

CONNECTION BETWEEN GDANSK AIRPORT AND GDANSK HARBOUR - RUTA SŁOWACKIEGO IV

JOSE MIGUEL FERNÁNDEZ REMESAL, TOMÁŠ JUST

ABSTRAKT

Společnost OHL jako vedoucí účastník sdružení realizovala v období 2011–2015 významnou infrastrukturní zakázku v Polsku. Článek stručně popisuje výstavbu ražených tunelů pod řekou Vislou v Gdaňsku pomocí velkoprofilového bentonitového štítu. Kromě popisu stavby a uvedení některých poznatků z provádění je věnován prostor i stručnému popisu razicího štítu a také zařízení pro separaci kalů, jelikož tyto technologie nejsou v České republice zcela běžné.

ABSTRACT

The company of OHL realised an important infrastructure contract in Poland in the 2011-2015 period in the position of a leading member of the consortium. The paper briefly describes the construction of mined tunnels under the Visla River in Gdansk using a large-profile bentonite slurry pressure balance TBM. In addition to the description of the project and presentation of some pieces of knowledge from the working process, space is even dedicated to a brief description of the tunnel boring machine and the equipment for the separation of solids, because these technologies are not so much common in the Czech Republic.

ÚVOD

Koncem osmdesátých a začátkem devadesátých let vyslovili radní města Gdaňsk potřebu propojit přístav a kontejnerový terminál situovaný na pravém břehu řeky Visly s městským okruhem za účelem vyloučení nákladní dopravy z centra města. Hlavním předmětem dohadů byl způsob propojení obou břehů řeky Visly.

První varianta, která byla i nejlevnější, navrhovala překlenutí řeky mostem. Ta však nebyla přijata kvůli potřebám loděnice gdaňského přístavu, ve kterém se opravuje velké množství ropných plošin s požadavkem na průjezd výšky kolem 100 metrů. Druhá varianta spočívala v přemostění řeky pomocí kesonové metody (ponořené konstrukce), ale i tato varianta nebyla přijata, tentokrát z důvodu potřebné hloubky pro průplav plošin. Při řešení problému s hloubkou se přistoupilo ke studii další varianty kesonového zakládání, ale tentokrát se navrhovalo vyhloubení dna řeky za pomoci larsenových stěn. Toto řešení nebylo schváleno z důvodu možných problémů spojených s ochranou životního prostředí a rovněž s ohledem na riziko kontaktu se zbytky munice z 2. světové války. Nebylo schváleno ani samotným přístavem, který se bál narušení svého provozu vzhledem na potřebný dočasný zábor řeky během výstavby.

Nakonec byla zvolena varianta, která navrhovala spojení obou břehů tunelem pod řekou. Nicméně i tato varianta narazila na problém

INTRODUCTION

At the end of the 1980s and the beginning of the 1990s, Gdansk councillors expressed the need for interconnecting the harbour and the container terminal located on the right bank of the Visla River with the city ring road so that freight was excluded from the city centre. The main subject of discussions was the way of interconnecting both banks of the Visla River.

The first variant, the cheapest one, proposed bridging of the river. However, this variant was rejected with respect to the needs of the shipbuilding yard in the Gdansk harbour, in which great numbers of oil platforms requiring the clearance height of about 100 metres are repaired. The other variant lied in bridging the river using the caisson method for immersed structures. This method was also refused, this time for the reason of the depth necessary for the passage of the platforms. When the problem with the depth was being solved, a study on another variant of caisson foundation was proceeded to. This time the bottom excavation using Larsen cofferdams was proposed. This solution was not approved because of potential problems associated with environmental protection and even the risk of a contact with remnants of ammunition from World War 2. In addition, it was not approved by the harbour itself, which feared that the harbour operation could be disturbed taking into consideration the temporary acquisition of the river during the construction.

Eventually, the variant proposing the interconnection of both banks by a tunnel under the river was selected. Nevertheless, even this variant encountered a problem with the passage under a refinery strategic for the military.

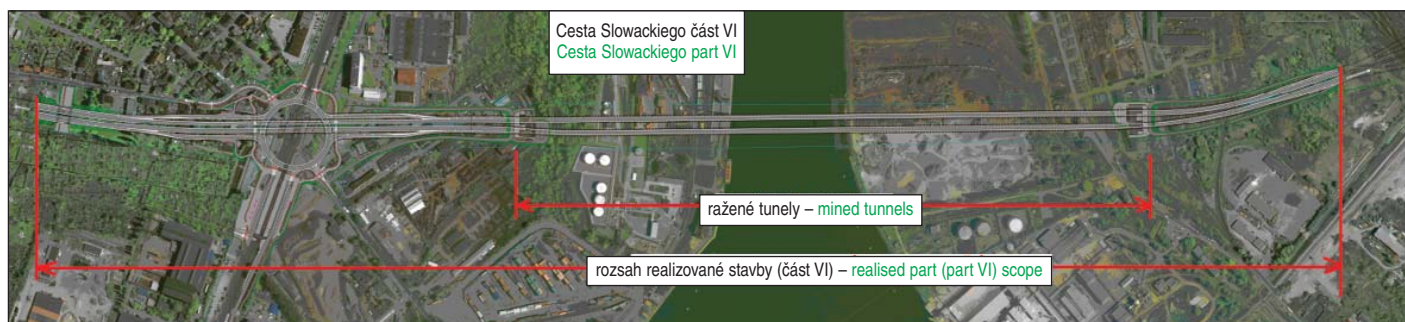
In September 2011, a consortium consisting of OHL a.s. (55%) and PBG Group (15%) was awarded the contract for the construction of the "Słowackiego Street IV section (see Fig. 2). It is a 2.4km long stretch of motorway designed for the maximum speed of 120km/h, forming a part of the Gdansk Ring Road. Of this length, a 1.1km long section was to be driven by a TBM. This section forms a part of the corridor linking the motorway heading to Warsaw with the Gdansk Walessa airport and the harbour. It is strategic infrastructure because of the fact that the Gdansk harbour is harbour allowing the highest draught of ships in the Baltic Sea and is one of the main shipping nodes of Eastern Europe. Polish Investment Company for infrastructure (GIK) and the Gdansk town hall are the project owner. The bud-



archiv OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

Obr. 1 Razicí štít osazený ve startovací jámě

Fig. 1 Tunnelling shield installed in the launching pit



Obr. 2 Situační plán stavby

archiv OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

Fig. 2 Construction layout

s povolením podchodu pod vojensky strategickou rafinerií a trvalo rok a půl, než byla získána všechna potřebná povolení a licence.

V září 2011 sdružení firem v čele s OHL (55 %) spolu se skupinou PBG (45 %) získalo zakázku na výstavbu úseku „ul. Slowackiego IV“ (obr. 2). Jedná se o 2,4 km dlouhý úsek dálnice navržené pro maximální rychlost 120 km/h, která tvoří součást obchvatu města Gdaňsk. Z toho úsek dlouhý 1,1 km měl být ražen mechanizovaným razicím štítem. Tento úsek tvoří součást koridoru, který spojuje dálnici na Varšavu s gdaňským letištěm Walessa a přístavem. Jedná se o strategickou infrastrukturu, protože gdaňský přístav je přístav umožňující největší ponor lodí v Baltském moři a je hlavním lodním dopravním uzlem východní Evropy.

Zadavatelem zakázky byla polská Investiční společnost pro infrastrukturu (GIK) a gdaňská radnice. Rozpočet dosahoval 221,4 milionu eur, smluvní doba výstavby byla 36 měsíců.

POPIS PROJEKTU

Navržený tunel sestávající ze dvou tunelových trub je prvním silničním tunelem prováděným raženým štítem v Polsku a největším tunelem v zemi. Světlý vnitřní průměr každé tunelové trouby 11 metrů umožňuje v příčném řezu umístit vozovku se dvěma jízdními pruhy o šířce 3,5 m, krajnice šířky 50 a 70 cm a dva chodníky o šířce 1 m na každé straně vozovky (obr. 3).

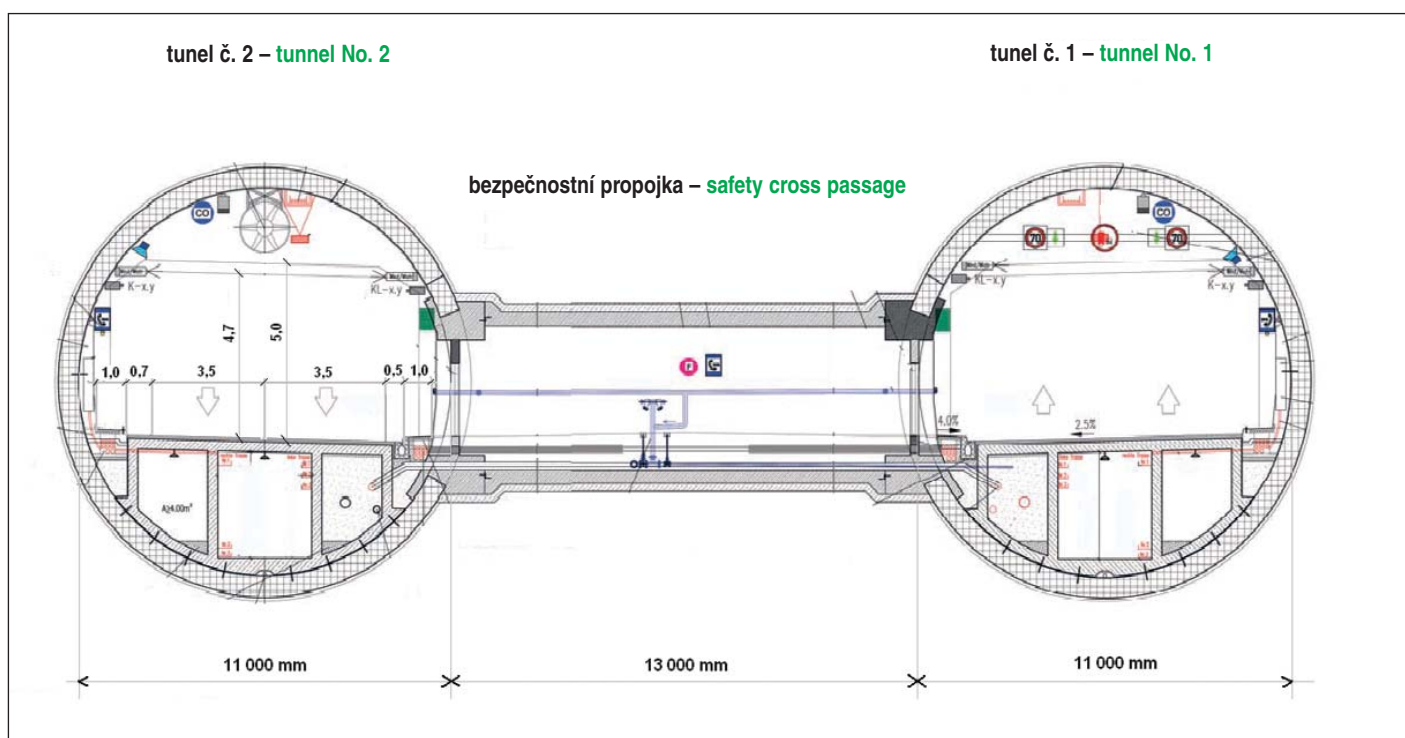
Trasa tunelu prochází pod plavebním kanálem řeky Visly, mocnost nadloží se zde pohybuje mezi 21,5 metru uprostřed trasy a 9 metry v oblasti portálů. Horninové prostředí je zvodnělé až do 60 metrů pod

get reached EUR 221.4 million; the contractual completion deadline was 36 months.

PROJECT DESCRIPTION

The proposed tunnel consisting of two tunnel tubes is the first road tunnel carried out using a TBM in Poland. It is the largest tunnel in the country. The net inner diameter of each of the tunnel tubes is 11 metres. It allows for placing a roadway with two traffic lanes 3.5m wide, 50 and 70cm shoulders and walkways on each side of the roadway.

The tunnel route passes under a shipping canal of the Visla River (see Fig. 3). The overburden height varies between 21.5m in the route middle and 9 metres in the areas of portals. The ground environment is water-bearing up to the depth of 60 metres under the terrain surface. This condition made the construction technically complicated, in particular because of the fact that, in some places, the tunnel overburden is lower than the inner diameter of the tunnel. It was even a reason why one of the tenderers lodged a complaint during the course of the competition and cast doubts on the viability of this solution with respect to the risk of possible buoyancy. It was necessary to solve even other problems, such as tunnelling under wharfs on both sides of the river, where the overburden between the foundation of the wharf pile and the highest point of the tunnel crown was a mere 1.5m. In addition, a strategic refinery, strategic for military, and several places in the harbour where railway tracks were to be crossed under, were to be passed under. The decision was made that a slurry-type tunnel boring



Obr. 3 Příčný řez tunely v místě bezpečnostní propojky

archiv OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

Fig. 3 Cross-section through tunnels in the location of a safety cross passage

povrchem terénu. Tato okolnost činila stavbu technicky složitou, obzvláště vzhledem k tomu, že nadloží nad tunelem je v některých místech menší než vnitřní průměr tunelu. To byl i důvod, kvůli kterému jeden z uchazečů v době soutěže na dodavatele podal stížnost a zpochybnil proveditelnost tohoto řešení vzhledem k riziku možného vztaku. Bylo nutné vyřešit i další problémy, jako bylo ražení tunelu pod přístavní hrází na obou březích řeky, kdy nadloží mezi založením pilot hráze a nejvyšším místem koruny tunelu bylo pouze 1,5 m. Dále se měla podcházet vojensky strategická rafinerie a několik míst s křížením železničních tratí v přístavu. Pro ražbu obou tunelů bylo rozhodnuto použít razicí štít bentonitového typu s raženým průměrem 12,60 m, což je dosud největší použitý štít v Polsku (obr. 1). Pro bezpečnost provozu v tunelových troubách bylo v jejich trase navrženo sedm příčných propojek, které je spojují pro případ evakuace po vzdálenostech cca 150 m. Každá tato propojka má stavební šířku 3,6 m, výšku 4 m a délku 13 m. Napojení tunelů na přilehlé úseky dálnice bylo řešeno hloubenými tunely realizovanými metodou cut and cover. Uložení a stabilita hloubených tunelů byly zajištěny pomocí mikropilot, tryskové injektáže a naddimenzováním tloušťky stropní a základové desky.

Ostění tunelu

Definitivní ostění tunelu má vnější průměr 12 200 mm, vnitřní průměr 11 000 mm a z toho vyplývající tloušťku 600 mm. Skladebná délka je 2000 mm. Každý železobetonový prstenec je složený ze čtyř standardních segmentů, dvou speciálních segmentů sousedících se zámkovým segmentem a jednoho zámkového (vrcholového) segmentu. Ostění tunelu bylo rozděleno podle geotechnických vlastností horninového prostředí a z toho vypočítaných výsledných zatížení do tří různých typů prstenců s rozdílným stupněm vyztužení segmentů (75 až 220 kg/m³). Výroba segmentů byla realizována vlastním personálem i vlastní navrženou výrobní technologií. Zajímavostí je, že formy pro tyto segmenty byly největšími formami, které do té doby firma Herrenknecht Formwork vyrobila.

Zařízení na výrobu segmentů mělo čtyři výrobní linky. Každá linka byla vybavena sadou forem pro výrobu sedmi segmentů, které tvoří prstenec. Byla navržena rozdílná receptura betonu pro letní a zimní období. Při výrobě se dosáhlo maximálního výkonu osm prstenců za den, průměrný denní výkon byl šest prstenců za den. Po dosažení

machine with the excavated cross-section diameter of 12.60m was to be used. It was to be the largest shield used till now in Poland (see Fig. 1). Taking into consideration operational safety in the tunnel tubes, seven cross-passages were designed, interconnecting the tubes in the case of evacuation at intervals of ca 150m. Each of the cross passages is 3.6m wide, 4m high and 13m long. The connection of the tunnels to the adjacent motorway sections was solved by means of cut-and-cover tunnels. The bedding and stability of the cut-and-cover tunnels were secured by micropiles, jet grouting and by over-dimensioning the base roof deck and base slab.

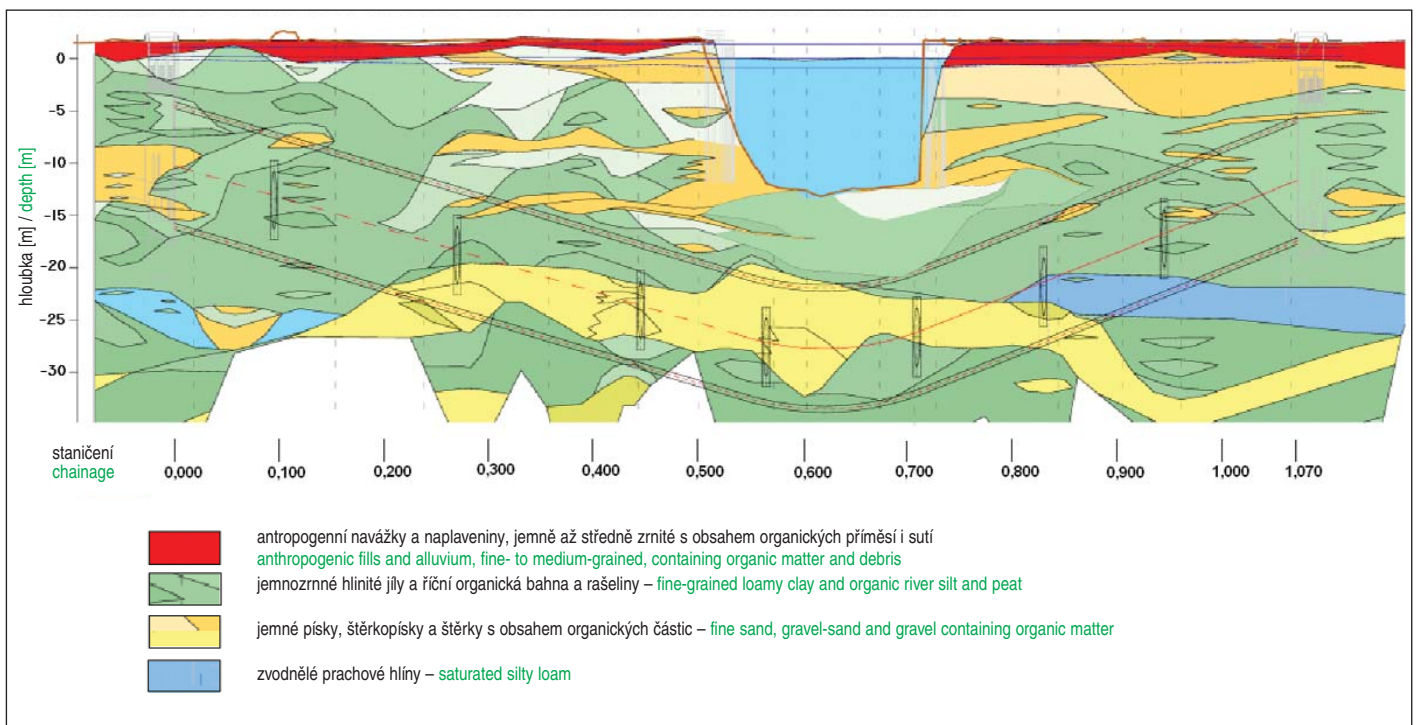
Tunnel lining

The final tunnel lining has got the outer diameter of 12,200mm, the inner diameter of 11,000mm, which means that it is 600mm thick. The laying length is 2000mm. Each reinforced concrete ring consists of four standard segments, two special segments bordering with the keystone and one crown key segment. The tunnel lining was divided according to geotechnical properties of the ground environment and the resultant loads calculated from them into three different ring types with different segment reinforcement (75 to 220kg/m³). The production of segments was realised by company's own personnel and company's own production technology. An interesting thing is that moulds for these segments were the largest moulds that had been manufactured by Herrenknecht Formwork till that time.

The casting yard had got four production lines. Each line was equipped with a set of moulds for the production of the seven segments forming one ring. Different concrete formulas were designed for summer and winter seasons. The maximum production rate achieved was eight rings per day, whilst the average rate was six rings per day. After reaching 95% of the total loading capacity, i.e. approximately after 21 days after casting, the segments could be incorporated into the tunnel lining.

With respect to the fact that the tunnel was to be under water table, the requirements for the final surface of the segments were extraordinarily stringent. It was necessary to repair all fissures greater than 0.20mm and 0.15mm on the inner and outer surfaces, respectively. Detailed tests for measuring the fissures using a micrometer were conducted.

The weight of the heaviest segments amounted up to 17t. Four special trailers were used for transporting the rings. They worked



Obr. 4 Podélný řez tunelem s geologickým profilem

Fig. 4 Longitudinal section through the tunnel with a geological profile

archív OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

95% celkové pevnosti, tj. po cca 21 dnech od výroby, mohly být segmenty zabudovány do ostění tunelu.

Vzhledem k tomu, že se jednalo o tunel pod hladinou podzemní vody, byly požadavky na konečný povrch segmentů mimořádně přísné. Ještě před jejich zabudováním do tunelu bylo nutné zapravit všechny trhliny v betonu větší než 0,20 mm na vnitřním plášti a 0,15 mm na vnějším plášti. Pro měření trhlin se prováděly podrobné testy mikrometrem.

Hmotnost nejtěžších segmentů dosahovala až 17 t. Pro přepravu prstenců se využívaly čtyři speciální trajlery, které byly nasazeny 24 hodin denně, 7 dní v týdnu, aby nebyl ohrožen výkon štítu při ražbě tunelu.

Geotechnické podmínky

V rámci bezpečnostních a preventivních opatření bylo na začátku prací ve spolupráci s místními poradci a experty (například prof. Boreslaw Mazurkiewiczem, prof. Bohdanem Buccou a prof. Marcinem Cudnym z Polytechnické Univerzity Gdaňsk) provedeno několik různých geotechnických průzkumů za účelem zjištění detailních geotechnických poznatků v trase tunelu.

Tyto průzkumy potvrdily přítomnost velmi nestabilního horninového prostředí s převahou štěrkopísků nasycených vodou (obr. 4). Vyhodnocením získaných poznatků bylo rozhodnuto o použití bentonitového razicího štítu, který je do takových podmínek nejvhodnější.

Razící bentonitový štít

Tento typ stroje v porovnání s EPB (zeminovým štítem) umožňuje mnohem lépe sledovat tlak v odtěžovací komoře, přičemž jakákoliv změna vnějšího tlaku na čelo štítu může být bezprostředně kompenzována tlakem bentonitové suspenze. Sdružení zadalo zakázku na dodání razicího štítu a zařízení na separaci kalů z bentonitové suspenze německému výrobcí Herrenknecht. Předání stroje proběhlo v továrně ve Schwanau dvanáct měsíců od podpisu smlouvy (obr. 5). Dále jsou pro svoji jedinečnost stručně popsány základní funkce a součásti razicího štítu (obr. 6), stejně jako zařízení na separaci kalů.

Ražba je prováděna řeznou hlavou (1), před kterou je vhnána bentonitová suspenze. Veškerá odtěžená zemina je tak s ní smíchána. Vzniklá směs prochází přes otvor v řezné hlavě do odtěžovací komory (2), za níž se nachází tlaková pracovní komora (5). Bentonitová suspenze je dopravována z povrchu přívodní linkou (4) a je pod tlakem vhnána do obou komor, tj. do odtěžovací komory i do tlakové komory. Podpůrný tlak na čele štítu se kontroluje tlakem „vzduchového polštáře“ v horní části tlakové komory, pomocí kterého lze vyrovnávat i malé kolísání tlaku a objemu suspenze. Z toho důvodu je odtěžovací komora oddělená od tlakové komory pomocí přepážky (6), která propojuje obě komory pouze v dolní zaplavené části. Tlaková komora je od zóny s atmosférickým tlakem štítu oddělena pomocí další přepážky (3). Vytěžená hornina s bentonitovou suspenzí je čerpána přes zpětné potrubní vedení tunelem až do zařízení na separaci kalů umístěného na povrchu. Maximální velikost valounů je omezena na 160 mm mřížkou umístěnou v ústí sacího otvoru. Aby se



archív OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archiv

Obr. 5 Sestavený bentonitový štít S-745 při předání v továrně Herrenknecht
Fig. 5 Assembled slurry pressure balance TBM S-745 being handed over in Herrenknecht factory

24 hours a day and 7 days in a week so that the performance of the TBM during the tunnel excavation was not endangered.

Geotechnical conditions

Several various geotechnical investigations were carried out in collaboration with local advisors and experts (for example Prof. Boreslaw Mazurkiewicz, Prof. Bohdan Bucca and Prof. Marcin Cudny from the Polytechnical University in Gdansk) at the beginning of the work within the framework of safety and preventative measures. They were focused on gathering detailed geotechnical knowledge along the tunnel route.

These investigations confirmed the presence of a highly instable ground environment with saturated gravel-sand prevailing in it (see Fig. 4). The decision on the use of the slurry pressure balance TBM was made after assessing the gathered knowledge, because such a TBM type is the most suitable for such conditions.

Slurry pressure balance tunnel boring machine (SPB TBM)

In comparison with an EPB TBM, this machine type allows for much better observing the pressure in the extraction chamber. Any change in the external pressure on the cutterhead can be immediately compensated for by the pressure of bentonite slurry. The consortium placed the order for the supply of the TBM and the equipment for the separation of solids from bentonite slurry with German manufacturer Herrenknecht. The completed machine was handed over in the Schwanau factory twelve months after signing the contract (see Fig. 5). The basic functions and basic components of the tunnelling machine (see Fig. 6), as well as the equipment for the separation of solids from the slurry are described for their uniqueness below.

The excavation is carried out by a cutterhead (1), with bentonite slurry injected ahead of it. All excavated soil is therefore mixed with it. The originated mixture passes through openings in the cutterhead to the extraction chamber (2), behind which there is a hyperbaric working chamber (5). Bentonite suspension is transported from ground surface through a supply line (4) and is injected under pressure to both chambers, i.e. the extraction chamber and the hyperbaric chamber. The support pressure at the front end of the shield is controlled by the pressure of the "air cushion" in the upper part of the hyperbaric chamber, by means of which it is possible to equalise even small fluctuations of the pressure and volume of the suspension. For that reason the extraction chamber is separated from the hyperbaric chamber by means of a bulkhead (6) interconnecting both chambers only in the lower immersed part. The hyperbaric chamber is separated from the zone with atmospheric pressure of the shield by means of another bulkhead (3). The excavated ground with bentonite slurry is pumped via a return pipeline through the tunnel up to the solids separation plant on the surface. The maximum size of boulders is limited to 160mm by means of a grille installed at the mouth of the suction opening. A crusher with jaws capable of crushing rock pieces up to the diameter of 1200mm is installed in the lower part of the TBM just before the grille to reduce hard pieces of rock which got inside through openings in the cutterhead. Each of the seven lining segments (7) from which the ring is assembled is placed to its position by means of a vacuum-assisted erector (8) with the capacity of 17 tonnes. A triple wire brush tailseal is installed between the inner skin of the shield and the tunnel lining. It secures the internal space of the shield against the external pressure up to 4 bars.

The trailing gear of the TBM consists of individual technology centres necessary for the operation of the entire system. They are placed on three platforms pulled by the shield. The first platform carries first of all the control cabin, tanks with pure bentonite suspension and grouting pumps associated with them, the suction pump for sucking bentonite suspension from the working chamber, the erector and other equipment for handling the segments. The second platform carries first of all medium voltage transformers, low voltage switch cupboards, hydraulic oil tanks and pressure hydraulic pumps for various control systems of the shield (thrust cylinders, cutterhead rotation, the erector etc.). The first aid container, canteen, office room, auxiliary

zredukovaly pevné kusy horniny, které se dostaly dovnitř otvory řezné hlavy, je ve spodní části štítu těsně před mřížkou vestavěn drtič s čelistmi, které jsou schopné rozdrtit kusy horniny až do velikosti průměru 1200 mm. Každý ze sedmi segmentů ostění (7), ze kterých se sestavuje prstenec, je uložen na svoji pozici pomocí vakuového erektoru (8), který má nosnost 17 tun. Mezi vnitřním pláštěm štítu a ostěním tunelu je umístěno trojitě kartáčové těsnění, které zajišťuje vnitřní prostor štítu před vnějším tlakem o hodnotě až 4 bary.

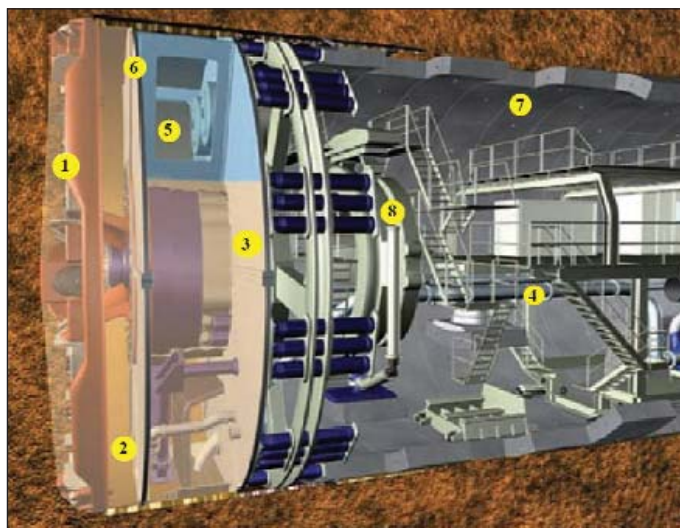
Závěs razicího stroje tvoří jednotlivá technologická centra, potřebná pro chod celého systému. Jsou umístěna na třech štítem tažených plošinách. Na první plošině se nachází zejména řídicí kabina, zásobníky s čistou bentonitovou suspenzí a související injektážní čerpadla, sací čerpadlo k sání bentonitové suspenze z pracovní komory, erektor a další zařízení pro manipulaci se segmenty. Na druhé plošině jsou umístěny především transformátory pro střední napětí, rozvodné skříně nízkého napětí, zásobníky hydraulického oleje a tlaková hydraulická čerpadla pro různé ovládací systémy štítu (tláčné válce, otáčení řezné hlavy, erektor, atd.). Na třetí plošině jsou umístěny kontejner první pomoci, jídelna, kancelář, pomocná ventilace, sklad potrubí pro prodlužování ventilace, potrubního vedení pro chladicí vodu (přívodní studenou a odčerpávanou horkou), potrubí pro odpadní technologickou vodu, kompresor pro výrobu stlačeného vzduchu, potrubí pro prodloužení přívodu bentonitové suspenze a odčerpávání kalů.

ZAŘÍZENÍ NA SEPARACI KALŮ

Zařízení na separaci kalů odděluje horninový materiál odtěžený štítem od bentonitové suspenze, která se používá pro jeho transport. Na konci procesu zůstane odseparovaná rubaninová drť a vyčištěná bentonitová suspenze. Rubanina je v plastickém stavu ještě umožňujícím naložení a bezprostřední přepravu nákladními auty s vanovou korbou. Přecházející suspenze se znovu čerpá na čelbu tunelu, kde se opět využívá v procesu odtěžení. Zařízení bylo dimenzováno na postup stroje 40 mm/min, což byla maximální stanovená rychlost postupu razicího štítu. Celé zařízení je složeno ze standardních kontejnerů o délce 9 m a šířce 2,4 m, což značně zjednodušuje jeho přepravu a montáž.

Tab. 1 Základní technická data použitého razicího bentonitového štítu
Table 1 Basic technical data on the slurry TBM used

Ražený průměr Excavation diameter	12 600 mm 12,600mm
Průměr štítu Shield diameter	12 560 mm 12,560mm
Celková délka Total leinght	91 m 91m
Celková váha Total weight	2 200 t 2,200t
Typ pohonu (řezné hlavy) Main drive type (cutter head)	vyriabilní frekvence výkonu variable electrical frequency
Maximální krouticí moment Maximum operation torque	16 840 kN / 1,87 ot./min 16,840kN / 1.87 rev/min
Maximální rychlost Maximum speed	4 ot. min 4 rev/min
Výkon motoru Motor drive power	3 500 kW 3,500kW
Celkový instalovaný výkon Total installed power	5 505 kW 5,505kW
Maximální provozní tlak Maximum operating pressure	4 bar 4bar
Maximální tah Maximum thrust	96 580 kN / 350 bar 96,580kN / 350bar
Maximální rychlost postupu Maximum advance speed	60 mm/min. 60mm/min.
Napájecí napětí Power supply voltage	15 kV 15kV



archív OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

Obr. 6 Schéma pracovních částí štítu (popis v textu výše)

Fig. 6 A chart of the working parts of the shield (for description see the text above)

ventilation, storage of ducts for extending the ventilation line, tubes for cooling water (supply of cold water and extraction of hot water), tubes for polluted process water, a compressor for the production of compressed air, tubes for extending the supply of bentonite slurry and pumping the slurry containing solids out.

SOLIDS SEPARATION PLANT

The solids separation plant separates ground material excavated by the shield from the bentonite slurry that is used for its transport. Separated ground chippings and cleaned bentonite slurry remain at the end of the process. The muck is in a plastic condition still allowing for its loading and immediate transport by dump trucks. The cleaned suspension is again pumped to the tunnel excavation face, where it is again used in the excavation process. The plant capacity was designed for the machine advance rate of 40mm per minute, which was the maximum allowable rate of the TBM advance. The entire plant consists of standard containers 9m long and 2.4m wide, which fact significantly simplifies its transport and assembly. The process of separation can be divided into primary screening, separation of big components, separation of fine components and centrifuging.

The primary screening is the first stage of the separation process. The primary (coarse) sieve design withstands the volume flow rate existing at the highest advance rate of the Tunnel Boring Machine. It separates particles with sizes exceeding 5mm. The material captured on the sieve is loaded on a belt conveyor. The particles smaller than 5mm which pass through the sieve are sufficiently small to be able to pass to the next separation step without causing plugging of the system.

The second separation phase is the filtration of small particles. The material which passes through the sieve is pumped to a hydrocyclone-based separator. Coarser material passes up to the 0.5mm sieve and is discharged from the lower part of the cyclone. Water with fine particles is pumped from the upper part of the hydrocyclone to the next stage of the separation of the finest particles.

The separation of fine particles is carried out by means of hydrocyclones with finer separation capacity (see Fig. 7). As at the previous stage, the content of water in the separated material is reduced. The material is then poured out as in the first phase. The remaining cleaned suspension is poured to a storage reservoir and is subsequently pumped to the tunnelling machine.

Depending on the properties of rock or soil, very fine particles of clay or other materials may accumulate in the suspension. They gradually increase the density and influence the quality of the bentonite suspension. When the bentonite suspension density reaches the critical value of 1.2kg/L, it is necessary to replace a proportion of the used



archiv OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

Obr. 7 Hydrocyklony v zařízení pro separaci kalů
Fig. 7 Hydrocyclones in the solids separation plant

Proces separace je možno rozdělit na primární třídění, oddělení velkých částic, oddělení jemných částic a odstředění.

Primární třídění je první etapou procesu separace. Primární (hrubé) síto je navrženo tak, aby sneslo objemový průtok při nejvyšší rychlosti postupu razicího štítu. Odděluje částice o velikosti přesahující 5 mm. Sítem zachycený materiál se nakládá na pásový dopravník. Částice menší než 5 mm, které projdou sítem, jsou dostatečně malé na to, aby mohly projít do dalšího kroku separace, aniž by způsobily ucpání systému.

Filtrování malých částic je druhou fází separace. Materiál, který projde sítem, se čerpá do separátoru na bázi hydrocyklonu. Hrubší materiál prochází až k sítu 0,5 mm a vychází ven spodní částí cyklónu. Z horní části hydrocyklonu se čerpá voda s jemnými částicemi do další etapy separace nejjemnějších částic.

Oddělování jemných částic se provádí pomocí hydrocyklonů s jemnější separací (obr. 7). Jako v předchozí etapě se snižuje obsah vody v separovaném materiálu, který je pak vysypán ven jako v první fázi. Zbývá přečištěná suspenze se vylévá do zásobníku a je pak čerpána do razicího stroje.

V závislosti na vlastnostech horniny či zeminy se mohou v kalu nahromadit velmi jemné částice jílu nebo jiných materiálů, které pozvolna zvyšují hustotu a ovlivňují kvalitu bentonitové suspenze. Pokud hustota bentonitové suspenze dosáhne kritické hodnoty 1,2 kg/l, je nutné nahradit část použité suspenze novou a udržovat hustotu suspenze na nižší úrovni. Použitá suspenze se přemísť do zásobníku s kapacitou 800 m³, který zásobuje odstředivací zařízení. Základním principem odstředivání je sedimentace pevných částic ve spodní části otočného bubnu. Vysoká rychlost otáčení způsobuje velké zrychlení pevných částic. Sedimenty jsou zachycovány spirálovitým šnekem a dopravním pásem dopraveny na skládku. Tekutina protéká bubnem přes desky přepadového kanálu, které jsou nastavitelné, aby se dosáhlo optimální separace tekutin od pevných částic. Navíc se používají flokulantní činidla za účelem odstranění částic menších než 5 μm.

Vysušené pevné částice byly testovány a následně použity při stavbě násypů silnic na jiném projektu. Přesáté částice, kamínky a šterky byly využity v rámci stavby na údržbu cest a zpevněných ploch, což je přínosné i z hlediska ochrany životního prostředí.

Doprava kalů a bentonitové suspenze v tunelu

Cirkulaci kalů a přečištěné suspenze zajišťovala celkem tři odstředivá čerpadla s výkonem 723 kW, což umožnilo přečerpat 2400 m³/hod. Jejich rozmístění bylo provedeno podle návrhu výrobce. Jedno čerpadlo bylo na plošině 1 (čerpadlo kalů z pracovní komory razicího štítu k portálu tunelu), druhé čerpadlo v zařízení na separaci kalů (čerpadlo z portálu tunelu směrem k razicímu štítu) a třetí čerpadlo v nejnižším místě trasy tunelu (čerpadlo nezbytné pro překonání rozdílných výškových úrovní mezi tunelem a zařízením na separaci kalů).

RAŽBA TUNELU POMOCÍ BENTONITOVÉHO ŠTÍTU (SPB)

Fáze plánování

Ve fázi plánování se stanovil průměrný výkon ražby na 10 m/den, a to na základě geotechnických vlastností horninového prostředí, hydrolo-

suspension by a new one and maintain the suspension density at a lower level. The used suspension is moved to an 800m³ reservoir supplying the centrifugal facility. The basic principle of centrifuging is the sedimentation of solid particles in the bottom part of the spinning drum. The high spinning rate causes great acceleration of solid particles. Sediments are caught by a worm and are transported by a belt conveyor to a stockpile. The liquid flows through the drum over the slabs of the by wash channel, which can be adjusted to achieve the optimum separation of liquids from solid particles. In addition, flocculants are used to remove particles smaller than 5 μm.

The dried solid particles were tested and subsequently used in the construction of road embankments on another project. The sieved particles, small stones and gravel were used within the framework of the construction for the maintenance of roads and hard surfaced areas, which fact is contributing even from the aspect of environmental protection.

Transport of sludge and bentonite suspension in the tunnel

The circulation of sludge and cleaned suspension was carried out by the centrifugal pumps with the power of 723kW, which allowed for the pumping rate of 2400m³/h. Their locations were determined in compliance with manufacturers design. One pump was installed on the platform (the pump pumping sludge from the working chamber of the tunnelling shield to the tunnel portal), the second pump was in the facility for the separation of sludge (pumping from the tunnel portal towards the tunnelling shield) and the third pump at the lowest point of the tunnel alignment (the pump required for overcoming differences between the elevations of the tunnel and the separation plant).

TUNNELLING USING A SLURRY PRESSURE BALANCE TBM (SPB)

Planning phase

The average advance rate of 10m per day was determined in the planning phase on the basis of geotechnical properties of the ground environment, hydrological conditions, dimensions of the machine used and on the basis of manufacturer's previous experience with these machine types. The design was in addition carried out for controlling pressures depending on the parameters of the environment at the excavation face so that the tunnelling was safe, the excavation face was stable and surface settlement values were smaller than 70% of the calculated theoretical value set in the design documentation. This design in addition determined the values of working pressure at the front end of the shield. For the portal areas, the pressure was set at 0.9bar. It gradually grew up to 2.60bar for driving under the riverbed.

The theoretical amount of the consumption of 35kg/m³ of excavation as well as the consumption of grout for back grouting of 8m³/lm were determined in a similar way.

As far as the electric power is concerned, the installed output of the tunnelling machine and the sludge separation equipment was 14MW. The total estimated consumption of electric power after the completion of the excavation of both tunnel tubes was 24,000MWh.

Construction phases

Driving the first tunnel commenced in 06/2013 and the breakthrough to the target shaft took place on 30/11/2013. The machine was partially dismantled, turned back and reassembled for driving the second tunnel tube in the reverse direction. This operation commenced in 03/2014 and the breakthrough took place on 09/09/2014. The following knowledge was gathered during the course of the excavation:

When the planned pressures at the heading were adhered to, the excavation of both tunnel tubes was really safe. The surface settlement values were in reality much lower than expected. The total of 60% of measurement points exhibited settlement values smaller by 50% in contrast to the design assumptions. Real settlement values lower by 70% than expected were at 80% of the points. The main

gických poměrů, rozměrů použitého stroje a na základě předchozích zkušeností výrobce s těmito typy strojů. V závislosti na parametrech prostředí byl také vyhotoven projekt na řízení tlaků na čele ražby tak, aby byla ražba bezpečná se stabilní čelbou, s poklesy na povrchu menšími než 70 % vypočítané teoretické hodnoty stanovené v projektové dokumentaci. V tomto projektu byly také stanoveny hodnoty pracovního tlaku na čele štítu. V oblastech portálů byl stanoven tlak 0,9 baru, který se postupně zvyšoval až na 2,60 baru při ražbách pod dnem řeky.

Stejně tak bylo stanoveno teoretické množství spotřeby bentonitu 35 kg/m³ výrubu, stejně jako spotřeba malty na výplňovou injektáž 8 m³/bm ražby.

Co se týká elektrické energie, instalovaný výkon tunelovacího stroje a zařízení na separaci kalů byl 14 MW. Celková odhadovaná spotřeba elektrické energie na vyražení obou tunelů byla 24 000 MWh.

Fáze výstavby

Ražba 1. tunelu byla zahájena v 6/2013 a prorážka do cílové šachty se uskutečnila 30. 11. 2013. Stroj byl částečně demontován, otočen a znovu sestaven pro ražbu 2. tunelu opačným směrem. Ta byla zahájena v 3/2014 a 9. 6. 2014 se uskutečnila prorážka. Při ražbách byly získány následující poznatky:

Při aplikaci plánovaných tlaků na čelbě byla ražba obou tunelů opravdu bezpečná. Poklesy na povrchu byly ve skutečnosti mnohem nižší, než bylo předpokládáno. Celkem 60 % bodů vykázalo pokles o 50 % menší oproti předpokladům v projektu. V 80 % bodů byly skutečné poklesy menší o 70 %, než bylo předpokládáno. Hlavním důvodem byl fakt, že vlastnosti zastižených hornin byly příznivější, než se předem očekávalo.

Reálný průměrný výkon ražby byl 18 m/den, což nadmíru překonalo počáteční očekávání (10 m/den). Podařilo se vyrazit i 22 m za pracovní den (24 hodin), což byl limit daný maximální pracovní kapacitou zařízení na separaci kalů.

Reálná spotřeba bentonitu byla o 25 % nižší, než se původně předpokládalo.

Reálná spotřeba malty byla o 12 % vyšší, než byl původní předpoklad.

Reálná spotřeba elektřiny byla mnohem nižší, než se původně odhadovalo (24 000 MWh), a to díky menšímu odporu na řezné hlavě štítu v daných geologických podmínkách. Stroj pracoval většinu času na 30 % maximálního výkonu. Z tohoto důvodu se celková spotřeba pro oba tunely snížila cca na polovinu.

Výměna nástrojů

Podle studie geotechnických vlastností horniny, zejména s ohledem na její abrazivitu byly v trase tunelu vyhloubeny dvě montážní jámy zajištěné pomocí tryskové injektáže. Tyto jámy byly vybudovány na obou březích řeky. První jáma byla strategicky umístěna před vstupem tunelu pod řeku, a to ze dvou důvodů. Za prvé bylo potřeba zjistit skutečné opotřebením řezných dlát a disků a současně posoudit nutnost realizace dalších jam pro výměnu nástrojů. Za druhé, nezávisle na stupni opotřebením, vyměnit řezné nástroje, aby byl zabezpečen postup tunelovacího stroje pod dnem řeky bez zastávek a tím i zvýšit bezpečnost ražby.

Výměnu nástrojů na řezné hlavě bentonitového štítu provádějí specialisté (potápěči) ve stavu přetlaku. Proces probíhá tak, že stroj vjede do prostoru montážní jámy a v ní se vyprázdní komora s bentonitem až do úrovně mezi jednou polovinou a jednou třetinou průměru řezné hlavy. Po vyprázdnění komory je do ní vhnán pod tlakem vzduch, který stabilizuje horninový a hydraulický tlak před čelem štítu.

Vzhledem k nebezpečí a zdravotním rizikům, které s sebou nese práce v přetlaku, byla už předem provedena koordinační bezpečnostní opatření včetně školicích kurzů. Součástí byl i nácvik záchranné akce a evakuace zraněných z dekompresní kabiny až na povrch.

Byl nainstalován kamerový systém, který monitoroval činnosti na čelbě. Tyto práce byly prováděny v přetlaku 2,4 baru, v pracovních turnusech po třech pracovnících po dobu tří hodin. Pro tento zásah, který trval celkem 105 hodin, bylo zapotřebí 36 profesionálních pracovníků (potápěčů). V těchto podmínkách bylo zapotřebí také lékařské asistence, proto byli na místě dva lékaři specializovaní na hyperbarickou medicínu.

Obecně opotřebením nástrojů nebylo příliš velké. Výměna nástrojů byla provedena z důvodu zvýšení bezpečnosti ražby pod dnem řeky a nikoli kvůli opotřebením, které bylo běžné a rovnoměrné.

reason was the fact that the properties of the ground encountered were more favourable than expected.

The real average excavation advance rate was 18m/day, which fact much exceeded the initial expectations (10m/day). Tunnellers managed to excavate even 22m per a working day (24 hours), which was the limit set by the maximum capacity of the solids separation plant.

The real consumption of bentonite was by 25% lower than originally anticipated.

The real consumption of grout was by 12% higher than originally assumed.

The real consumption of electric power was much lower than originally estimated (24,000MWh). It was because of the fact that the resistance acting on the cutterhead in the particular geological conditions was smaller. The TBM worked at 30% of the maximum output for the majority of time. For that reason the total consumption was reduced approximately to a half for both tunnel tubes.

Replacement of tools

According to the study on geotechnical properties of ground, in particular with respect to its abrasivity, two assembly pits were excavated on the tunnel alignment; they were stabilised by jet grouting. These pits were carried out on both banks for two reasons. The first pit was located strategically before the tunnel entry under the river. It was so because of two reasons. Firstly it was necessary to ascertain the actual wear of cutting tools and disc cutters and, at the same time, to assess the need for realising other pits allowing for replacing the tools. Secondly, it was necessary to replace cutting tools independently of the degree of wear so that the TBM advancing under the riverbed without standstill was secured and increasing the excavation safety in this way.

The tools on the PSB TBM cutterhead were replaced by specialists (divers) in overpressure conditions. During the process, the machine enters the assembly pit space and the level of bentonite in the working chamber is lowered to the level between one half and one third of the cutterhead diameter. When the chamber emptying is finished, air is forced in it to stabilise the ground pressure and hydraulic pressure ahead of the shield.

With respect to the danger and health risks associated with working in overpressure, the coordination safety measures including training courses were carried out in advance. Even the rehearsal of a rescue action and evacuation of injured persons from the decompression cabin up to the surface were their part.

A CCTV system was installed to monitor the operations at the excavation face. These operations were carried out under the overpressure of 2.4bar, in a system of tour of duty – three workers for three hours. The intervention, which took 105 hours in total, required 36 professional workers (divers). Medical assistance was also necessary in these conditions. For that reason two physicians specialised in hyperbaric medicine were present on site.

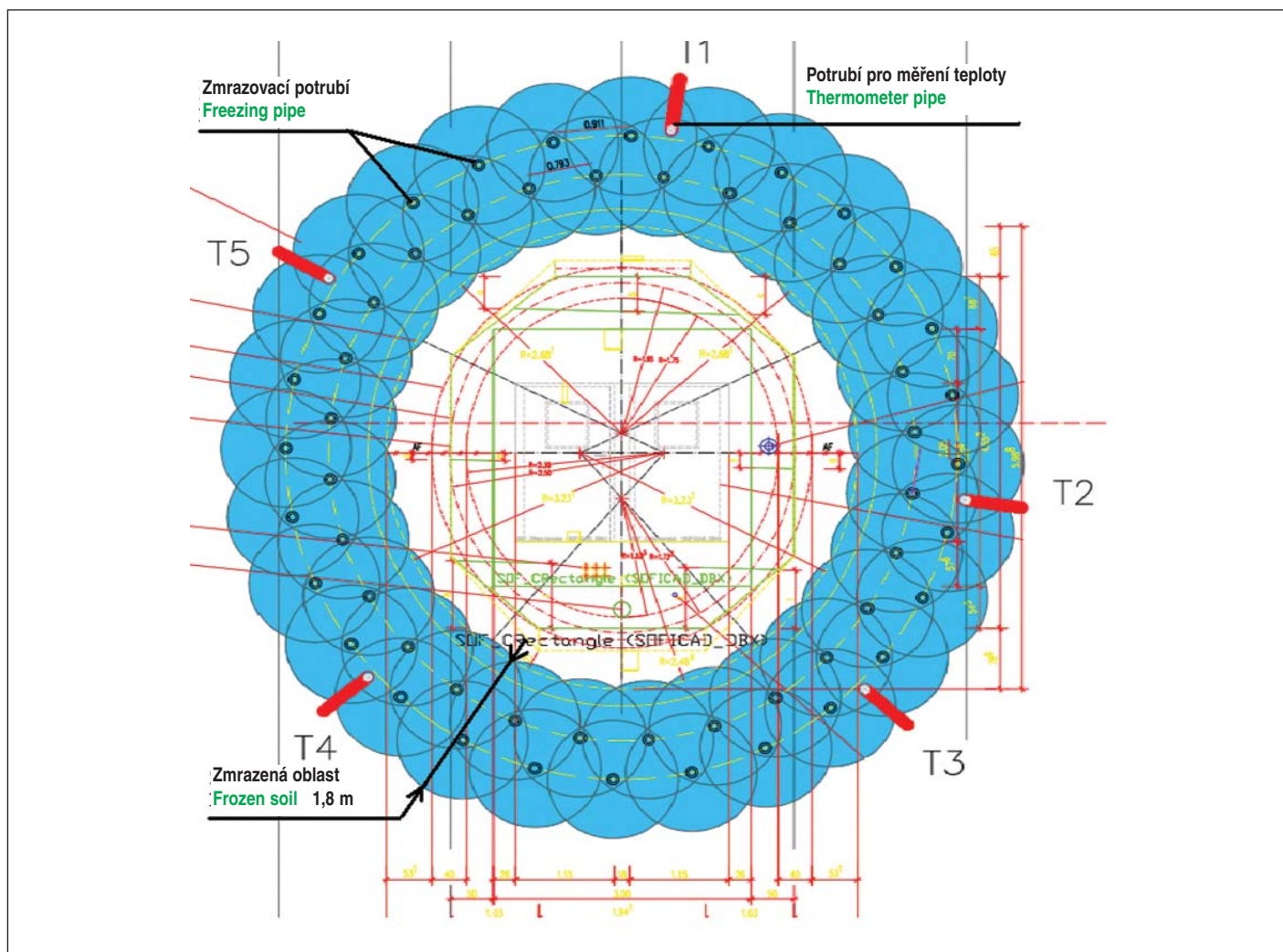
In general, the wear of tools was not too great. The tools were replaced for the reason of increasing the safety of tunnelling under the riverbed and not because of the wear, which was common and even.

EXCAVATION OF SAFETY CROSS PASSAGES

With respect to the particular geology and the water-bearing bedrock, two methods of excavating the cross passages were assessed; either by jet grouting or by means of ground freezing. Eventually, the excavation method using the freezing of the ground environment was chosen for the following reasons:

Factors concerning environmental protection: two cross passages are located under the Vistula riverbed and the pollution of water would have threatened if the jet grouting was used. In addition, the pontoon which would have been necessary in this case would have restricted the transport in the Gdansk harbour.

The quality of securing impermeability of the excavation surroundings for water: whereas jet grouting does not guarantee 100% impermeability, ground freezing guarantees it fully, thus it increases the safety during the excavation of the cross passages.



Obr. 8 Schéma zmrazovacího prstence pro ražbu propojky
Fig. 8 The diagram of a freezing ring for the cross passage excavation

archiv OHL ŽS, a. s./OHL ŽS, a. s. archive

RAŽBA BEZPEČNOSTNÍCH PROPOJEK

Vzhledem k dané geologii a zvodnělému horninovému podloží byly zvažovány dva způsoby ražby spojovacích propojek. Buď s pomocí tryskové injektáže, nebo ražba za pomoci zmrazování horninového prostředí. Nakonec byla zvolena metoda ražby za pomoci zmrazování horninového prostředí z následujících důvodů:

Faktory týkající se ochrany životního prostředí: dvě propojky jsou situovány pod dnem řeky Visly a při realizaci tryskové injektáže by hrozilo znečištění říční vody. Navíc ponton, který by byl v tomto případě nutný, by omezoval dopravu v přístavu Gdaňsk.

Kvalita zajištění vodonepropustnosti okolí výrubu: zatímco trysková injektáž nezaručuje 100% nepropustnost, zmrazování ji plně garantuje, a tím se zvyšuje bezpečnost při ražbě propojek.

Zmrazování zeminy

Tuto technologii je možné aplikovat zejména v silně zvodnělém horninovém prostředí. Při aplikaci zmrazování horninového celíku, jako metody pro dočasné zpevnění, se využívají pouze fyzikální vlastnosti horniny a vody, aniž by se trvale měnily její původní vlastnosti. Rozhodujícími podmínkami okolního prostředí je dostatečný obsah vody, pomalé proudění podzemní vody a také nízký obsah solí v podzemní vodě. Fyzikální princip zmrazování zeminy je založen na zmrazení podzemní vody vyskytující se v pórech a puklinách. Tímto procesem se pevně uzavrou póry v zemině, a ta získá nové vlastnosti – nepropustnost a vodotěsnost. Kromě toho se led chová jako umělé spojovací činidlo jednotlivých částí zeminy. Z toho důvodu je pevnost zmrazené zeminy podstatně vyšší než v přirozeném stavu a je srovnatelná s pevností hubeného betonu. Samotné zmrazování zeminy vyžaduje detailní plán vycházející ze specifických podmínek daného prostředí, mezi nimiž je třeba počítat s:

Ground freezing

This technique can be applied mainly to a heavily water-bearing ground environment. When the freezing of a ground block is applied as a method of temporary strengthening, only the physical properties of ground and water are employed, without permanent changing their original properties. The deciding conditions of the surrounding environment are a sufficient content of water, slow rate of groundwater flow and low content of salts in groundwater. The physical ground freezing principle lies in freezing groundwater existing in pores and fissures. Using this process, pores in the soil are firmly closed and the soil gathers new properties – impermeability and waterproofing. In addition, ice behaves as an artificial binder of soil particles. For that reason the strength of frozen soil is significantly higher than in the natural condition and is comparable with the strength of lean concrete. The freezing of soil itself requires a detailed plan proceeding from specific conditions of the particular environment, with the following ones to be counted with:

- an analysis of various parameters of soil and groundwater in the context of the granulometric curve, density, degree of saturation, salinity, temperature, groundwater table level and movement;
- structural and temperature-related analyses for the determination of the geometry, stress and durability of the ring;
- the optimisation of the freezing process;
- requirements for energy and design of the freezing unit;
- checking on temperature and deformations of the frozen ring.

CONSTRUCTION PROCEDURE

The safety cross passages were realised only after the completion of driving both tunnel tubes. A ring of frozen soil 1.80m thick

- analýzou různých parametrů zeminy a podzemních vod v souvislosti s granulometrickou křivkou, hustotou, stupněm saturace, salinitou, teplotou, úrovní a pohybem podzemní vody;
- statickými a teplotními výpočty pro stanovení geometrie, napětí a trvanlivosti zmrazeného korpusu;
- optimalizací procesu zmrazování;
- požadavky na energii a návrh mrazící jednotky;
- kontrolou teploty a deformací zmrazeného korpusu.

STAVEBNÍ POSTUP

Bezpečnostní propojky byly realizovány až po dokončení ražby obou tunelů. V prostoru každé propojky byl vytvořen prstenec zmrazené zeminy o tloušťce 1,80 m pomocí 63 vrtů ve dvou úrovních (obr. 8). V nich bylo instalováno potrubí, kterým cirkuloval solný roztok o teplotě -35°C . Tento krok byl časově nejnáročnější a měl největší spotřebu energie. Po dosažení zmrazení prstence, který zajistil pevnost a nepropustnost zeminy, byl tento stav udržován po celou dobu ražby propojek. Nasazeny byly dvě mrazící jednotky, které mohly udržovat stav zmrazení v pěti propojkách současně.

V oblasti propojek byl hlavní tunel vystrojen prstenci s vyztužením 220 kg železa na m^3 . Z těchto prstenců byly vyjmuty vždy dva boční segmenty pro otevření čelby propojek. Vzniklý prostup byl dočasně rozepřen ocelovou konstrukcí, která převzala zatížení prstence po bocích okolo otevřeného prostoru. Vlastní ražba propojek byla realizována v celém profilu Novou rakouskou tunelovací metodou. Ražba byla prováděna v krocích 1,5 m s tloušťkou stříkaného betonu 15 cm. Po provedení celoplošné hydroizolace bylo realizováno definitivní osazení pomocí posuvného bednění. Po dosažení požadované pevnosti betonu bylo odpojeno zmrazovací zařízení a horninové prostředí se vrátilo do původního stavu.

ZÁVĚR

Stavba Słowackiego IV byla stavba s velkým společenským významem pro celou oblast Pomořanska i pro celé Polsko. Důkazem toho bylo mnoho oficiálních návštěv zástupců různých svazů a dokonce i členů vlády. Zde je třeba zdůraznit vysoký stupeň spokojenosti návštěv během stavby s kvalitou realizovaných prací a také s pořádkem a čistotou na stavbě. Přínosná byla také spolupráce vedení projektu s organizacemi jako Polytechnická univerzita Gdaňsk a s Hasičským sborem města Gdaňsk.

Mimořádnost stavby spočívá i v kritériích zadání a výběru vhodné technologie. I když se celková délka obou vyražených tunelů pohybuje na hranici efektivního nasazení technologie tunelovacího stroje, v tomto případě s ohledem na další kritéria byla volba jednoznačně správná. Při realizaci se vhodnost této volby potvrdila a projevila bezpečným a rychlým postupem prací. Zároveň došlo k velkým úsporám elektrické energie a spotřeby bentonitu. Z pohledu ochrany životního prostředí bylo dosaženo optimálního řešení s malým množstvím odpadu a vysokým využitím vytěženého materiálu v rámci vlastní stavby tak i v jiných stavebních projektech.

Úsilí vynaložené v oblasti ochrany zdraví a bezpečnosti práce, především na poli prevence, přineslo také své plody v podobě speciálních ocenění a uznání.

Z těchto důvodů a z důvodu důležitosti a významu tohoto projektu pro město Gdaňsk, získala stavba velkou prestiž a měla velmi pozitivní ohlasy ve sdělovacích prostředcích.

MEng/MSc Civil Engineer JOSÉ MIGUEL FERNÁNDEZ REMESAL, jremesal@ohl.es, OHL Polska, Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

Recenzovali/Reviewed by: Ing. Boris Šebesta, Ing. Pavel Polák

was created in the space of each cross passage by means of 63 drill-holes carried out in two tiers (see Fig. 8). A pipeline through which the salty solution with the temperature of -35°C flew was installed in them. This step was the most demanding and the consumption of energy was the highest. After achieving the freezing of the ring, which secured the strength and impermeability of soil, this state was maintained throughout the cross passages excavation period. Two freezing units, which were capable of maintaining the frozen condition concurrently in five cross passages, were deployed.

In the areas of the cross passages, the main tunnel support was provided by rings reinforced by 220kg of steel per m^3 . Two side-wall segments were always removed from these rings to allow for opening the excavation faces for the cross passages. The originating opening was temporarily supported by a steel structure, which took on the load acting on the sides of the ring around the open space. The excavation of the cross passages itself was realised full-face using the New Austrian Tunnelling Method. The excavation advance rounds were 1.5m long and the shotcrete lining was 15cm thick. After the waterproofing system was closed around the full circumference, the final lining was realised by means of a travelling form. After reaching the required concrete strength, the freezing unit was disconnected and the ground environment returned to the original state.

CONCLUSION

The Słowackiego IV project was very important for the entire Pomeranian region and for entire Poland. The importance is confirmed by numerous official visits from representatives of various associations and even from members of the government. Here it is necessary to put stress on the high degree of satisfaction of visits during the course of the construction with the quality of the work being realised and also with the order and tidiness on site. The collaboration of the project management with organisations, such as the Polytechnic University in Gdansk and the Fire Rescue Brigade, was also contributing.

The exceptionality of the project lies even in the criteria of the design for tendering and in the selection of a suitable technology. Even though the total length of both completed tunnels fluctuates about the border of effective application of the TBM technique, the selection was unambiguously correct in this case with respect to other criteria. The suitability of this selection was confirmed during the course of the realisation and manifested itself by the safe and rapid work advance rates. At the same time significant savings in the consumption of electric power and bentonite were achieved. From the aspect of environmental protection, the optimal solution with small amount of waste and high degree of the exploitation of the excavated material within the framework of the project itself and within other construction projects was realised.

The effort invested into the area of occupational safety and health, first and foremost in the field of prevention, also yielded its fruit in the form of special recognition and appreciation.

For the above-mentioned reasons and for the reason of the importance and significance of this project for the city of Gdansk, the project gained great prestige and had very positive response in mass media.

MEng/MSc Civil Engineer JOSÉ MIGUEL FERNÁNDEZ REMESAL, jremesal@ohl.es, OHL Polska, Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] TECNO č. 85, Twin tunnel under the navigation channel of the Vistula River, Sergio Córdoba Gonzáles, 12/2012
- [2] OHL Construcción, Conexión entre el aeropuerto y el puerto de Gdansk – Ruta Słowackiego IV, José Miguel Fernández Remesal, 10/2013

VYUŽITÍ TECHNOLOGIE POLOMECHANIZOVANÉHO ŠTÍTOVÁNÍ PŘI RAŽBĚ KANALIZAČNÍHO SBĚRAČE

THE USE OF SEMI-MECHANISED SHIELD TUNNELLING FOR THE CONSTRUCTION OF A COLLECTOR SEWER

TOMÁŠ JUST, ONDŘEJ PAVLÍK, LUBOMÍR HALFAR

ABSTRAKT

Společnost OHL ŽS, a.s., je v současnosti pravděpodobně na tuzemském trhu jediným vlastníkem polomechanizovaného štítu profilu 3,6 m. Tato skutečnost významně přispěla k úspěchu ve veřejné zakázce „Přerov – výstavba levobřežního a pravobřežního sběrače s napojením Dluhonic a Kozlovic“. Realizace některých úseků této stavby byla navržena pomocí bezvýkopových technologií. Na kmenové stoce A-1 profilu DN 2400 mm v úseku dlouhém 434 m byla v daném geologickém prostředí navržena jako nejvhodnější metoda štola ražená štítem. V článku je uveden stručný popis projektu, samotné technologie štítování i zajímavosti z realizace.

ABSTRACT

The company of OHL ŽS, a.s., is probably currently the only owner of a 3.6m-diameter semi-mechanised shield existing on the domestic market. This fact significantly contributed to its success in a public tender “Přerov – construction of a left-bank and right-bank collector sewers with the connection to Dluhonice and Kozlovice”. A trenchless technique was proposed for the realisation of some sections of this project. Sheet tunnelling was proposed as the method most suitable for the geological environment in a 434m long section of the DN2400mm trunk sewer A-1. The paper presents a brief description of the project, the tunnelling technology itself and interesting facts from the realisation.

ÚVOD

Tento projekt byl společností Vodovody a kanalizace Přerov, a.s., dlouhodobě připravován a navazuje na generel kanalizace města Přerova z roku 2004. Územní rozhodnutí a stavební povolení pro stavbu sběračů byly vydány v roce 2010. Investor požádal v 7/2012 o poskytnutí dotace ze SFŽP z prostředků Operačního programu životního prostředí a žádost byla přijata. V průběhu let 2013–2014 probíhaly soutěže na zhotovitele, správce stavby a financující banku. Stavba byla slavnostně zahájena 29. 9. 2014 a předána 30. 9. 2015. Předpokládané celkové náklady stavby jsou cca 400 mil. Kč.

Výstavba kmenové stoky N na pravém břehu řeky Bečvy včetně nové retenční nádrže o objemu 1750 m³ a stoky A-1 situované v ulici Tovačovská na levém břehu řeky Bečvy včetně nové retenční nádrže o objemu 3000 m³ je vedena snahou zlepšit kvalitu povrchových vod – řeky Bečvy a docílit nižšího zatížení recipientu znečištěním z kanalizační sítě za deštových událostí. Kanalizační systém města Přerova byl v některých částech nekapacitní a z hlediska stavebnětechnického stavu nevyhovující. Součástí výstavby jsou i opatření na kanalizační síti proti vnikání vod z řeky Bečvy do celého kanalizačního systému, který v současném stavu ohrožuje již 2letý průtok v řece. Projekt řeší také napojení místních částí Dluhonic a Kozlovic na městskou čistírnu odpadních vod. Stavba je rozdělena do šesti ucelených částí (UČ) díla, které jsou samostatně funkční a lze je provádět současně. Jednotlivé ucelené části jsou patrné z obr. 1.

Trasy všech kanalizačních stok byly navrženy tak, aby v maximální možné míře akceptovaly pozemky města a co nejméně se dotýkaly pozemků soukromých. Celková délka budovaných stok je 9 619,34 m.

Přínos stavby pro životní prostředí

Výstavba levobřežních a pravobřežních sběračů v Přerově a napojení místních částí Dluhonic a Kozlovic způsobí snížení objemu přepadů deštových vod ze stávajících odlehčova-

INTRODUCTION

This project was prepared in the long term by the water development company of Vodovody a kanalizace Přerov, a.s.; it links to the expansion master plan for the sewerage system of the town of Přerov approved in 2004. The land allocation permit and construction permit for the construction of collector sewers were issued in 2010. In July 2012, the project owner applied for furnishing a fund from the State Environment Fund, from the means of the Operational Program Environment. The application was accepted. Competitions for the selection of the contractor, project administrator and financing bank proceeded during the 2013-2014 period. The construction work ceremonially commenced on 29/09/2014 and handed over on 30/09/2015. The assumed total cost of the construction is ca CZK 400 million.

The need for the development of the trunk sewer N on the right bank of the Bečva River, including a new 1750m³ retention basin, and the sewer A-1 located in Tovačovská Street on the left bank of the Bečva River, including a new 3000m³ retention basin, originated as a result of the effort to improve the quality of surface waters – the Bečva River, thus to achieve reduction in loading the recipient by pollution from the sewerage network during stormwater events. The capacity of the sewerage system of the town of Přerov was in some cases insufficient and unfavourable in terms of the structural and technical condition. Measures preventing the inflow of water from the Bečva River to the entire sewerage system, which is today endangered by a mere 2-year flow in the river, are also parts of the project. The project in addition solves the connection of municipal districts of Dluhonice and Kozlovice to the municipal sewage treatment plant. The construction is divided into six closed parts (CP) of the works, which are functional separately and can be worked on concurrently. The individual closed parts are obvious from Fig. 1.

cích komor během srážkových událostí. Pro místní části Dluhonice a Kozlovice spočívá přínos v zamezení odtoku splaškových vod do recipientů a jejich převedení do městské kanalizace s následnou likvidací na ČOV Přerov.

Pro vyhodnocení opatření ve městě Přerov (UČ 1-4) byly sestaveny dva základní modely kanalizační sítě města. Pro stávající stav byl využit model kanalizační sítě z generelu veřejné kanalizace v Přerově. Dále byl vytvořen model sítě se zpracováním výše uvedeného projektu. Oba modely byly posouzeny na srážkové události typického (průměrného) roku, byly vypočítány objemy přepadlých vod do recipientu a následně bylo vypočítáno celkové znečištění, které je v obou případech transportováno do recipientu. Rovněž bylo stanoveno množství a znečištění odpadních vod zadržené nově vybudovanými retenčními nádržemi. Tyto odpadní vody jsou vždy přečerpány zpět do kanalizační sítě po odeznění účinků srážek. Z rozdílu znečištění před realizací a po realizaci opatření je zřejmé, že po dokončení stavby sběračů bude znečištění transportované do řeky řádově nižší. Pro napojení místních částí Dluhonice a Kozlovice byl proveden výpočet odstraněného znečištění na základě naměřené koncentrace znečištění ve výustních objektech, počtu připojených obyvatel a průtoků.

POPIS PROJEKTU – UČ 3

Vzhledem k zaměření tohoto článku na technologii štítování bude další popis projektu omezen na UČ 3, kde byla tato technologie použita.

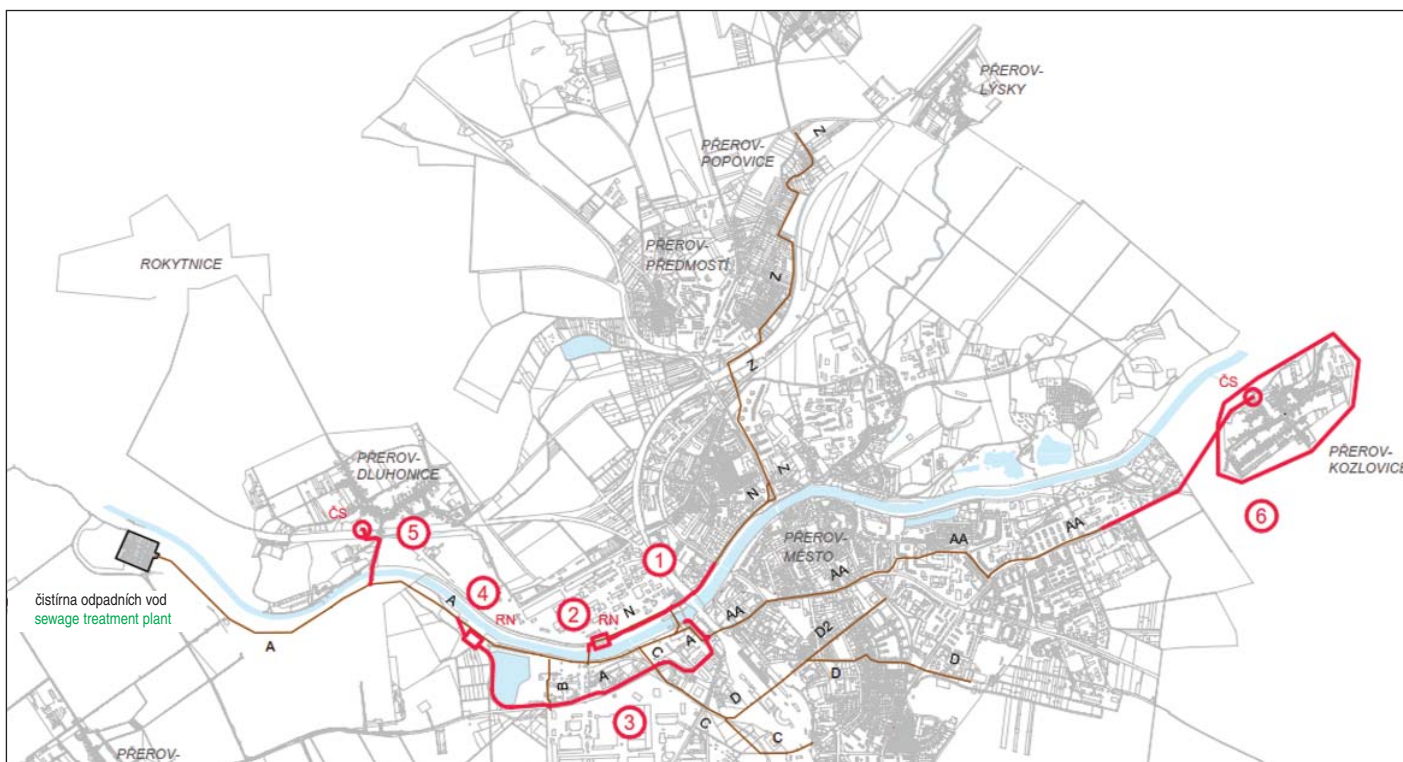
Na levém břehu řeky Bečvy byla rekonstrukce stoky A navržena v nové trase. Na novou stoku A-1 jsou z levé strany ulice Tovačovská napojeny stoky B a C. Hlavní stoka A-1 navazuje na stávající odlehčovací komoru OK3A situovanou při ul. Kojetínská a je trasovaná v ulici Tovačovská a dále mezi odkalovacími lagunami do extravilánu města Přerov. Na

The routes of all sewers were designed taking into consideration the objective to accept municipal plots of land to a maximum extent and touch private plots as little as possible. The aggregated length of the sewers to be constructed amounts to 9,619.34m.

Contribution of the project to the environment

The development of the left-bank and right-bank collector sewers in Přerov and connections for the municipal districts of Dluhonice and Kozlovice will result into the reduction of the volume of the storm water overflow from the existing relief chambers during storm events. As far as the Dluhonice and Kozlovice municipal districts are concerned, the contribution lies in the prevention to sewage flows to recipients and the transfer of the flows to the municipal sewerage network with the subsequent disposal at the Přerov STP.

Two basic models of the sewerage network were prepared after the assessment of the measures in the town of Přerov (CPs 1-4). The sewerage network model contained in the Master Plan for public sewerage in Přerov was applied to the existing condition. Further on, the network model was created with the incorporation of the above-mentioned project. Both models were assessed for storm events of a typical (common) year and the volumes of waters overflowing to the recipient were calculated and, subsequently, the total pollution which is in both cases transported to the recipient was calculated. In addition, the amount and pollution of sewage impounded by the retention basins to be newly built was determined. This sewage is always pumped over to the sewerage when the effects of the storm water subside. It is obvious from the difference between the pollution before the implementation and after the implementation of the measures that the pollution transported to the river will be lower by an order of magnitude after the completion of the constructi-



Obr. 1 Přehledná situace stavby, 1 – kmenová stoka N, Nábr. Dr. E. Beneše, 2 – retenční nádrž RN-OK1A, 3 – hlavní stoka A-1, ulice Tovačovská, 4 – retenční nádrž RN-OK1A-1, 5 – kanalizace Dluhonice, 6 – kanalizace Kozlovice

Fig. 1 Construction layout, 1 – Trunk sewer N, Nábr. Dr. E. Beneše, 2 – Retention basin RN-OK1A, 3 – Main sewer A-1, Tovačovská Street, 4 – Retention basin RN-OK1A-1, 5 – Dluhonice sewerage, 6 – Kozlovice sewerage

stavbu stoky A-1 navazuje nová retenční nádrž o objemu 3000 m³ (UČ4), která umožní předčistit dešťovou vodu včetně výplachů kanalizace před odlehčením do recipientu. Trasa je navržena tak, aby bylo možné v ulici Tovačovská v maximální míře zachovat dopravu alespoň v jednom jízdním pruhu. Podchody vozovky a tělesa železniční vlečky jsou navrženy pomocí protlaků.

Celková délka hlavní stoky A-1 mezi stávající trasou kmenové stoky A a odlehčovací komorou OK-3A je 2,76 km. Na trase stoky A-1 jsou navrženy čtyři protlaky o DN 1400 a jeden protlak o DN 2400 pod železniční vlečkou. Úsek mezi šachtami ŠA-1-04 a ŠA-1-10 o délce 434,38 m byl navržen jako práce prováděná hornickým způsobem – štítováním. Tato technologie byla zvolena s ohledem na značnou hloubku uložení stoky a nevhodnou geologii pro pažený výkop mezi odkalovacími lagunami. Výstavba sběrače v nových trasách byla kromě trasování stavby mimo soukromé pozemky opodstatněna i velkými průtoky, jak v bezdešti, tak i za dešťů. Tvorba obtoků po celou dobu výstavby by stavbu finančně prodražila a také prodloužila délku výstavby, což bylo vzhledem ke stavbě v intravilánu města nežádoucí.

Geotechnické podmínky

Zájmová oblast – tzn. západní okraj města Přerova – náleží podle regionálního členění reliéfu do podsoustavy Západních Vněkarpatských sníženin, k severozápadnímu okraji Bečevské brány. Terén je zde rovinný, nejvýznamnějším morfologickým prvkem je koryto řeky Bečvy, které je zařízené na hloubku 6–7 m pod dno údolní nivy. Nadmořské výšky terénu ve dně široké údolní nivy se pohybují mezi 206–209 m n. m. Reliéf v západní části zájmového území je uměle přetvořen mocnými navážkami odpadu z průmyslové výroby (odkaliště).

Geologicky leží oblast v Karpatské předhlubni, která je vyplněna neogenními sedimenty – a to především soudržnými jíly plastickými, proměnlivě písčítými. Jejich konzistence je v přípoверхové vrstvě tuhá až pevná, byly zastíženy i zpevněné polohy charakteru jemněpísčitého slínovce. Povrch neogenních sedimentů je v hloubce 6–9 m pod terénem.

on. The calculation of the removed pollution for the municipal districts of Dluhonice and Kozlovice was carried out on the basis of the concentration of pollution measured at the outfall structures, the number of residents served by the STP and the flow rates.

DESIGN DESCRIPTION – CP 3

With respect to this paper focus on shield tunnelling technology, the subsequent description will be dedicated to CP3, where this technology was used.

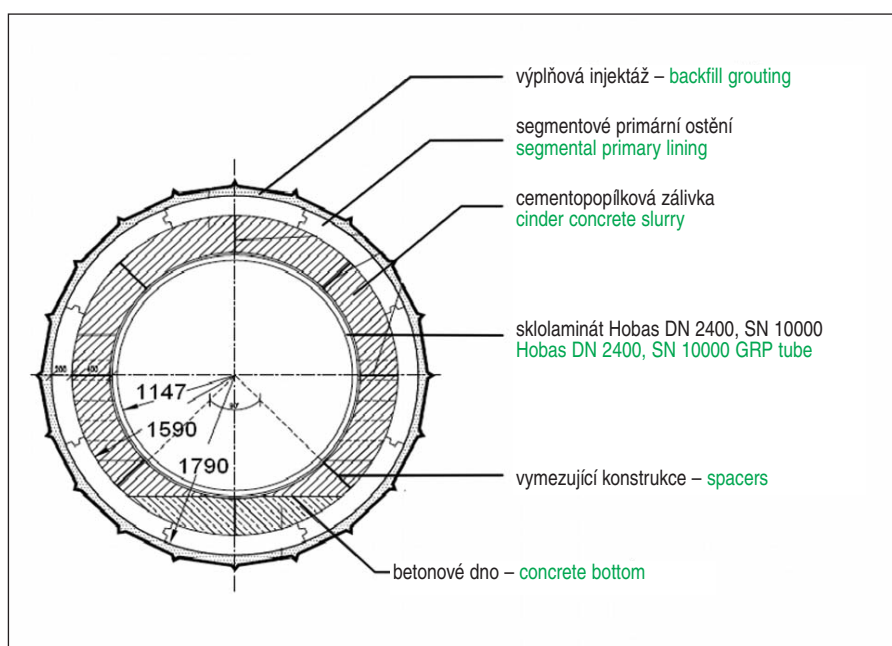
A new route was designed for the reconstruction of the sewer A on the left bank of the Bečva River. Sewers B and C are connected to the new sewer A-1 from the left side of Tovačovská Street. The main sewer A-1 continues on from the existing relief chamber OK3A located near Kojetínská Street. Its route runs under Tovačovská Street and further between sludge lagoons to the rural zone of Přerov. A new retention basin with the capacity of 3,000m³ (CP4) links to the construction of sewer A-1. The basin will allow for pre-treating storm water including flush water from sewerage before the discharge to the recipient. The route is designed in a way allowing for maximum preservation of traffic in Tovačovská Street at least along one traffic lane. Pipe jacks are designed for passages under the roadway and a railway siding track bed.

The total length of the main sewer A-1 between the existing route of the trunk sewer A and the relief chamber OK-3A amounts to 2.76km. Four DN 1400 pipe jacks are proposed to be on the route of sewer A-1 and one DN 2400 pipe jack is proposed to pass under the railway siding. A mining-like excavation method (shield tunnelling) was proposed for the 434.38m long section between shafts ŠA-1-04 and ŠA-1-10. This technology was chosen with respect to the significant depth of the sewer underground and the geology unsuitable for a braced trench between the sludge lagoons. Apart from the intention to lead the new route for the construction of the collector sewer outside private plots of land, the design was substantiated by high flow rates, both in rainless and rainy conditions. Creating bypasses throughout the construction period would have increased the construction cost and extended its duration, which was undesirable with respect to the works carried out in the urban area.

Geotechnical conditions

The project area, i.e. the western edge of the town of Přerov, is, according to the regional division of the relief, part of the sub-system of Western Outer Carpathian Depressions, up to the north-western edge of the Bečov Gate. The terrain is flat in this area; the most important morphological feature is the Bečva riverbed, which is cut up to the depth of 6-7m under the bottom of the valley floor. The altitude of the terrain at the floor of the wide valley varies between 206-209m a.s.l. The relief in the western part of the project area is artificially remodelled by thick man-made fills of waste from industrial production (mud setting ponds).

In terms of geology, the area lies in the Carpathian Basin, which is filled with Neogene sediments – first and foremost



Obr. 2 Příčný řez stokou A-1

Fig. 2 Cross-section through sewer A-1

Kvarterní zeminy – přirozeně uložené sedimenty jsou původu fluvialního. Na bázi sedimentace – tzn. na povrchu neogenních jííl – je souvislá vrstva terasových šterků. Jejich mocnost je 3,5 až 6 m. Jsou většinou středně ulehlé až ulehlé, valouny dobře opracované o průměru 1–8 cm, v dolní polovině vrstvy až 20 cm. Výplň mezer tvoří písek jílovitý. Šterky jsou zvodnělé, dobře propustné. Přechod mezi šterky a nadložními povodňovými jíly tvoří nesouvislá vrstva písků proměnlivě jílovitých až čistých o mocnosti do 0,5–2 m. Povrch nesoudržných zemin se nachází v hloubce 0,5–5 m pod terénem – pokles směrem od řeky.

Povodňové jíly – vytvářejí souvislou vrstvu ve svrchní části geologického profilu. Pokud nejsou nahrazeny navážkou, dosahují mocnosti 2–5 m, v příříční zóně do 1 m. Jsou středně a vysoce plastické, proměnlivě písčité, konzistence tuhé, při bázi vrstvy i měkce tuhé. Jsou velmi málo propustné.

Navážky – vzhledem k průmyslovému charakteru okolní zástavby dosahují značných mocností (1–7 m) a lze je považovat za souvislou vrstvu. Jsou tvořeny hlínou písčitou s kameny, betonem, pískem – většinou mají charakter soudržné zeminy.

Úroveň hladiny podzemní vody je přímo ovlivňována stavem hladiny v řece Bečvě, která protéká v blízkosti stavby. V měsících červenec a srpen 2009 byla změřena v hloubce 3,2–5,8 m pod terénem, rozkyv hladiny podzemní vody závislý na klimatických podmínkách je 1,90 m. Podle klasifikace chemického prostředí se v oblasti vyskytuje voda agresivní na betonové konstrukce XA1 a XA2.

SO 0301.2 Štítování

Úsek kanalizace ŠA-1-04 – ŠA-1-10 délky 434,38 m byl navržen jako dovrchní ražba štítováním pomocí polomechanizovaného štítu Ø 3640 mm (vnější průměr pláště štítu). Podélný spád stoky je 0,7 ‰, teoretická plocha výrubu je 10,41 m² (obr. 2). Trasa byla navržena ze dvou protisměrných oblouků o poloměru 110 m, mezi které byl vložen přímý úsek. Primární ostění bylo navrženo jako prstencové z železobetonových segmentů (klenáků). S ohledem na agresivitu podzemní vody byly železobetonové klenáky navrženy z betonu C30/37- XA2. Průběžně s postupem štítu měl být

cohesive clays (plastic, variably sandy). Their consistency in the near-surface layer is stiff to hard; even solidified layers with the character of fine-sandy marlstone were encountered. The surface of the Neogene sediments is at the depth of 6 – 9m under ground surface.

Quaternary soils – naturally deposited sediments – are of the fluvial origin. A continual layer of terrace gravels is on the sedimentation base, i.e. on the surface of the Neogene clay. It is 3.5 to 6m thick. The gravels are mostly medium compacted – compacted; boulders with the diameter of 1–8cm are well dressed; boulders up to 20cm are in the lower half of the layer. The filling of gaps is formed by clayey sand. The gravels are saturated with water and well permeable. The transition between gravels and flood clay is formed by a discontinuous up to 0.5–2m thick layer of clayey to pure sands. The surface of the incohesive soils is found at the depth of 0.5–5m under the terrain surface – dropping in the direction off the river.

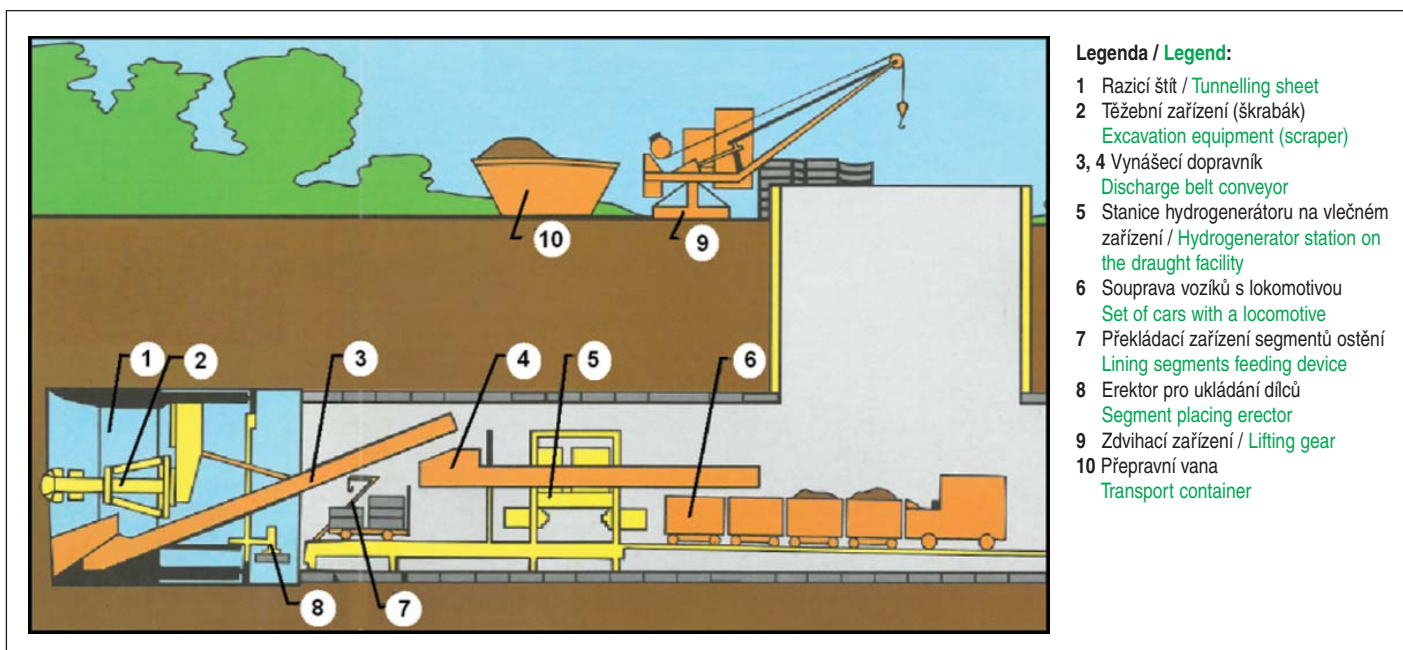
Flood clays - they form a continual layer in the upper part of the geological profile. Their thickness reaches 2–5m, in the riverside zone up to 1m, unless they are replaced with made ground. They are medium to highly plastic, variably sandy, with the consistency stiff or, at the layer base, even softly stiff. They are very little permeable.

Made-ground – with respect to the industrial character of the buildings in the surroundings, it reaches a significant depth (1–7m) and it is possible to consider it as a continuous layer. It is made up by sandy loam with boulders, concrete and sand – it has mostly the character of cohesive soil.

The water table level is directly affected by the state of water surface level in the Bečva River, which flows in the vicinity of the construction site. In July and August 2009, the water table was measured at the depth of 3.2–5.8m under the terrain surface; the fluctuation of the water table level is 1.90m, depending on climatic conditions. According to the chemical environment classification, water corrosive to concrete structures XA1 and XA2 exists in the area.

SO 0301.2 Sheet tunnelling

Uphill driving using a semi-mechanised shield Ø 3640mm (outer diameter of the shield envelope) was designed for the



Obr. 3 Schéma razicího štítového komplexu

Fig. 3 Chart of the tunnelling shield complex

nadvýrub (mezikružší vytvořené pláštěm štítu tl. 20 mm) zafoukáván třídným kamenivem frakce 3/6 mm s následným proinjektováním cementovou směsí minimální pevnosti 3,5 MPa. Povolena směrová odchylka osy štolky od projektované byla projektem stanovena na 10 cm. Vlastní kanalizační potrubí je navrženo ze sklolaminátového profilu DN 2400 SN 10000 zataženého do vyražené štolky s následným vyplněním mezikružší popílkocementovou směsí. Šachty ŠA-1-04, ŠA-1-06 a ŠA-1-08 byly navrženy jako těžní a šachta a ŠA-1-10 jako koncová šachta. Všechny tyto šachty byly následně vystrojeny jako vstupní šachty kanalizace.

Ražba štítem se předpokládala v horních třech čtvrtinách plochy profilu v soudržných zeminách (povodňové jíly středně a vysoce plastické, konzistence tuhé, zatřídění podle ražnosti I. a II. třída), ve spodní čtvrtině plochy čelby v zeminách nesoudržných (šterky a písky, středně ulehlé, s valouny průměru do 10 cm, III. třída ražnosti). Hladina podzemní vody se předpokládala 0,3 m nad úrovní dna štítu. Skutečná výška hladiny podzemní vody měla být ověřena před zahájením prací.

POUŽITÝ RAZICÍ ŠTÍT RŠK 3,6 M

Polomechanizovaný razicí štítový komplex (RŠK) 3,6 byl vyvinut v polovině 80. let minulého století pro potřebu výstavby nových kmenových stok jednotné kanalizace velkých měst výzkumnou a vývojovou základnou společností Ingstav Brno. Byl určen pro ražbu v horninách II. a III. stupně ražnosti. Štítový komplex sestává z vlastního štítu a vlečného zařízení, na němž je umístěna stanice hydrogenerátorů. Vlečná stanice je prostorově uspořádána tak, aby umožnila průjezd kolejových vozíků. Štít je svařený ocelový válec, který se pomocí přímočarých hydromotorů zatlačuje do horniny. Hydromotory se opírají o prstenec ostění budovaného v zadní části štítu. Štít má tři základní části. V přední – břitové (předštítku) se hornina pomocí hydraulického škrabáku těží a nahrnuje na dopravní pás. V horní části jsou umístěny hydraulické přítlačné desky k pažení výrubu. Ve střední – opěrné (silové) části jsou mezi dvěma prstenci umístěny hydromotory a hydraulické obvody s ovládáním. V koncové – montážní části se ukládají pomocí obvodového erektoru železobetonové segmenty do věnce. Středem štítu prochází dopravní pás, kterým je dopravována vytěžená zemina za štít do těžních beden na kolejových podvozcích. Na stejných podvozcích se navzájem opačným směrem segmenty ostění. Dopravu zajišťuje elektrická akumulátorová důlní lokomotiva METALLIST prostřednictvím jednokolejné důlní trati rozchodu 600 mm. Na ohlubni těžní šachty je pro svislou dopravu materiálu osazeno elektrické zdvihací zařízení OVJ 75. Schéma kompletní technologie je znázorněno na obr. 3 a hlavní technické parametry jsou uvedeny v tabulce 1.

Prstencové ostění se skládá z železobetonových dílů lichoběžníkového tvaru. Prvky ostění jsou vyráběny v závodě Doloplazy společnosti ŽPSV, a. s., která patří do skupiny OHL GROUP. Obvodové styčné spáry jsou upraveny ve tvaru pero – drážka. V každém dílci je uprostřed ponechán otvor, který umožňuje manipulaci a injektáž za ostění. Systém ostění není konstrukčně řešen jako vodotěsný, nepropustnost ostění lze zvýšit ztavením styčných spár a injektáží. Segmentové ostění zpravidla plní funkci primárního ostění a vodotěsnost (i statiku) hotového díla plní definitivní ostění (posuvná betonovací forma) nebo vložený navržený finální produktovod (potrubí, kabelovod) a vyplnění meziprostoru.

434.38m long section of the sewer between shafts ŠA-1-04 and ŠA-1-10. The longitudinal gradient of the sewer is 0.7‰, the theoretical excavated cross-sectional area is 10.41m² (see Fig. 2). The horizontal alignment comprises two reverse curves with the radius of 110m, with a straight section inserted between them. The primary lining was designed as a ring system consisting of reinforced concrete segments. With respect to the groundwater corrosivity, C30/37 – XA2 concrete was designed for the reinforced concrete segments. The overcutting (the 20cm thick annulus formed by the shield skin) was to be continually filled with graded aggregates 3/6mm blown into the annulus; it was to be subsequently grouted with cement mixture with the minimum strength of 3.5MPa. The horizontal deviation of the gallery axis from the designed position of 10cm was permitted by the design. Glass fibre reinforced plastic tubes DN 2400 SN 10,000 are designed for the sewerage pipeline. The pipeline was to be drawn into the excavated gallery and the annulus was to be subsequently filled with a cinder concrete mixture. Shafts ŠA-1-04, ŠA-1-06 and ŠA-1-08 were designed as hoisting shafts and shaft ŠA-1-10 as an end shaft.

The shield tunnelling was assumed to be carried out through cohesive soils (flood clays medium and highly plastic, with stiff consistency, categorisation according to excavatability as classes I and II) in the upper three quarters of the profile area, and, in the lower quarter of the excavation face, through incohesive soils (gravels and sands, medium compacted, with boulders with the diameter up to 10cm, excavatability class III). The water table was expected to be 0.3m above the shield bottom level. The actual water table level was to be verified prior to the commencement of the works.

RŠK 3.6M TUNNELLING SHIELD USED

The semi-mechanised tunnelling shield complex RŠK 3.6m was developed in the middle of the 1980s for the need of the development of new trunk sewers of the combined sewerage systems in big cities by the research and development base of the company of Ingstav Brno. It was designed for tunnelling through rock types with the excavatability classes II and III. The shield complex consists of the shield itself and a draught station carrying hydrogenerators. The spatial arrangement of the draught station allows for the passage of rail-bound cars. The shield is a welded steel cylinder, which is pressed into ground by means of linear hydraulic motors. The hydraulic motors bear on a ring of the lining which is built in the rear part of the shield. The shield has got three basic parts. At the front end, i.e. the in the cutting edge part (the advance shield), ground is excavated by means of a hydraulic scraper and is swept to a belt conveyor. Hydraulic thrust plates thrusting the shield to the excavation support are located in the upper part. In the central thrust part, hydraulic motors and hydraulic circuits with the machine controls are installed between two rings. In the end part (the assembly part), reinforced concrete segments are placed to the ring by means of a circumferential erector. A belt conveyor, transporting the muck to muck boxes placed on railway undercarriages, passes through the shield centre. The same undercarriages carry the lining segments in the opposite direction. Transport is ensured by METALLIST electric battery-driven locomotive moving on a single-track mine railway with the track gauge of 600mm. An electrical lifting gear OVJ 75 for vertical transport is installed at the pit bank of the hoisting shaft. A chart of the complete technology is

Tab. 1 Základní technické parametry RKŠ 3,6

Vnitřní průměr pláště	3 600 mm
Délka štítu	4 625 mm
Tloušťka pláště	20 mm
Hmotnost štítu	26 t
Hmotnost štítového komplexu	32 t
Počet přímočarých hydromotorů	24 ks
Zdvih pístu hydromotoru	1 000 mm
Tlačná síla hydromotoru / štítu	320 kN / 7 680 kN
Maximální pracovní tlak	16 MPa

Tento typ štítu byl původně konstrukčně navržen pro ražbu přímých úseků. Směrové změny se prováděly v mezilehlých šachtách (které musely být dostatečně velké) natočením štítu. Tyto šachty pak byly vystrojeny jako lomové. Způsob ovládní štítu (jednotlivých hydromotorů) umožňuje směrové i výškové řízení štítu. To se využívalo zejména ke korekcím drobných výchylek od ideální osy. Postupem času díky nabývaným praktickým zkušenostem obsluh a ověřením možností zařízení v různých situacích se umožnilo se směrovými oblouky poloměru nad 100 m uvažovat již při projektování. Zde je nutné uvést, že vedení štítu v oblouku je kromě vlastností horninového prostředí dáno umem a citem obsluhy. Oblouk nelze „naprogramovat“, ale je postupně tvarován za stálé geodetické kontroly. K vytočení štítu se využívá kombinace různého tlaku hydromotorů na vnější a vnitřní straně oblouku, vkládání distančních vložek do vnějších spár v obezdívce (k jejich výrobě se používají cementotřískové desky tl. 25–50 mm) a případně i úpravou rozměrů (délky) segmentů ostění vkládáním vložek do formy. Začátek oblouku není možné navrhout těsně za startovací šachtou, ale alespoň 12 m za ní, protože nejprve je třeba vybudovat alespoň 4 kompletní prstence ostění a až poté je možné postupně natáčet oblouk.

POSTUP VÝSTAVBY A POZNATKY Z REALIZACE STOKY A-1

Vlastní ražba byla zahájena v říjnu 2014 z předem vyhloubené startovací šachty ŠA-1-04. Šachta musela být z důvodu začátku směrového oblouku posunuta o 12 m oproti projektované poloze. Dno šachty bylo pro osazení štítu upraveno vybudováním „kolébky“, která byla sestavena ze segmentů ostění v rozsahu dolní poloviny profilu. Ostění v horní polovině profilu bylo u čelní stěny jámy nahrazeno ocelovým roznásecím svařencem.

Ražba v oblouku se zpočátku nedařila, štít se nebezpečně přibližoval k první laguně. Byla přijata technická opatření ze strany zhotovitele, byl zpomalen postup ražby a poloha štítu se denně geodeticky zaměřovala a vyhodnocovala. Nakonec se podařilo štít přetočit, ale ve směrovém vedení vznikla odchylka až 8 m. Po konzultaci s projektantem bylo rozhodnuto, že původně navržená trasa štolky bude nahrazena dvěma složenými oblouky s tím, že nový průběh bude v maximální míře kopírovat původně projektovanou trasu. Porovnání projektované a skutečně zrealizované trasy stoky je patrné z obr. 4. Zpětným vyhodnocením zrealizovaného prvního oblouku vychází poloměr cca 60 m. Takový poloměr je už na hranici možností technologie i ostění, kdy dochází k drcení a praskání zejména rohů segmentů v místě jejich styku. Reálná hodnota proveditelného oblouku se pohybuje okolo 100 m.

presented in Fig. 3 and the main technical parameters are presented in Table 1.

The ring lining consists of trapeziform reinforced concrete segments. The lining elements are manufactured in the Doplazy casting yard of the company of ŽPSV, a. s., which belongs to the OHL GROUP. Circumferential head joints are of the tongued and grooved type. Each segment has an opening in the centre, which allows for handling and backgrouting. The lining system is not structurally solved as a waterproofing system. The impermeability of the lining can be improved by filling the head joints with a putty and injecting grout. The segmental lining usually fulfils the function of the primary lining and the waterproofing capacity (as well as statics) of the completed structure is provided by the final lining (travelling formwork) or an incorporated final product carrier (a pipeline, a cable duct) and the filling of the intermediate space.

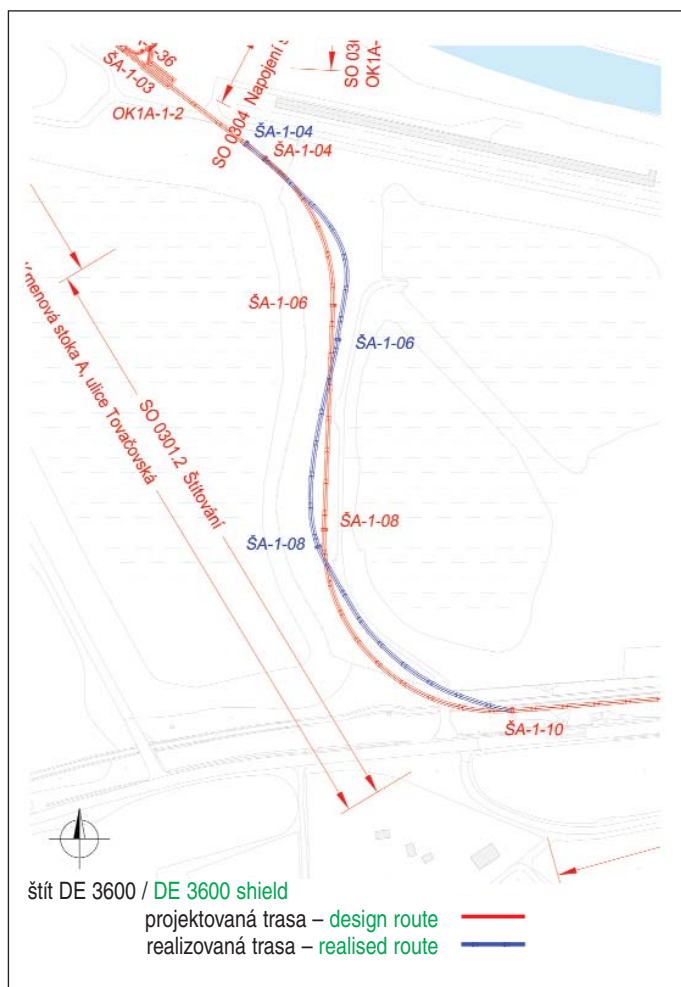
Table 1 Basic technical parameters of the RŠK 3.6 tunnelling sheet complex

Inner diameter in the wall building part	3,600mm
Sheet length	4,625mm
Skin thickness	20mm
Sheet weight	26t
Tunnelling sheet complex weight	32t
Number of linear hydraulic motors	24
Hydraulic motor piston throw	1,000mm
Hydraulic motor / shield thrust	320kN / 7,680kN
Maximum working pressure	16MPa

This shield type was originally designed for driving straight sections. Directional changes were carried out in shafts (the dimensions of which had to be sufficient) by rotating the shield. These shafts were subsequently provided with support as break shafts. The system of controlling the shield (individual hydraulic motors) allows for guiding the shield line and level. It was used mainly for corrections of minor deviations from the ideal axis. Over time, owing to the gathered experience of operators and the verification of the possibilities of the equipment in various situations, it became possible to assume directional curves with diameters over 100m even in the design. Here it is necessary to mention that guiding the shield on a curve depends, apart from the properties of the ground environment, on the skill and sense of the operator. A curve cannot be “programmed”; it is step-by-step formed under continual checking by surveyors. The shield rotation is carried out using a combination of different pressure of hydraulic motors on the outer side and inner side of the curve, insertion of spacers into outer joints in the lining (produced from chipboards 25-50mm thick) and, if needed, modification of the dimensions (the length) of the segments by means of inserts placed into the mould. The beginning of the curve cannot be designed to be just behind the launching shaft. The distance of at least 12m behind it is needed because it is necessary to build at least 4 complete lining rings. Only then can rotating of the shield in stages commence.

CONSTRUCTION PROCEDURE AND KNOWLEDGE GAINED FROM THE REALISATION OF SEWER A-1

The shield tunnelling commenced in October 2014 by launching the shield from the in-advance-excavated launching



Obr. 4 Porovnání projektované a skutečně vyražené trasy kanalizace
Fig. 4 Comparison of the designed and actually excavated sewerage route

V počátcích ražby se rovněž vyskytl problém se zvýšenou úrovní hladiny podzemní vody, která se objevovala v úrovni cca 0,6 m nad niveletou ražené štoly. Projekt na základě IG průzkumu uvažoval se snižováním hladiny podzemní vody provedením 18 ks hydrovrtů umístěných na opačném konci raženého úseku. Na základě zjištěných skutečností v rámci doplňujícího hydrogeologického průzkumu bylo projednáno nové rozmístění vrtů a jejich navýšení o 6 na celkový počet 24 ks. Toto opatření již bylo pro bezpečný průběh prací dostatečné. Při ražbě v úseku podél laguny docházelo k pronikání popílku s vodou do štoly. Po dohodě s provozovatelem laguny se podařilo snížit hladinu vody v laguně a poklesem hydrostatického tlaku se vyřešil i tento problém.

Další nečekanou překážkou v ražbě byla přítomnost zbytků stromů včetně kořenů s pravidelností stromořadí v čelbě. Drobnější kořeny se dařilo „vylámat“ škrabákem. Ty masivnější se podařilo odstranit jen díky otevřenému čelu štítu, kdy většina z nich musela být po částech vyřezávána motorovou pilou (obr. 5).

Práce na ražbách byly dokončeny v dubnu 2015, celkem trvaly zhruba 6,5 měsíce (obr. 6). Ražby byly prováděny v nepřetržitém 24hodinovém provozu od pondělí do pátku. Na víkend bylo prováděno plné zapazení čelby. Osádka štítu je pětičlenná, složená z předáka – operátora, bagristy, řidiče lokomotivy, obsluhy zdvihacího zařízení a vazače. Průměrný dosažený měsíční výkon byl cca 70 bm, špičkový výkon za směnu (11 hod) byl 6 prstenců (3 m).

Mezilehlé šachty byly realizovány jako nasazené. Hloubení bylo prováděno s odstupem cca 20 m po projetí štítu. Po vyhloubení se šachty osadily zdvihacím zařízením a používaly

shaft ŠA-1-04. The shaft had to be shifted by 12m in comparison with the designed place because of the beginning of a directional curve. The shaft bottom was formed to create a “cradle” for the placement of the shield. The cradle was assembled from lining segments reaching up to the middle of the lining ring height. The lining in the upper half of the profile was replaced at the front wall of the pit with a steel load-spreading weldment.

Driving the tunnel on the curve was not successful in the beginning; the shield dangerously approximated the lagoon No.1. Technical measures were adopted by the contractor, the shield advance rate was reduced and the position of the shield was daily measured and assessed by surveyors. Eventually, the shield was successfully rotated, but a directional deviation up to 8m originated. After consulting the designer, the decision was made that the originally designed route of the gallery would be replaced with two compound curves and the new route would copy the originally designed route to a maximum extent. The comparison of the designed route and the really realised route is obvious from Fig. 4. The back analysis of the radius of the first realised curve resulted into the radius of ca 60m. Such a radius is already at the border of possibilities of both the technology and the lining, where mainly the corners of segments are crushed and broken in the location of their contacts. The realistic value of a viable curve radius fluctuates about 100m.

A problem with the increased level of the water table was encountered at the beginning of the tunnel excavation. It appeared at the level ca 0.6m above the mined gallery bottom. The design assumed on the basis of the EG survey that the water table would be lowered by the execution of 18 water boreholes located at the opposite end of the mined section. The new layout of the boreholes and an increase in their quantity by 6 holes, with the total number amounting to 24, were negotiated on the basis of the new information gathered within the framework of the supplementary hydrogeological survey. This measure was already sufficient for the safe course of the work. Fly ash with water penetrated to the gallery when the section along the lagoon was being driven. After reaching agreement with the lagoon operator, the level of the water surface was lowered and, as a result of the hydrostatic head decrease, even this problem was solved.

Another unexpected obstacle to the excavation lied in the presence of remains at the heading, containing roots encountered with the regularity corresponding to the alley above the excavation. Smaller roots could be “broken out” with a scraper. The more massive ones could be removed only thanks to the open front end of the shield, where the majority of the roots had to be cut out with a chain saw (see Fig. 5).

The tunnel excavation was finished in April 2015. In total, it took ca 6.5 months (see Fig. 6). The excavation proceeded in a continuous round-the-clock operation from Monday to Friday. The excavation face was fully braced during weekends. The shield crew of five consisted of a lead miner – the shield operator, excavator operator, locomotive driver, lifting gear operator and loads attaching person. The average monthly advance rate reached ca 70lm, the peak performance per shift (11 hours) was 6 rings (3m).

Intermediate shafts were realised as set-on structures. The excavation was carried out at a distance of ca 20m after the passage of the shield. After the shaft excavation was finished, shafts were set on with the lifting gear and were used as hoisting shafts. In this way the horizontal transport distance in the underground was reduced.

se jako těžní. Tím se zkrátila vodorovná dopravní vzdálenost v podzemí.

Následné vystrojení štoly sklolaminátovým potrubím HOBAS DN 2400 rovněž vyžadovalo zkušenost a důvtip provádějícího personálu. Štola byla po vyražení přesně zaměřena a ve spolupráci s výrobcem potrubí byl zpracován přesný kladecský plán. Podle něj byly vyrobeny individuální kusy potrubí v délkách 1,5–6 m. Nebylo zapotřebí výroby lomových tvarovek. Trouby, které byly řezány s mírným úkosem, byly přesně označeny, aby nemohlo dojít k montáži v nesprávné poloze. Zavážení potrubí bylo realizováno po vybetonované kyneti pomocí upraveného ručního paletovacího vozíku v čele roury a elektrického vysokozdvizného vozíku na druhém konci roury (obr. 7). Pokud došlo k příčnému pootočení roury, musela být před natlačením do hrdla pomocí přípravku a dvojice hydraulických zvedáků ustavena do správné polohy. Po vzdálenostech 3 m byly roury fixovány k ostění štoly prostřednictvím obruče z ploché oceli a navařených rozpěr z betonářské oceli.

Začerpávání cementopopílkovou suspenzí bylo prováděno v úsecích mezi šachtami (cca 150 m). Ve štole byly v předstihu na ostění instalovány z obou krajních šachet dvojice plnicích potrubí (levá i pravá strana mezikružší) z lineárního PE DN 100. Začerpávání bylo prováděno postupně střídavě z obou šachet pomocí pístové pumpy, která vytvářela tlak na výstupním potrubí až 3 MPa a denně se začerpalo cca 80 m³ směsi. Celková spotřeba byla cca 1400 m³, což bylo více oproti předpokládanému množství 1200 m³. Vzniklá nadspotřeba se dá vysvětlit účinkem tlaku pumpy, kdy zřejmě docházelo prostřednictvím otvorů v segmentech ostění (ale i styčnými spárami) k částečnému vytlačení směsi za ostění štoly.



Obr. 6 Vyjetí štítu do koncové šachty ŠA-I-10
Fig. 6 The shield exiting to the end shaft ŠA-I-10



Obr. 5 Odstraňování překážky (kmene stromu) v čelbě štoly
Fig. 5 Removing an obstacle (tree trunk) at the excavation face

The subsequent installation of HOBAS DN 2400 glassfibre reinforced plastic (GRP) tubes in the gallery also required experience and ingeniousness of the operating personnel. After completion of tunnelling, the gallery was precisely surveyed and an accurate tube-laying design was carried out in collaboration with the tube manufacturer. Individual pieces of the tubes at the lengths of 1.5-6m were produced according to the design. The production of fittings for the break points was not required. The tubes which were moderately scarfed were accurately marked so that they could not be installed in an incorrect position. The transport of the tubes inside the tubing proceeded on a concrete cunette using a modified manually-operated pallet-truck at the front end of the tube and an electrical fork lift at the other end of the tube (see Fig. 7). If angular rotation of the tube happened, the tube had to be set to the correct position by means of a pair of hydraulic jacks before being pressed into the tube socket. The tubes were fixed to the gallery lining at 3m intervals by means of a flat steel bar band and stay bars from concrete reinforcement bars welded to it.

Pumping of cement-cinder suspension into the annulus was carried out in the sections between shafts (ca 150m).



Obr. 7 Zavážení potrubí HOBAS DN 2400 do štoly
Fig. 7 Transport of HOBAS tubes DN 2400mm to the gallery



Obr. 8 Osádka před vytaženým štítem

Fig. 8 Tunnelling crew in front of the pulled-out shield

V rámci monitoringu bylo prováděno měření poklesů přesnou nivelací. V předpokládané poklesové kotlině bylo osazeno osm měřicích profilů umístěných kolmo na osu štoly. V každém profilu byly stabilizovány čtyři měřicí body. K největšímu poklesu došlo logicky nad osou štoly, přičemž sednutí povrchu dosahovalo hodnot 50–70 mm, maximální naměřená hodnota činila 98 mm. Velikost poklesu souvisí s nemožností realizace vyplnění prostoru mezi vnějším lícem prstencového ostění a výrubem, protože s posunem štítu docházelo k bezprostřednímu dotlačení horniny na ostění. Vzhledem k umístění štoly v břehu laguny nečinil vzniklý pokles problém a nebylo třeba jej řešit.

ZÁVĚR

Při realizaci této stavby se potvrdilo, jak je důležité pro zamýšlený záměr navrhnout vhodnou technologii. Rovněž se ukázalo, že i zdánlivě překonaná technologie má stále co nabídnout, i když výkonem se nemůže s moderními plně mechanizovanými razicími stroji měřit. Za hlavní přednosti lze uvést poměrně rychlou a ekonomicky méně náročnou mobilizaci, nízkou energetickou náročnost provozu, možnost provádění „různých operací“ na čelbě. Bohužel se stářím technologie stárnou i zkušené osádky. Předání zkušeností mladším generacím je problematické z důvodu spíše ojedinělých příležitostí k použití této technologie. Nicméně bez ohledu na konkrétní typ činnosti, i zde se ukázalo, že nezbytnou podmínkou k úspěšné realizaci je vlastní kvalifikovaný a zkušený personál (obr. 8).

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.,

Ing. ONDŘEJ PAVLÍK, Ph.D., ondrej.pavlik@aquatis.cz, AQUATIS, a.s.,

LUBOMÍR HALFAR, lhalfar@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

*Recenzovali/Reviewed by: Ing. Jaroslav Zlámal
Ing. Karel Franczyk*

Pairs of filling pipelines (left side and right side of the annulus) from linear PE DN 100 were installed in advance on the gallery lining. The annulus was filled in steps, alternately from both shafts, by means of a piston pump producing the pressure in the outlet pipeline up to 3MPa; ca 80m³ of the mixture were pumped every day. The total consumption amounted to 1400m³, which was approximately by 1200m³ more than expected. The overconsumption can be explained by the effect of the pump pressure, where the mixture was probably partially forced behind the gallery lining through openings in the lining segments (but also through head joints).

Surface settlement was measured within the framework of the monitoring by means of precision levelling. Eight measurement profiles oriented perpendicularly to the gallery centre line were installed in the anticipated settlement trough. Four measurement points were stabilised in each profile. Logically, the largest settlement values were measured above the gallery centreline. The surface settlement values reached 50–70mm; the maximum measured value was 98mm. The great magnitude of the settlement is associated with the impossibility to fill the space between the outer surface of the ring lining and the excavation face because of the fact that ground crept and touched the lining immediately after the sheet moved ahead. With respect to the gallery location in the lagoon bank, the originated settlement caused no problem and it was not necessary to deal with it.

CONCLUSION

It was confirmed during the realisation of this construction how important it is for a planned project to design a suitable technology. It also turned out that even a seemingly overcome technology has still got things to offer, even if its performance cannot compete with modern mechanised tunnelling sheets. As the main advantages it is possible to name the relatively quick and economically less demanding mobilisation, low energy demands of the operation, the possibility of carrying out “various operations” at the excavation face. Unfortunately, experienced crews get older with the technology growing old. Passing experience on to younger generations is problematic because the opportunities for the application of this technology are rather rare. Nevertheless, without respect to a particular type of activity, it turned out even in this case that company’s own qualified and experience personnel are a necessary condition for successful realisation (see Fig. 8).

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.,

Ing. ONDŘEJ PAVLÍK, Ph.D.,

ondrej.pavlik@aquatis.cz, AQUATIS, a.s.,

LUBOMÍR HALFAR, lhalfar@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Dokumentace pro provádění stavby. Vodovody a kanalizace Přerov, a. s., únor 2013
- [2] PAVLÍK, O., HRADSKÁ, A. Přerov: výstavba kanalizačních sběračů s napojením Dluhonic a Kozlovic. Stavebnictví, 2015, č. 5
- [3] Webové stránky. Vodovody a kanalizace Přerov, a. s.
- [4] Návod pro obsluhu a údržbu RŠK 3,6. Ingstav Brno 1984
- [5] foto, přílohy – archiv OHL ŽS

VÝSLEDKY VÝZKUMU HYDRAULICKÉHO ŠTĚPENÍ HORNIN

RESULTS OF THE ROCK HYDRAULIC FRACTURING RESEARCH PROJECT

HANA JIRÁKOVÁ, VÁCLAV FRYDRYCH, JAN VINTERA, OTAKAR KRÁSNÝ, MICHAL VANĚČEK

ABSTRAKT

V rámci výzkumného projektu STIROMAS byla testována metoda hydraulického štěpení, která má širokou škálu využití, od podzemního stavitelství až po získávání geotermální energie uložené v hlubokých horninových formacích. Účelem výzkumu bylo ověřit větší účinnost nově vyvinuté metody hydraulického štěpení založené na pulzním buzení tlaku oproti běžně používané metodě s lineárním nárůstem štěpícího tlaku. Za tímto účelem proběhly testy jak v lineárním, tak v pulzním režimu pomocí speciálně vyvinutého zařízení. Pro získání základních poznatků a parametrů vlivu pulzního hydraulického štěpení proběhlo testování obou metod nejprve v laboratorním měřítku na mikrovzorcích tvaru válce o průměru podstavy 96 mm a výšce 200 mm. V této etapě byly srovnávány obě metody hydraulického štěpení na odlišných horninových typech z řad metamorfovaných, vulkanických a magmatických hornin a zároveň na vzorcích standardizovaného betonu jakožto referenčním vzorku. V dalším kroku byly zkoušky realizovány na makrovzorcích, krychlích o větším objemu (1 m^3 a $0,125 \text{ m}^3$), na betonech a vybraných horninových typech testovaných v předešlé etapě. V závěrečné fázi projektu se uskutečnilo testování v in-situ podmínkách v horizontálním vrtu, čímž byla potvrzena použitelnost metody i v reálném horninovém prostředí. Ve všech testovaných měřících byla potvrzena větší účinnost pulzního štěpení oproti lineárnímu a tím potvrzena původní hypotéza projektu.

ABSTRACT

The research project STIROMAS was aimed at testing of hydraulic fracturing method having a wide range of applications, from the underground construction to the exploitation of geothermal energy stored in deep rock formations. The purpose of this research was to verify higher efficiency of the newly developed hydraulic fracturing method based on pulse pressure generation compared to commonly used method based on linear pressure increase. Therefore, series of hydraulic tests was carried out both in the linear and the pulse mode, using an apparatus specially developed for this purpose. In order to obtain the basic knowledge and parameters of the influence of the pulse hydraulic fracturing, both methods were tested first in laboratory scale on micro-samples having a cylindrical shape with base diameter of 96mm and a height of 200mm. At this stage, hydraulic fracturing was tested on different rock types including metamorphic, volcanic and magmatic rocks as well as samples of standardized concrete as a reference sample. Hydraulic tests were in the next step performed on macro-samples, cubic samples of a larger volume (1 m^3 and $0,125 \text{ m}^3$) including concrete and selected rock types tested in the previous stage. The final phase of the project was focused on in-situ tests, in a horizontal borehole, thereby confirming the applicability of the method in the real rock environment. All tested scales confirmed higher efficiency of pulse fracturing compared to linear fracturing and thus confirmed the initial hypothesis of the project.

ÚVOD

Výzkum hydraulického štěpení hornin byl náplní projektu STIROMAS (STimulation of ROck MASSif) – Stimulace horninového masivu pro vytvoření puklinového rezervoáru pro jímání geotermální energie. Náplň a úvodní fáze projektu byly představeny již dříve, a to ve 21. ročníku časopisu Tunel, č. 4/2012. Tento článek je zaměřen na celkové shrnutí výzkumných aktivit a jejich hlavních závěrů.

Metoda hydraulického štěpení představuje netradiční způsob rozrušování hornin bez trhacích prací vedoucí ke zvýšení četnosti puklinové sítě, kterou lze použít jak v podzemním stavitelství, tak při činnostech prováděných hornickým způsobem. V současnosti se o metodě hydraulického štěpení mluví nejen v souvislosti s těžbou břídicového plynu, ale stále častěji v souvislosti s využíváním geotermální energie metodou Hot-Dry-Rock. Aplikace metody Hot-Dry-Rock pro získávání geotermální energie je známá od 70. let 20. století, avšak až do dnešní doby je její praktické uplatnění stále omezené. Ve světě dosud proběhlo několik pokusných projektů, z nichž malá část byla úspěšně převedena do výrobní fáze.

Výzkum byl zaměřen na ověření schopnosti a efektivity vytvořit puklinovou síť hydraulickým štěpením za působení pulzního tlaku a poukázat na rozdíl mezi lineárním a pulzním způsobem hydraulického štěpení. Výzkum zahrnoval jak laboratorní testy v mikroměřítku a v makroměřítku prováděné na různých typech horninových vzorků, tak i výzkum in-situ v podzemní laboratoři štoly Josef. Počty realizovaných hydraulických testů v jednotlivých měřících jsou uvedeny v tab. 1.

INTRODUCTION

The research on rock hydraulic fracturing was subject of the project STIROMAS - STimulation of the ROck MASSif to establish a fracture reservoir for capture of geothermal energy in the hot-dry-rock system. The focus of the project as well as the initial stage of the project was introduced earlier, in Tunel magazine, volume 21, No. 4/2012. This article aims at summarizing the research activities and main conclusions.

Method of hydraulic fracturing represents unconventional method of rock massif fracturing without use of explosives that is used to enhance the fracture network density commonly used in underground construction industry or for works using mining techniques. The method of hydraulic fracturing is nowadays commonly discussed not only in the context of shale gas exploitation but also in the context of geothermal energy exploitation using hot-dry-rock (HDR) technology. Although the application of the HDR has been known since 70's of the 20th century, the commercial use is nowadays still very limited. A few experimental projects have been carried out throughout the world, only few of them were turned over the production phase.

The research was led to verify the ability and efficiency of the fracture network development by hydraulic fracturing method using pulse pressure and identify the difference between linear pressure development and application of pulse pressure during the hydraulic stimulation. The research included laboratory tests in micro-scale and macro-scale on various rock types as well as in-situ tests in the Josef underground laboratory. The amount of executed hydraulic tests at each scale is given in Table 1.

Tab. 1 Přehled testovaných vzorků a hydraulických zkoušek
Table 1 Overview of tested samples and hydraulic tests

Horninový typ Rock type	Původ vzorku Sample origin	Počet hydraulických zkoušek Number of hydraulic tests	Mikrovzorky Micro-samples	Makrovzorky Macro-samples	In-situ
Metamorfity / Metamorphic rocks					
Pararula kvarcitická / Quartzite paragneiss	Těchobuz		11	-	-
Pararula migmatická / Migmatite paragneiss	Bílkovice	11	4	-	
Spilit / Spillite	Sýkořice	12	-	-	
Ortorula / Orthogneiss	Předklášteří	7	-	-	
Amfibolit / Amphibolite	Markovice	11	4	-	
Magmatity / Magmatic rocks					
Granit / Granite	Mokrsko – štola Josef	13	-	-	-
	Panské Dubenky		11	8	
Vulkanity / Volcanic rocks					
Ryolit / Rhyolite	Malé Žernoseky	10	4	-	
Bazalt / Basalt	Dobkovičky	12	-	-	
Dacit / Dacite	Mokrsko – štola Josef	13	-	5	
Referenční vzorek / Reference sample					
Beton / Concrete		Subterra a. s.	11	4	
Celkem / Total		122	24	5	

POUŽITÁ TECHNOLOGIE

V průběhu řešení výzkumného projektu STIROMAS byla vyvíjena odpovídající technologická zařízení k provádění testů hydraulického štěpení hornin v jednotlivých měřících, tj. mikrovzorků, makrovzorků a v prostředí in-situ (obr. 1). Štěpící zařízení je schopno řízeně působit hydraulickým tlakem, udržovat ho na zvolené úrovni a aplikovat pulzy o zvolené amplitudě a frekvenci. Pro přívod štěpící kapaliny je do geometrického středu zkoušeného vzorku realizován centrický předvrt, který je odcloněn stínicí trubičkou tak, aby k tlakování vzorku docházelo pouze ve vnitřní oblasti. V případě zkoušek mikrovzorků byla záměrem též simulace skutečných napjatostních podmínek horninového masivu, které umožňovala tlaková komora, do které byl vzorek umístěn (obr. 1).

Zařízení generující hydraulický tlak pro zkoušky mikrovzorků se skládá z hydraulického zdroje statického a pulzního tlaku, řídicího a napájecího rozvaděče a provozního zásobníku zdroje vody. Zařízení je vybaveno snímacími a záznamovými prvky, které umožňují kontinuální sledování a záznam údajů probíhající zkoušky v intervalu 0,5–1 s. Zařízení umožňuje zatěžování pracovním hydraulickým tlakem do úrovně 45 MPa a konstantním tlakem na plášť vzorku až 12,5 MPa. Tlak je možno kdykoli během zkoušení snížit na 0 MPa. Systém je doplněn o generátor pulzů o amplitudě cca 5 MPa s nastavitelnou frekvencí pulzů.

Zařízení použité pro testy in-situ sloužilo k vytvoření hydraulického tlaku a vyvolávání hydraulických rázů v prostředí vyplněném tlakovou vodou. Zařízení pro testy in-situ umožňuje regulovatelný nárůst tlaku a udržování na konstantní hodnotě až do cca 45 MPa. Zařízení je navíc doplněno generátorem tlakových pulzů s možností nastavení požadované frekvence a hydraulickým systémem s regulovatelným průtokem vody hodnoty min. 0,1 l/s.

APPLIED TECHNOLOGY

It was necessary to develop the appropriate technology to be used for hydraulic fracturing tests at each scale, i.e. micro-samples, macro-samples and in-situ (Fig. 1). The technology for hydraulic fracturing enables to develop a hydraulic pressure in a controlled manner, keep the pressure on the particular level and apply pulses with adjustable amplitude and frequency. A centric bore was drilled in the geometric centre of each tested sample in order to provide the supply of the hydraulic fluid into the sample. This centric bore was equipped with a tube ensuring the pressuring in the very inner part of the sample. Moreover, the micro-sample testing was enriched by simulation of real stress conditions using the pressure chamber in which the sample was placed (Fig. 1).

The apparatus generating the hydraulic pressure applied for micro and macro-samples consists of hydraulic source of static and pulse pressure, main and supplying distribution board and operational water reservoir. The apparatus is equipped by captors and recording components enabling continuous data monitoring and recording during the fracturing test in the interval 0.5–1s. The apparatus is designed to develop working pressure up to 45MPa and constant pressure on the sample mantle up to 12.5MPa. The pressure can be lowered to 0MPa at any time. The whole system is enriched by pulse generator with the amplitude of 5MPa and adjustable frequency.

The apparatus used for in-situ tests was adjusted for generation of hydraulic pressure and pulses in the environment saturated with pressure water. The apparatus enables a controllable pressure increase and keep the pressure on a constant level up to approx. 45MPa. Additionally, the apparatus includes the pulse generator with the setting option for required frequency and hydraulic system with controllable flow rate with min. value of 0.1L/s. The apparatus equipment enables to monitor working regimes including record on computing technology for further processing.



Obr. 1 Zařízení použité pro testování mikrovzorků a makrovzorků s tlakovou komorou pro usazení mikrovzorku (vlevo) a zařízení použité pro testování in-situ (vpravo)
Fig. 1 Apparatus applied for micro and macro-sample testing with pressure chamber for the micro-sample emplacement (left) and for testing in-situ

Výbava zařízení umožňuje sledovat průběh pracovních režimů včetně záznamu na výpočetní technice pro další zpracování.

Nezbytným hlediskem pro vlastní konstrukci byla jednak bezpečnost obsluhy a také pracovní prostředí při nasazení zařízení v podzemních dílech. Zařízení bylo používáno v podzemních prostorách štoly Josef, a tedy bylo nutné, aby splňovalo vlastnosti pro použití v podzemí ve smyslu vyhlášky 55/1996 Sb.

HYDRAULICKÉ ŠTĚPENÍ NA MIKROVZORCÍCH

Pro výzkum mikrovzorků byly vytvořeny sady vzorků od jednotlivých vybraných geotypů v jednotné geometrii válce o průměru 96 mm a výšce 200 mm. Část vzorků byla použita pro standardní laboratorní testování geomechanických parametrů jednotlivých geotypů s cílem popsat pevnostně-deformační parametry a umožnit následnou korelaci těchto parametrů se zjištěnými štěpnými pevnostmi. Část vzorků byla použita pro zkoušky hydraulickým štěpením, a to jak v lineárním režimu, tak v pulzním režimu působení tlaku. Testováno bylo celkem 10 horninových typů a referenční vzorek prostého betonu třídy C30/37.

Metodika testování mikrovzorků byla rozdělena do tří částí:

1. První část zahrnuje úvodní štěpící zkoušku, která slouží k určení hodnoty 1. iterace kritického tlaku Q_{crit} , která byla dále použita pro návrh průběhu lineární zkoušky. Úvodní štěpící zkouška probíhá při komorovém tlaku $P_1 = 2,5$ MPa

The necessary aspect for the device construction itself was the safety during operation and also the apparatus emplacement in underground spaces. The technology was used in the Josef underground laboratory and therefore the Decree No. 55/1996 Coll. had to be fulfilled.

HYDRAULIC FRACTURING OF MICRO-SAMPLES

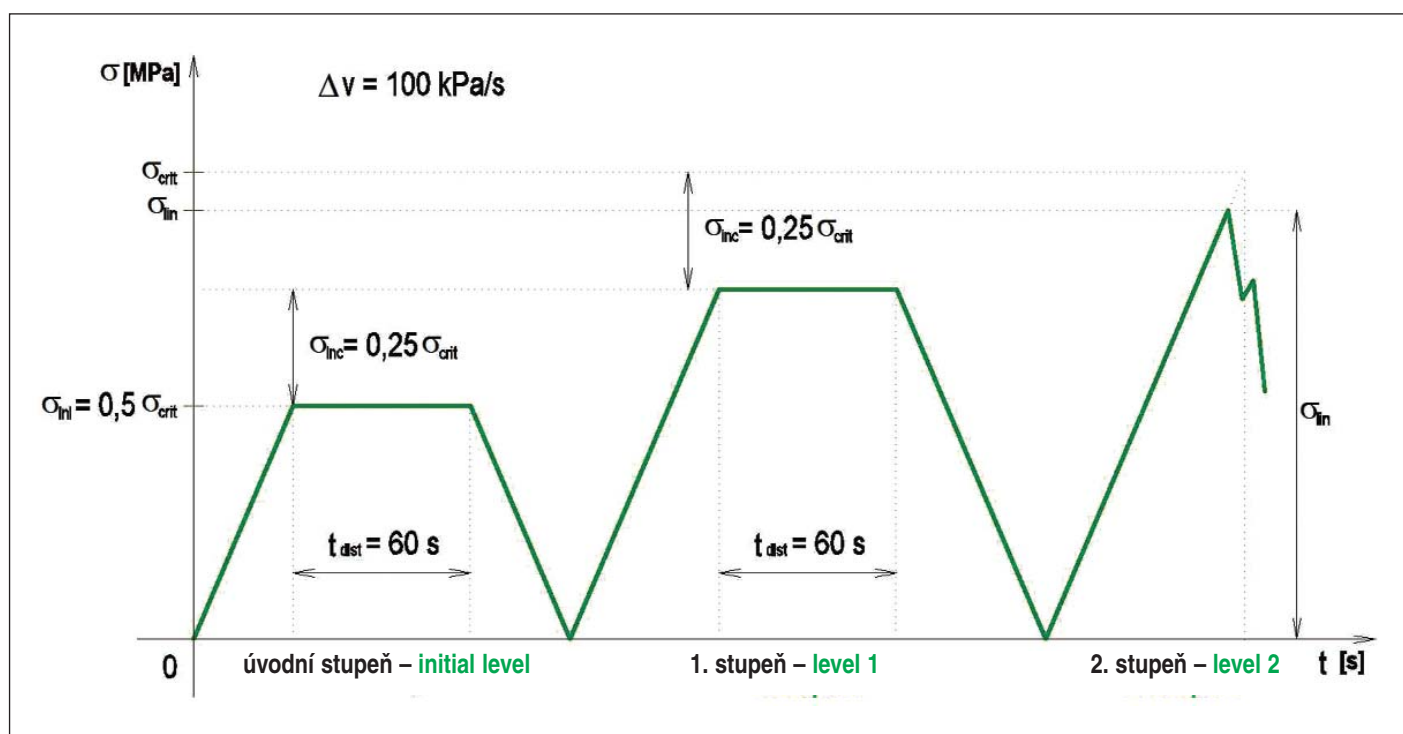
Sets of samples from different rock types were prepared for testing in micro-scale. All samples were cylindrical with diameter of 96mm and height 200mm. Part of the samples were used for standard laboratory testing of geomechanical parameters of individual rock types with the aim to describe stress-strain parameters and enable their subsequent correlation with detection of fracturing strength. The other part of samples was used for hydraulic testing both in linear and pulse pressure regime. Ten different rock types and a concrete sample of the C30/37 class were tested.

Methodology of micro-sample testing was divided into three phases:

1. The first phase included the initial fracturing test to determine the value of 1st critical pressure iteration Q_{crit} that was further used for designing of linear test. The initial fracturing test was executed under background pressure $P_1 = 2,5$ MPa (simulating natural geostatic stress effecting the rock at the experimental site, corresponding to 100m of overlying rock formation) and constant linear pressure increase with the velocity 0,1MPa/s

Tab. 2 Přehled výsledků hydraulického štěpení mikrovzorků
Table 2 Overview of hydraulic fracturing results for micro-samples

Horninový typ Rock type	Prostý tlak Simple compression [MPa]	Příčný tah Lateral tension [MPa]	Q [MPa]	
			Lineární Linear	Pulzní Pulse
Pararula kvarcitická / Quartzite paragneiss	103,6 / 103.6	8,38 / 8.38	26,5 / 26.5	20,28 / 20.28
Pararula migmatická / Migmatite paragneiss	68,1 / 68.1	4,4 / 4.4	14,27 / 14.27	10,2 / 10.2
Ryolit / Rhyolite	46,6 / 46.6	4 / 4	18,93 / 18.93	16,91 / 16.91
Spilit / Spillite	104,9 / 104.9	7,2 / 7.2	14,91 / 14.91	13,77 / 13.77
Dacit / Dacite	169,5 / 169.5	9,1 / 9.1	22,84 / 22.84	17,21 / 17.21
Granit / Granite – Panské Dubenky	159,75 / 159.75	8,1 / 8.1	15,77 / 15.77	13,8 / 13.8
Amfibolit / Amphibolite	174,3 / 174.3	11,1 / 11.1	16,24 / 16.24	12,13 / 12.13
Granit / Granite Mokrsko – štola Josef	115,52 / 115.52	6,48 / 6.48	15,93 / 15.93	14,64 / 14.64
Bazalt / Basalt	182,93 / 182.93	6,63 / 6.63	17,98 / 17.98	17,37 / 17.37
Ortorula / Orthogneiss	124,7 / 124.7	13,48 / 13.48	20,12 / 20.12	17,6 / 17.6
Beton / Concrete	41,5 / 41.5	2,5 / 2.5	14 / 14	12,8 / 12.8



Obr. 2 Typový průběh pulzní štěpící zkoušky mikrovzorků
Fig. 2 Design of pulse fracturing test micro-samples

(simulující přirozené geostatické napětí působící na horninu v místě výzkumu, odpovídá cca 100 m nadloží skalních hornin), za konstantní rychlosti lineárního nárůstu tlaku 0,1 MPa/s, až do porušení vzorku. Porušení vzorku je indikováno prokazatelným propojením a tlakovým ovlivněním hydraulických systémů komorového a štěpícího pracovního tlaku.

2. Druhá část zahrnuje provedení lineární štěpící zkoušky pro určení lineárního štěpícího tlaku Q_{lin} . Návrh průběhu lineární štěpící zkoušky se přímo odvíjí z hodnot Q_{crit} získaných během úvodní štěpící zkoušky. V ideálním případě je lineární štěpící zkouška rozdělena do tří stupňů lišících se navzájem úrovněmi působení pracovního tlaku na zkoušený vzorek. Úvodní stupeň je definován na hodnotě $0.5 Q_{\text{crit}}$, stanovené z úvodní štěpící zkoušky. První stupeň je zvýšen o dalších $0.25 Q_{\text{crit}}$ a shodným způsobem se postupuje při třetím stupni vůči druhému.
3. Poslední část pak zahrnuje provedení pulzní štěpící zkoušky, která slouží k určení hodnoty pulzního štěpícího tlaku Q_{pulse} . Průběh pulzní štěpící zkoušky je totožný s lineární štěpící zkouškou. Pouze na částech zkoušky s působením konstantního pracovního tlaku je aplikováno pulzní působení tlaku (obr. 2).

V případě pulzních zkoušek bylo zjištěno, že k porušení mikrovzorků dochází při nižších tlacích než v případě lineárních zkoušek – štěpné pevnosti jsou tedy nižší. Etapa zkoušení mikrovzorků byla statisticky nejbohatší část výzkumného úkolu (více než 120 testovaných vzorků), což umožnilo statistické zpracování datových souborů s dostatečnou vypovídací schopností. Ze statistického zhodnocení vyplývá, že u všech zkoušených geotypů jsou hodnoty lineárních štěpných tlaků v průměru o 18 % vyšší než tlakové úrovně u pulzního způsobu namáhání mikrovzorků (obr. 3).

HYDRAULICKÉ ŠTĚPENÍ NA MAKROVZORCÍCH

Výběr horninových reprezentantů makrovzorků byl zaměřen na identické horninové typy ze stejných lokalit, které byly zkoušeny v mikroměřítku (tab. 1). Makrovzorky měly geometrii krychlí či kvádrů o objemu 0.125 m^3 (rozměr cca $0.5 \times 0.5 \times 0.5 \text{ m}$) a 1 m^3 (rozměr cca $1 \times 1 \times 1 \text{ m}$). Účelem etapy zkoušení makrovzorků bylo teoretické propojení etapy mikrovzorků a zkoušek v in-situ prostředí. Objem makrovzorků je již natolik veliký, že až

until the rupture of the sample, i.e. until the fracture develops. The sample fracturing is indicated by provable interconnection and pressure influence of hydraulic systems of background and fracturing working pressure.

2. The second phase included execution of linear fracturing test in order to determine linear fracturing pressure Q_{lin} . Design of the linear test was based on Q_{crit} values acquired in the previous phase of the initial test. Optimally, the linear fracturing test was divided into three steps distinguished by different levels of developed working pressures on the sample. Initial step was defined at the level $0.5 Q_{\text{crit}}$. Next step was increased by $0.25 Q_{\text{crit}}$ and the same method was applied for the following step.
3. The third phase represented a pulse test used for determination of pulse fracturing pressure Q_{pulse} . The progress of the pulse test was identical with the linear test with the difference that the sections with constant pressure were replaced by application of pulses (Fig. 2).

It was observed that during pulse fracturing test the development of fractures in micro-samples occurs at lower pressures than in the case linear tests – fracturing strengths were lower. Micro-sample testing was statistically the most representative testing of the whole research project (more than 120 samples tested) leading to reliable statistical interpretation of data sets with sufficient reliability. Statistic shows that all tested rock types revealed during linear testing fracturing pressure level higher by 18% compared to pulse pressuring of micro-samples.

HYDRAULIC FRACTURING ON MACRO-SAMPLES

Selection of rock representative macro-samples was aimed at identical rock types that were tested in micro-scale from identical sampling sites (Table 1). Macro-samples were of cubic or cuboid shape having volume 0.125 m^3 (approx. $0.5 \times 0.5 \times 0.5 \text{ m}$) and 1 m^3 (approx. $1 \times 1 \times 1 \text{ m}$). The purpose of the macro-sample testing was a theoretical connection between the phase of micro-samples and in-situ. The volume of macro-sample was generally so significant that rocks revealed system of natural fracturing definitely predisposed and being the weakest point of the sample. This was the reason to include a set of concrete macro-samples representing a homogenous etalon without natural fracturing factor.

Design of hydraulic test for macro-samples was similar to design of micro-sample tests. Pressure levels were selected with smaller pressure differences between the levels compared to the micro-sample testing. The constant pressure level duration was for both linear and pulse tests 180s. The pulse frequency was set at 1Hz and the

na výjimečné geotypy obsahují jednotlivé bloky systém přirozené puklinatosti, který je jednoznačně predisponovaným a oslabeným místem. Z tohoto důvodu byly do testování zařazeny i sady makrovzorků z prostého betonu, které měly posloužit jako homogenní etalon nezatížený faktorem přirozené strukturní puklinatosti.

Zatěžovací křivka zkoušek makrovzorků byla navržena podobně jako u zkoušek mikrovzorků. Jednotlivé zatěžující stupně byly oproti zkouškám u mikrovzorků zvoleny s menším tlakovým rozdílem mezi jednotlivými stupni. Doba držení tlaku při jednotlivých stupních jak pro lineární, tak pulzní zkoušku byla stanovena na 180 s. Frekvence pulzace byla 1 Hz a amplituda pulzu v optimálním případě dosahovala maximálně poloviny hodnoty rozdílu mezi jednotlivými stupni. Pro pokročilé způsoby vyhodnocení zkoušek byly měřeny akustické emise vznikající při porušování makrovzorků v průběhu jejich hydraulického štěpení.

Za účelem ověření míry rozvolnění horninových a betonových makrovzorků hydraulickým štěpením byly na každém vzorku provedeny dvě série vodních tlakových zkoušek, a to před a po hydraulickém štěpení.

Etapa zkoušení makrovzorků nebyla statisticky tak bohatá jako etapa zkoušení mikrovzorků (24 testovaných makrovzorků), což umožnilo statistické zpracování datových souborů pouze s omezenou vypovídací schopností. V případě betonů statistické vyhodnocení zkoušek na makrovzorcích ukázalo, že účinnost pulzního štěpení je také o cca 18 % vyšší oproti lineárnímu způsobu. V případě horninových typů byly výsledky významně ovlivněny existujícím systémem tektonických diskontinuit, který na relativně malém statistickém souboru odchýlil průměrnou výhodnost pulzního štěpení oproti lineárnímu na hodnotu 8 %. Pokud se vezmou v potaz pouze tektonicky neporušené geotypy (granity, rhyolity), tak hodnoty účinnosti se pohybují na stejné hodnotě 18 %. Tento závěr nepřímě podporují i výsledky provedených vodních tlakových zkoušek makrovzorků. Ve většině případů bylo hydraulickým štěpením dosaženo vyšší hodnoty propustnosti vzorku v pulzním režimu zkoušek.

HYDRAULICKÉ ŠTĚPENÍ IN-SITU

Hlavním cílem in-situ štěpících zkoušek bylo ověření účinnosti pulzního způsobu štěpení v reálném horninovém prostředí. Geometrické a napjatostní uspořádání pokusného pracoviště je velmi blízké podmínkám v reálném vrtu. Zkoušky in-situ byly realizovány v prostředí vulkanických metamorfovaných hornin – dacitů v rozrážce SP4 v podzemní laboratoři Josef. K vlastnímu hydraulickému štěpení byl vyvrtán horizontální vrt ST-2. V jeho okolí byly realizovány 4 horizontální monitorovací vrty. Všechny vrty mají délku 5 až 10 m a průměr 102 mm. Do monitorovací sítě byl přidán i již existující ložiskový průzkumný vrt s hloubkou více než 100 m. Pozice vrtů je zřejmá z obr. 4.

Pro ověření stavu vrtů, puklinatosti horninového masivu a dalších parametrů byla ve vrtech provedena akustická karotáž, kamerové sondování a vodní tlakové zkoušky.

Do vnitřku vrtu ST-2 byl osazen dvojitý pakr, který zajistil působení štěpícího tlaku jen na dílčí úsek vrtu o délce 25 cm.

pulse amplitude reached in the ideal case maximally half of the difference value between the levels. Moreover, the measurement of acoustic emissions originating during the hydraulic fracturing was carried out for advanced interpretation.

Each sample was subjected to two series of water pressure tests – before and after the hydraulic fracturing tests in order to verify the degree of rock / concrete samples fracturing caused by hydraulic stimulation.

The phase of macro-sample tests was not as statistically rich as the phase of micro-samples (24 samples tested). This enabled the statistical data processing only with limited reliability. However, the statistical processing of concrete macro-samples data shows that the efficiency of pulse pressuring was approx. by 18% higher compared to linear pressuring which corresponds to results of micro-scale testing. Results from rock types were significantly influenced by existing system of tectonic discontinuities considerably affecting the advantageousness of pulse fracturing compared to linear fracturing, the value of pulse fracturing efficiency was 8%. However, considering those rock types with no pre-existing tectonic fractures (granites, rhyolites), the efficiency reached again value of 18%. This conclusion could be indirectly supported by results acquired from water pressure tests on macro-samples. In most cases, higher permeability was reached by hydraulic pressuring in pulse regime.

HYDRAULIC FRACTURING IN-SITU

Principle objective of in-situ hydraulic test was to verify the method of pulse hydraulic fracturing in real rock environment. Geometrical and stress configuration of the experimental workplace is near to conditions in a borehole. In-situ tests were carried out in volcanic metamorphic rocks – dacites in SP4 side drift in Josef underground laboratory, in the central horizontal borehole ST-2. Four more horizontal boreholes were drilled for monitoring purposes around the central borehole. All boreholes were 5–10m deep having a diameter 102mm. Old existing deposit borehole 100m deep was added to the monitoring system. Position of boreholes is displayed in Fig. 4.

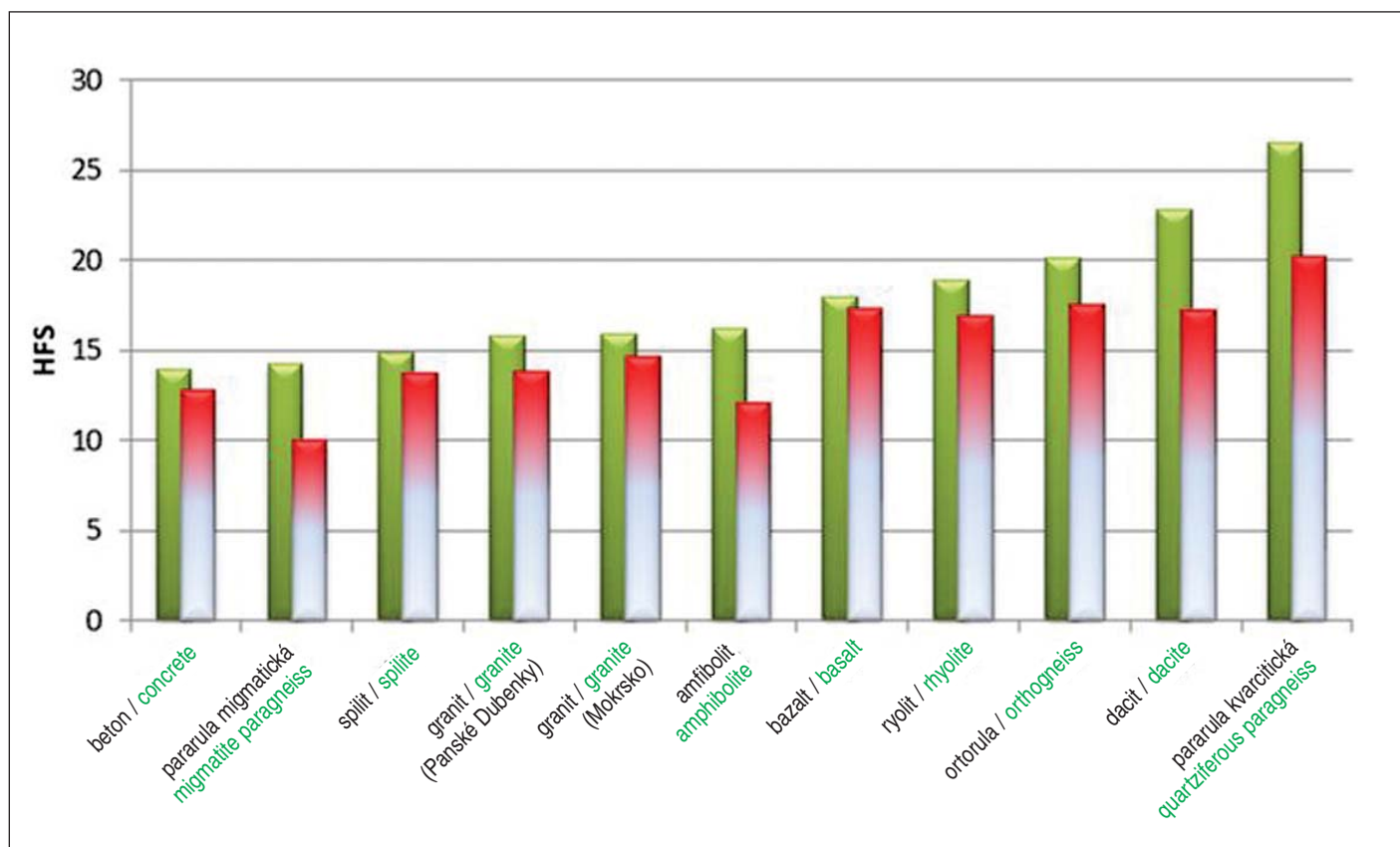
A set of measurements such as acoustic logging, TV-camera and water pressure tests was carried out in boreholes in order to verify borehole technical conditions, rock massif pre-existing fracturing and other parameters.

The inner part of the ST-2 borehole was equipped by double packer ensuring the effect of the fracturing pressure on the partial part of borehole in the length of 25cm. The apparatus enabled to monitor and record the working pressure development, temperature and flow rate of the fracturing fluid during the experiment. Surrounding monitoring wells were at the well mouth sealed with a simple packer with pressure sensors allowing the detection of pressure fracturing fluid in wells.

Methodology of hydraulic fracturing tests in-situ was developed on the basis of experiences gained during the experiments in micro and macro-scale. The design of the in-situ test is based on designs of previous micro and macro-sample tests. Pressure levels correspond to test of dacite during micro-sample testing as these rocks were identical rock type with rock massif in Josef underground laboratory and the

Tab. 3 Přehled výsledků hydraulického štěpení makrovzorků
Table 3 Overview of hydraulic fracturing results for macro-samples

Horninový typ Rock type	Prostý tlak Simple compression [MPa]	Příčný tah Lateral tension [MPa]	Q [MPa]	
			Lineární Linear	Pulzní Pulse
Pararula migmatická / Migmatite paragneiss	68,1 / 68.1	4,4 / 4.4	11,35 / 11.35	12,99 / 12.99
Amfibolit / Amphibolite	46,6 / 46.6	4 / 4	8,53 / 8.53	9,16 / 9.16
Granit nealterovaný / Granite – not altered	159,75 / 159.75	8,1 / 8.1	9,9 / 9.9	6,3 / 6.3
Granit alterovaný / Granite – altered	159,75 / 159.75	8,1 / 8.1	10,8 / 10.8	9 / 9
Ryolit / Rhyolite	174,3 / 174.3	11,1 / 11.1	7,42 / 7.42	5,62 / 5.62
Beton / Concrete	41,5 / 41.5	2,5 / 2.5	7,48 / 7.48	5,76 / 5.76



Obr. 3 Vyhodnocení lineárních (zeleně) a pulzních (červeně) štěpných pevností (HFS – Hydraulic Fracture Strength) jednotlivých geotypů na mikrovzorcích
Fig. 3 Interpretation of linear (green) and pulse (red) fracturing strengths (HFS – Hydraulic Fracture Strength) of different rock types on micro-samples

Zařízení umožnilo sledování a záznam průběhu pracovního tlaku, teploty a průtoku štěpící kapaliny během zkoušky. Okolní monitorovací vrtly byly u svého ústí utěsněny jednoduchými pakry s tlakovými čidly umožňující detekci a záznam průniku tlakové štěpící kapaliny do některého z těchto vrtů.

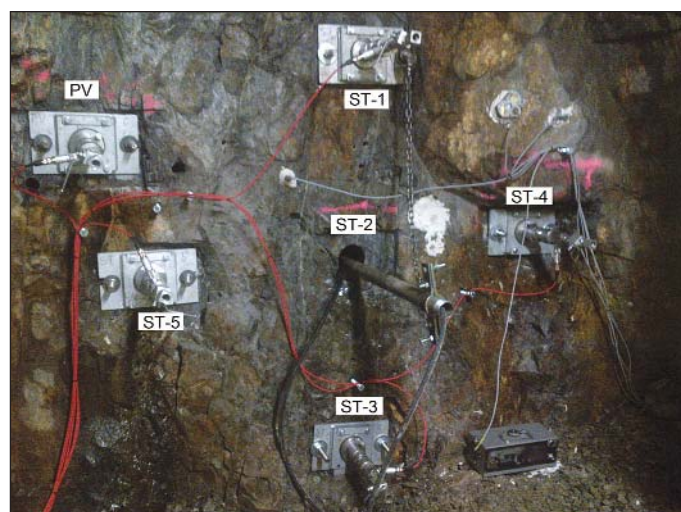
Metodika hydraulických štěpících zkoušek v prostředí in-situ byla vyvinuta na základě zkušeností se štěpením mikrovzorků a makrovzorků získaných v předchozích etapách projektu. Návrh tlakové křivky průběhu zatěžování vrtu vychází z tlakových křivek mikrovzorků a makrovzorků. Tlakové úrovně jsou obdobné jako u zkoušek mikrovzorků metadacitů, a to vzhledem k použití identického geotypu a aplikaci komorového napětí 2,5 MPa, které se shoduje s teoretickými předpoklady geostatického napětí v horninovém masivu v oblasti rozrážky SP-4. Částečná modifikace průběhu zkoušky umožnila současné odzkoušení obou typů štěpení (pulzní, lineární) na jednom testovaném úseku. Tlaková křivka je zobrazena na obr. 5.

V rámci testování metody pulzní hydraulické štěpící zkoušky v in-situ prostředí bylo provedeno na vrtu ST-2 celkem 5 zkoušek v hloubkovém intervalu vrtu od 4,4 do 7,8 m. Hloubkové intervaly byly vybrány na základě výsledků vodních tlakových zkoušek v místě nejmenšího porušení horniny a na základě geomechanického modelování šíření tlakových projevů v horninovém masivu.

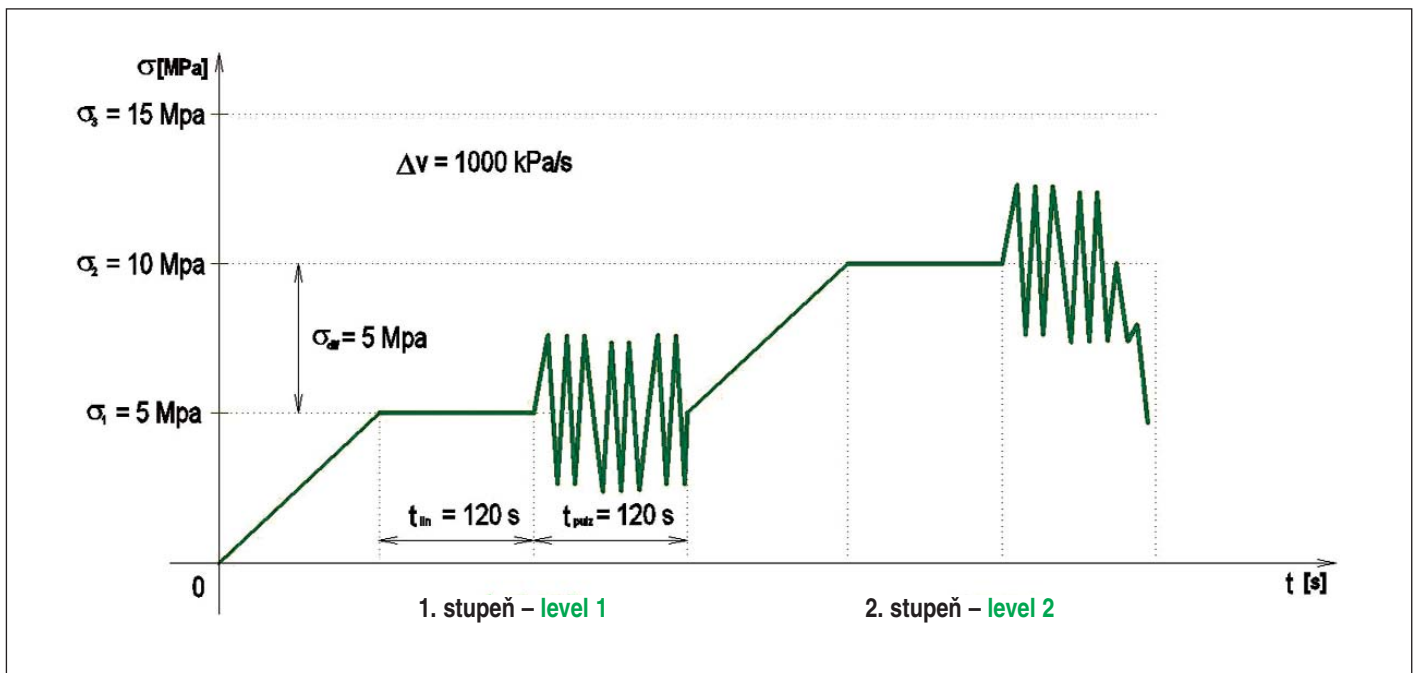
Naměřená data z vlastního štěpení, ověřovacích hydraulických zkoušek, geofyzikálních a ostatních metod prokazují, že in-situ hydraulická štěpící zkouška byla úspěšná. Během první hydraulické štěpící zkoušky s upnutým pakrem v hloubce 4,4 m došlo k porušení horninového prostředí v okolí středového vrtu. Následná další zkouška v téže intervalu potvrdila předpoklad vzniku nebo rozšíření poruch. Při třetím měření v hloubce 7,2 m byl při nárůstu tlaku na první úroveň zaznamenán zvýšený průtok a vizuálně zjištěn výtok z vrtu ST-2. O úspěšném rozrušení horninového prostředí svědčí průběh čtvrté zkoušky v hloubce 7,8 m. Velmi pozitivním výsledkem byl zaznamenaný nárůst tlaku v monitorovacích vrtech. Nárůst tlaku byl totiž zaznamenán nejen

chamber pressure 2.5MPa was applied during the micro-sample testing of dacites corresponding to stress conditions in the Josef gallery. The testing methodology was partially modified by including both fracturing types (linear and pulse) at one tested borehole interval – hybrid test. The design of in-situ test is displayed in Fig. 5.

Five hydraulic fracturing tests were executed in total inside the ST-2 borehole in the framework of in-situ testing. All tests were carried out within interval from 4.4–7.8m. Depth intervals were selected following the results of water pressure tests indicating sections with minimal natural fracture porosity and following the results of geomechanical modeling of the pressure distribution in the rock massif.



Obr. 4 Zkouška in-situ – organizace sestavy vybavených vrtů. Uprostřed středový vrt ST-2 s dvojitým pakrem. Okolní vrtly monitorovací jsou osazeny jednoduchými pakry a měřícími čidly
Fig. 4 In-situ test – setting of equipped boreholes. Centre borehole ST-2 equipped with double packer and surrounding monitoring wells equipped with single packers and measuring sensors

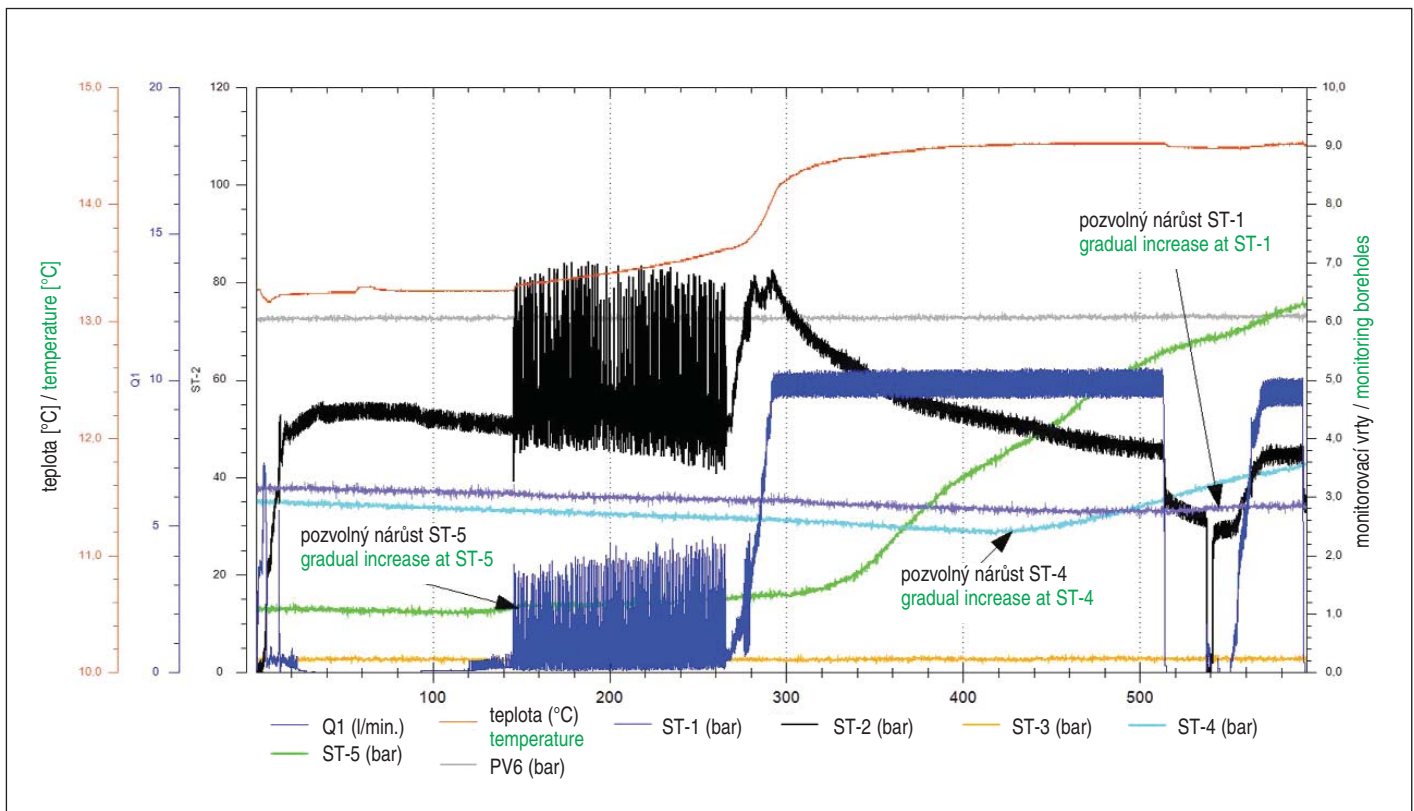


Obr. 5 Typový průběh hybridní štěpící zkoušky in-situ
Fig. 5 Design of hybrid fracturing test in-situ

ve vrtu ST-5, který má shodnou délku 10 m jako vrt štěpící (ST-2), ale i ve vrtech ST-4 a ST-1, jejichž hloubky jsou pouze 5 m (obr. 6). Poslední páté měření v hloubce 5,5 m naznačilo, že tato oblast může být rozrušena již ze zkoušky první. Při nárůstu tlaku na první úroveň došlo ke zvýšení průtoku a zároveň k nárůstu tlaku v monitorovacích vrtech ST-5 a ST-4.

Během hydraulických štěpících zkoušek in-situ došlo k porušení horninového prostředí v okolí středového vrtu a vzniku nových nebo rozšíření stávajících poruch. Rozvoj těchto poruch byl dokumentován nárůstem tlaku v okolních monitorovacích vrtech.

Measured data acquired from the fracturing, control hydraulic tests, geophysical and other methods confirmed that the in-situ hydraulic fracturing test was successful. The first hydraulic test with the packer position in 4,4m resulted in rock fracturing around the central borehole. Following test with the same packer position confirmed the assumption of the fracture generation or intensification. Increased flowrate and the outflow from ST-2 borehole were recorded during the third measurement in 7,2m during the pressure increase to the first level. A great success of fracturing was also evident during the fourth test in the depth of 7,8m where newly generated fractures reached surrounding monitoring boreholes which is the interpretation of the pressure increase in boreholes ST-5 (depth 10m), ST-1 and ST-4 (depth of both is 5m) (Fig. 6). Last measurement was done in 5,5m and suggested that this area



Obr. 6 Záznam in-situ hydraulické zkoušky č. 4
Fig. 6 Record of in-situ hydraulic test no. 4

ZÁVĚR

V rámci výzkumného projektu STIROMAS byly úspěšně realizovány série hydraulických štěpících zkoušek. Za účelem porovnání nově vyvinuté metody hydraulického štěpení s pulzním buzením tlaku s běžně používanou metodou s lineárním nárůstem štěpícího tlaku byly realizovány zkoušky ve dvou odlišných režimech, a to lineárním a pulzním.

Pro získání základních poznatků a parametrů vlivu pulzního hydraulického štěpení proběhlo testování obou metod nejprve v laboratorním měřítku na mikrovzorcích. V této etapě byly srovnávány obě metody hydraulického štěpení na 10 odlišných horninových typech z řad metamorfovaných, vulkanických a magmatických hornin a zároveň na vzorcích standardizovaného betonu jakožto referenčním vzorku s přesně definovanými fyzikálními charakteristikami.

V dalším kroku byly hydraulické štěpící zkoušky realizovány na stejných horninových typech s větším rozměrem (makrovzorcích). Tato etapa sloužila jako přechod mezi ryze laboratorním testováním a testováním v in-situ podmínkách, které se uskutečnilo v závěrečné fázi projektu v horizontálním vrtu.

Cílem výzkumného úkolu bylo ověření účinnosti metody hydraulického rozrušování horninového masivu in-situ a ověřením rozdílu v efektivitě mezi lineárním a pulzním způsobem štěpení horniny. Lze říci, že vyšší účinnost pulzního způsobu štěpení hornin se potvrdila v mikro- i makroměřítcích i v in-situ prostředí. V testovaných intervalech zkušební vrtu bylo dosaženo znovuotevření stávajících puklin i vytvoření puklin nových. V případě zkoušek mikrovzorků a neporušených makrovzorků byla ověřena vyšší účinnost pulzního štěpení oproti lineárnímu způsobu o cca 18 %. Vzhledem k omezenému počtu testovaných intervalů vrtu při zkouškách in-situ nelze dobře kvantifikovat výhodnost pulzního štěpení ve srovnání s lineárním štěpením a potvrdit jeho statistickou významnost. Na výhodnost pulzního štěpení ale poukazuje fakt, že při realizovaných zkouškách in-situ došlo v daném hloubkovém intervalu vrtu k porušení v pulzním režimu, a nikoli v režimu lineárního nárůstu tlaku.

Poděkování

Výzkumný projekt byl realizován za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu (ev. č. FR-TI3/523) v letech 2011–2014. Na řešení projektu spolupracovali následující organizace: GEOMEDIA s.r.o. (koordinátor), ARCADIS CZ a.s., ČVUT v Praze, Fakulta stavební, ISATech, s.r.o., Subterra a.s.

Mgr. HANA JIRÁKOVÁ, Ph.D.,
hana.jirakova@geomedia.cz,

Mgr. VÁCLAV FRYDRYCH, vaclav.frydrych@geomedia.cz,
GEOMEDIA s.r.o.,

Ing. JAN VINTERA, jvintera@subterra.cz, Subterra a.s.,
Ing. OTAKAR KRÁSNÝ, otakar.krasny@arcadis.cz,

ARCADIS CZ a.s.,
Mgr. MICHAL VANĚČEK, vanecek@isatech.cz,
ISATech, s.r.o.

Recenzovali: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Ing. Milan Brož, ČSc.

had been already fractured from the previous measurements. Flowrate and pressure increase in ST-5 and ST-4 was recorded during the pressuring.

The hydraulic fracturing in-situ caused development of new fractures or enhancement of existing fractures in the rock environment around the central borehole. Development of these fractures was documented by the pressure increase in surrounding monitoring wells.

CONCLUSION

A set of hydraulic tests was successfully carried out in the framework of the STIROMAS research project. Experiments in two different regimes, i.e. linear and pulse were executed in order to compare newly developed method of hydraulic fracturing with pulse pressure generation with commonly used linear pressuring method.

Both methods were initially tested in micro-scale to acquire basic knowledge and parameters of the effects of pulse hydraulic fracturing. In this micro-scale phase, both methods were tested and compared on 10 different rock types including metamorphic, volcanic and magmatic rocks and in the same time on samples consisting of standardized concrete representing the reference sample with exactly defined physical parameters.

As a next step, the experiments were executed on identical rock types in macro-scale. This phase represented the interface between micro-scale and test in the real environment realized in a horizontal well in the final part of the project.

The aim of the research project was to confirm the applicability of the developed hydraulic fracturing method in-situ and compare efficiency of linear and pulse fracturing of rock massif. As observed, the higher efficiency of pulse hydraulic fracturing was proven in all tested scales – micro, macro and in-situ. During the in-situ test, the re-opening of existing fractures as well as development of new fractures was observed. Testing of micro-samples and macro-samples with no pre-existing tectonic fractures confirmed the efficiency of pulse testing of about 18 %. Considering very limited number of tested borehole intervals in-situ, it would not be of statistical significance to quantify the advantageousness of in-situ pulse test compared to linear test. However, the efficiency of the pulse test in situ could be argued by the fact, that fracture development was observed in those experiment parts where pulses were introduced and not during the linear pressure increases.

Acknowledgement

The research project was carried out with the financial support of the Ministry of Industry and Trade of the Czech Republic (Ref. No. FR-TI3/523). Following organisations were involved in the project: GEOMEDIA s.r.o. (coordinator), ARCADIS CZ a.s., Faculty of Civil Engineering of Czech Technical University in Prague, ISATech, s.r.o., Subterra a.s.

Mgr. HANA JIRÁKOVÁ, Ph.D., hana.jirakova@geomedia.cz,
Mgr. VÁCLAV FRYDRYCH, vaclav.frydrych@geomedia.cz,
GEOMEDIA s.r.o.,

Ing. JAN VINTERA, jvintera@subterra.cz,
Subterra a.s.,

Ing. OTAKAR KRÁSNÝ, otakar.krasny@arcadis.cz,
ARCADIS CZ a.s.,

Mgr. MICHAL VANĚČEK, vanecek@isatech.cz,
ISATech, s.r.o.

LITERATURA / REFERENCES

- ECONOMIDES, M. J., NOLTE, K. G. *Reservoir Stimulation*. 3. vyd. NY: Wiley, 2000, 856 s. ISBN: 0 471 491926
JIRÁKOVÁ, H., VINTERA, J., STIBITZ, M., VANĚČEK, M. Stimulace horninového masivu pro vytvoření puklinového rezervoáru pro jímání geotermální energie. *Tunel*, 2012, roč. 21., č. 4/2012
Závěrečná zpráva projektu STIROMAS, 2014. GEOMEDIA, ARCADIS, ČVUT, ISATech, Subterra

SPOLEHLIVOST NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ RAŽBY NRTM

RELIABILITY OF NUMERICAL MODELLING OF NATM TUNNELLING

JAKUB NOSEK

ABSTRAKT

Statické výpočty tunelového ostění se v poslední době provádí většinou pomocí numerických modelů, které využívají metodu konečných prvků. O přesnosti a spolehlivosti těchto výpočtů jsou mezi odborníky často vedené diskuse. Výpočet tunelové stavby je obecně ovlivněn přesností jeho vstupů a mírou zjednodušení v modelu. Tyto faktory vnášejí do výsledků větší či menší odchylku od skutečnosti. Vzhledem k tomu, že takto provedený statický výpočet na základě aktuálně dostupných vstupních informací (zejména geotechnických parametrů horninového prostředí) je zpravidla jedinou indicií o předpokládaném deformačním chování nebo například vnitřních silách v ostění, jsou tyto výsledky často považovány za obecně platné. V rámci doktorského studia a práce u společnosti 3G Consulting Engineers s.r.o. autor zpracoval studii zaměřenou na vyhodnocení přesnosti numerického modelování ražby tunelů. Za tímto účelem byly provedeny výpočty v programu Plaxis v několika řezech pro většinu rozsáhlejších tunelových staveb posledních deseti let v České republice. Výsledné hodnoty deformací jsou následně porovnávány s dostupnými výsledky monitoringu.

ABSTRACT

Lately, structural analyses of tunnel linings have mostly been carried out using numerical models and the Finite Element Method (FEM). The accuracy and reliability of these analyses are often subjects of discussions between professionals. The analysis of a tunnel structure is generally influenced by the accuracy of its inputs and the degree of the model simplification. These factors introduce bigger or smaller deviation from the reality into results. With respect to the fact that a structural analysis carried out in this way on the basis of currently available input information (mainly geotechnical parameters of the ground environment) is usually the only inferential evidence of the assumed deformational behaviour or, for example, internal forces in the lining. These results are often considered to be generally valid. The author carried out a study focused on the evaluation of the accuracy of numerical modelling of tunnelling within the framework of the doctoral study and his work for 3G Consulting Engineers s.r.o. For that purpose, analyses were conducted in several cross-sections for the majority of larger tunnelling projects of the previous ten years in the Czech Republic, using the Plaxis software. The resultant values of deformations are subsequently compared with the monitoring results available.

ÚVOD

Statická posouzení ražby a primárního ostění velkých dopravních tunelů jsou dnes většinou prováděna pomocí numerických modelů, a to metodou konečných prvků. Jejich výsledkem jsou vypočtené hodnoty deformací, sil, ohybových momentů i napětí v každém bodě zájmu. To může vést k dojmu, že je tak konstrukce zcela popsána a výsledky mají stejnou platnost, jako v případě ostatních statických výpočtů, například ocelových nebo betonových konstrukcí. Ve skutečnosti se mohou výsledky modelu od skutečného chování spolupůsobící konstrukce hornina-ostění výrazně lišit zejména kvůli zásadnímu vlivu nejistých geotechnických parametrů masivu. Jaká je přesnost numerického modelování ražby tunelů se však v literatuře neuvádí.

Nedostatek informací ohledně zmíněné přesnosti byl motivací k vypracování studie na toto téma v rámci doktorského studia na Stavební fakultě ČVUT v Praze. Její výsledky jsou stručně prezentovány v tomto článku. Detailní popis je k nalezení ve veřejně dostupné disertační práci „Vyhodnocení spolehlivosti statických výpočtů tunelů v ČR na základě analýzy výsledků monitoringu“ [1].

V rámci studie byly provedeny statické výpočty ražby a primárního ostění v programu Plaxis v deseti řezech zahrnujících většinu rozsáhlejších tunelových staveb posledních deseti let v České republice. Výsledné hodnoty deformací byly následně porovnávány s dostupnými výsledky monitoringu. Hodnocení přesnosti numerického modelování je založeno na jejich statistickém vyhodnocení. Vzhledem k omezenému počtu testovaných řezů je nutné veškeré závěry z této práce vnímat spíše jako indicie než jako prokázaná fakta. Zároveň se liší přístup k modelování u jednotlivých statistik, z čehož lze usuzovat, že se bude stejně lišit i jejich přesnost.

INTRODUCTION

Structural analyses of tunnel excavation and the primary lining of large transport tunnels are today mostly carried out using numerical models, namely the Finite Element Method. Their results comprise the calculated values of deformations, forces, bending moments and stresses at each point of interest. This fact can lead to the impression that the structure is fully correctly described in this way and the applicability of the results is identical with the results of other structural analyses, for example of steel or concrete structures. In reality, the model results may significantly differ from the model of actual behaviour of the ground-lining interaction structure, mainly because of the fundamental influence of uncertain geotechnical parameters of the massif. Nevertheless, the accuracy of numerical modelling of tunnel excavation is not stated in literature.

The lack of information regarding the above-mentioned accuracy was the motive for conducting a study on this topic within the framework of the doctoral study at the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague. Its results are briefly presented in this paper. The detailed description can be found in the publicly available thesis “Evaluation of reliability of structural analyses on tunnels in the CR on the basis of the analysis of monitoring results” [1].

Structural calculations of the excavation and the primary lining were carried out within the framework of the study the study in ten cross-sections covering the majority of larger tunnelling projects of the previous ten years in the Czech Republic, using the Plaxis software. The resultant values of deformations were subsequently compared with the monitoring results available. The evaluation of the accuracy of numerical modelling is based on the statistical evaluation of the values. With respect to the limited number of tested cross-sections, it is necessary to consider all conclusions of this work rather as inferential evidence than proved facts. At the same time, the attitude of particular structural engineers toward modelling is different. It is possible to conclude that their accuracy will be different in a similar way.

ZPRACOVÁNÍ ŘEŠENÝCH ŘEZŮ

Cílem studie bylo provedení většího množství praktických testů, spočívajících v modelování vybraných tunelů v dobře monitorovaných příčných řezech. Konkrétně bylo vybráno deset řezů na sedmi různých tunelech prováděných v posledních deseti letech v České republice Novou rakouskou tunelovací metodou. Řezy byly pečlivě vybírány jak z hlediska dostupnosti dat monitoringu (zejména přítomnosti extenzometrů), tak na základě vhodnosti pro dvourozměrný model, tzn. například bez blízkých změn průřezů nebo skokových změn nadloží.

Analýza každého z řezů se skládala ze tří základních kroků – výpočet deformací, analýza výsledků monitoringu a porovnání získaných hodnot. V každém řezu byl nejprve proveden a spočítán numerický model, a teprve následně provedena analýza monitoringu tak, aby nemohlo dojít k ovlivnění nastavení výpočtu znalostí správného výsledku.

Geotechnické parametry horninového prostředí byly nastaveny na základě informací z podrobného geotechnického průzkumu bez znalosti výsledků různých dodatečných průzkumů a monitoringu po zahájení ražby hlavních tunelů. Pro zajištění souladu výpočtů s realitou bylo ovšem nutné projít záznamy provedené ražby v okolí řezu, aby byl do modelů zanesen skutečně realizovaný způsob členění čelby a vystrojení tunelu.

Cílem bylo provádět výpočty tak, jak by je nastavil „průměrný“ statik v české projekční kanceláři. Z toho důvodu byla provedena malá anketa mezi několika statiky z různých společností (Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., PRAGOPROJEKT, a.s., SUDOP PRAHA a.s., SATRA, spol. s r.o.) a na základě jejich odpovědí a zkušenosti autora (3G Consulting Engineers s.r.o.) byly modely nastaveny takto:

- Použitý software: *Plaxis 8.2 2D, Metoda konečných prvků*;
- Materiálový model: *Mohr-Coulomb*;
- Zatížení nevystrojeného výrubu: *kalota 30 %*;
- Modul pružnosti stříkaného betonu: *15 GPa, vliv zrání podrobněji nezaváděn*;
- Typ ostění: *elastický*;
- Vliv kotvení: *v horninách modelováno (zlepšená soudržnost v prokotvené oblasti), v zeminách většinou nemodelováno (podle přístupu v RDS)*;
- Použití kontaktních prvků: *ano, bez změny parametrů*;
- Vliv podzemní vody: *zaveden v případě snížení hladiny podzemní vody ražbou tunelu*;
- Zohlednění tloušťky ostění v jeho patě: *v případě potřeby zavedeno pomocí trojúhelníků pod patami ostění*.

Analýza dostupných výsledků geotechnického monitoringu byla stěžejní částí studie. Téměř v žádném případě nebylo možné výsledky pouze odečíst z dostupných grafů. Vždy musel být zkontrolován čas referenčních (nulových) měření ve vztahu k průběhům ražeb, přičemž nastaly i případy, kdy byly výsledky pozdním provedením nulového měření úplně znehodnoceny a již připravený řez nemohl být použit. Následně bylo provedeno porovnání všech dostupných typů měření v daném místě a zároveň byl analyzován nárůst deformací v čase v závislosti na průběhu ražeb pro případné zachycení a odfiltrování měřičských chyb. Na základě takto zpracovaných informací byl stanoven nejlepší možný odhad reálného deformačního chování.

Aby bylo možné úspěšnost modelování číselně vyhodnotit, byly určeny konkrétní parametry pro srovnávání. Porovnávané hodnoty musely být zejména dostupné z běžně prováděného monitoringu a zároveň dostatečně reprezentativní. Tyto podmínky splňují tři následující parametry:

- Maximální pokles na povrchu – jedná se o maximální sedání povrchu bez ohledu na přesné místo jeho výskytu.

PROCESSING THE CROSS-SECTIONS BEING SOLVED

The objective of the study was conducting a larger quantity of practical tests lying in modelling selected tunnels in well monitored cross-sections. In concrete, ten cross-sections were selected in various tunnels constructed using the New Austrian Tunnelling Method in the Czech Republic during the past ten years. The cross-sections were thoroughly selected from the aspect of both the accessibility of the monitoring data (in particular the presence of extensometers) and on the basis of suitability for the two-dimensional model, for example cross-sections without changes in their vicinity or step changes in the overburden.

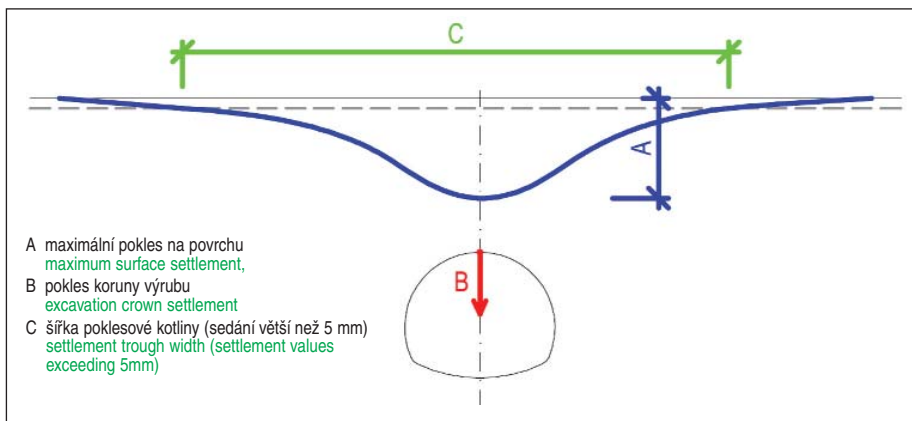
The analysis of each of the cross-sections consisted of three basic steps – the calculation of deformations, the analysis of monitoring results and the comparison of the obtained values. The numerical model was at the beginning carried out and analysed for each cross-section; only then was the analysis of the monitoring carried out so that the setting of the calculation could not be influenced by the knowledge of the correct result.

The geotechnical parameters of the ground environment were set on the basis of information from detailed geotechnical investigation, without the knowledge of the results of various supplementary investigations and monitoring carried out after the commencement of the excavation of the main tunnels. Anyway, it was necessary for securing the agreement of results with reality to go through the records of the excavation carried out in the surroundings of the cross-section so that the actually applied excavation sequence and excavation support were introduced into the models.

The objective was to carry out calculations in a way in which an “average” structural engineer would determine them in a Czech designing office. For that reason a small enquiry was carried out among several structural engineers from various companies (Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., PRAGOPROJEKT, a.s., SUDOP PRAHA a.s., SATRA, spol. s r.o.) and the models were set on the basis of their answers and author's experience (3G Consulting Engineers s.r.o.) in the following way:

- Software applied: *Plaxis 8.2 2D, Finite Element Method*;
- Material model: *Mohr-Coulomb*;
- Loads acting on the unsupported excavation: *Top heading 30%*;
- Modulus of elasticity of shotcrete: *15GPa, the influence of ageing not introduced in more detail*;
- Lining type: *Elastic*;
- Influence of anchoring: *Modelled in rock (improved cohesion in the area stabilised with anchors), in soils mostly not modelled (depending on the approach in the detailed design)*;
- Application of contact elements: *Yes, without changing the parameters*;
- Influence of groundwater: *Introduced in the case of lowering the water table as a result of the tunnel excavation*;
- Taking the thickness of the lining at its footing: *Introduced in the case of necessity by means of triangles under lining footings*.

The analysis of available results of geotechnical monitoring formed the crucial part of the study. It was not possible nearly in any case only to read the results from the graphs available. It was always necessary to check the time of reference (zero) measurements in relation to the excavation courses; cases even occurred where the results were completely devalued as a result of a reference measurement carried out late and the already prepared cross-section could not be used. Subsequently, the comparison of all measurement types available in the particular place and, at the same time, the growth of deformations with time was analysed in dependence on the course of excavation for the purpose of contingent identification of measuring errors and their filtration off. The best possible guessing on the real deformational behaviour was determined on the basis of the information processed in the above-mentioned way.



Obr. 1 Srovnávané parametry řezů

Fig. 1 Parameters of cross-sections being compared

Při zpracování naměřených poklesů je body proložena křivka, kde její maximum vyjadřuje hledanou hodnotu (obr. 1, parametr A).

- Pokles v koruně výrubu – jedná se o pokles těsně nad výrubem tunelové trouby (obr. 1, parametr B). V případě, že se jedná o řez se dvěma troubami (většinou), je uvažován průměr z hodnot nad každou troubou.
- Šířka poklesové kotliny – vzhledem k tomu, že ve skutečnosti není šířka poklesové kotliny nijak přesně ohraničena (poklesy se se zvyšující vzdáleností od výrubu pouze blíží k nule), bylo nutné její konce nějakým způsobem definovat. Za poklesovou kotlinu je tedy považována pouze oblast, kde poklesy překračují hodnotu 5 mm (obr. 1, parametr C).

STATISTICKÉ VYHODNOCENÍ

Podrobný popis výsledků analýzy monitoringu a modelů pro všech deset řezů je k dispozici ve zmíněné disertační práci. V tomto článku jsou shrnuty, vyhodnoceny a diskutovány již jen klíčové údaje a hodnoty jako soubor statistických dat.

Konkrétně byly zpracovány následující příčné řezy (jejich očíslování odpovídá označení v grafech 1 a 3):

- 1 Brusnice, 220 TM;
- 2 Brusnice, 361 TM;
- 3 Brusnice, 74 TM;

Concrete parameters were determined for comparison so that the success of modelling could be evaluated numerically. The values being compared had to be available from commonly carried out monitoring and, at the same time, had to be sufficiently representative. The following three parameters meet the above-mentioned conditions:

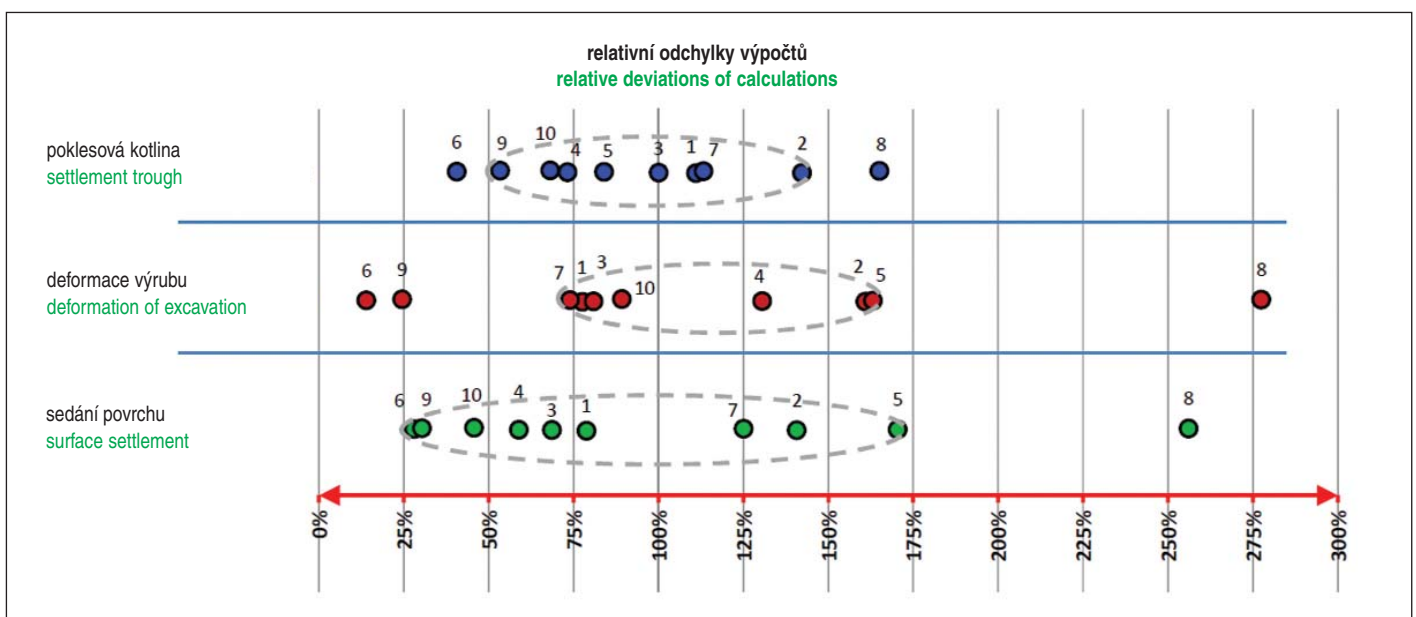
- Maximum surface settlement – it is the maximum settlement of the surface, irrespective of the exact place of its occurrence. When the measured settlement values are being processed, a curve the maximum of which expresses the value being searched for is inset in the points (see Fig. 1, parameter A)
- Settlement above the excavation crown – it is the settlement just above the tunnel tube excavation (see Fig. 1, parameter B). In the case of a cross-section through two tubes (mostly), the average of values above each tube is taken into consideration.
- Settlement trough width – with respect to the fact that, in reality, the width of the settlement trough is not exactly marked out (settlement values only approximate zero with the distance from the excavation growing), it was necessary to define the ends of the trough in some way. Only the area where settlement values exceed 5mm is therefore considered to be a settlement trough (see Fig. 1, parameter C).

STATISTICAL EVALUATION

A detailed description of the results of the analysis of monitoring and all ten cross-sections is available in the above-mentioned thesis. This paper only summarises, evaluates and discusses only key data and values as a set of statistical data.

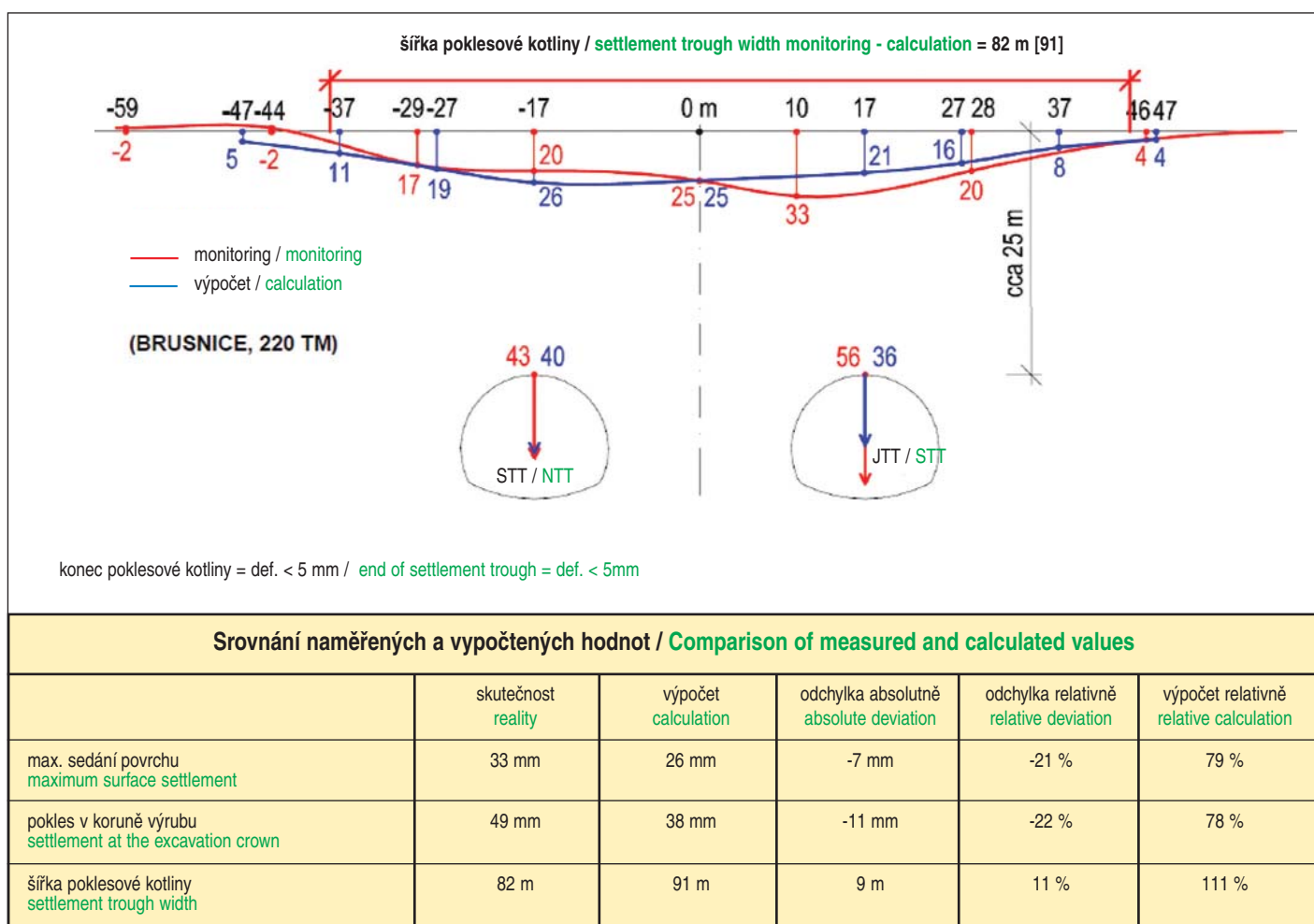
In the concrete, the following cross-sections were processed (their numbering corresponds to the marking in graphs No. 1 and 3):

- 1 Brusnice, tunnel chainage metre 220;
- 2 Brusnice, tunnel chainage metre 361;
- 3 Brusnice, tunnel chainage metre 74;
- 4 Radejčín, tunnel chainage metre 273 ;
- 5 Radejčín, tunnel chainage metre 542;
- 6 Prackovice, tunnel chainage metre 210 ;
- 7 Komořany, tunnel chainage metre 230;
- 8 Lochkov, tunnel chainage metre 165;



Graf 1 Vynesení základních relativních odchylek (číslo u jednotlivých bodů označuje konkrétní řez v seznamu)

Graph 1 Plotting the basic relative deviations (Numbers at individual points mark a concrete cross-section in the list)



Obr. 2 Příklad vyhodnocení jednotlivých řezů
Fig. 2 Example of the evaluation of individual cross-sections

- 4 Radejčín, 273 TM;
- 5 Radejčín, 542 TM;
- 6 Prackovice, 210 TM;
- 7 Komořany, 230 TM;
- 8 Lochkov, 165 TM;
- 9 Valík, 190 TM;
- 10 Bubeneč, 868 TM.

Ve všech vypočtených hodnotách byly stanoveny odchylky od výsledků monitoringu. Pro grafické vynesení byl výsledek výpočtu vyjádřen v procentech měřených hodnot, čímž byly částečně potlačeny různé absolutní rozdíly při nízkých, nebo naopak vysokých deformacích. Shoda výpočtu s měřením byla tedy reprezentována hodnotou 100 %. Při hodnotě menší bylo sedání výpočtem podceněno a výpočet je tak na straně nebezpečné, při hodnotě větší bylo sedání výpočtem přeceněno a výpočet je tak na straně bezpečné. Příklad vyhodnocení jednotlivých řezů je uveden na obr. 2.

Vynesení základních hodnot

Cílem takovéto studie by mělo být vynesení histogramu, kterým bude proložena křivka reprezentující funkci hustoty pravděpodobnosti výskytu určité chyby. Lze se domnívat, že by tomuto souboru dat mělo odpovídat logaritmicko-normální rozdělení. Podle tvaru křivky by bylo možné odhadnout jeho parametry (střední hodnotu μ a směrodatnou odchylku σ). Tím by byla číselně definována funkce hustoty pravděpodobnosti i distribuční funkce a bylo by možné určit, s jakou pravděpodobností se bude chyba výpočtu pohybovat v jakémkoliv zvoleném intervalu. Provedený počet testů (výpočtů) ovšem není k vynesení plynulého histogramu dostatečný. Z toho důvodu

- 9 Valík, tunnel chainage metre 190;
- 10 Bubeneč, tunnel chainage metre 868.

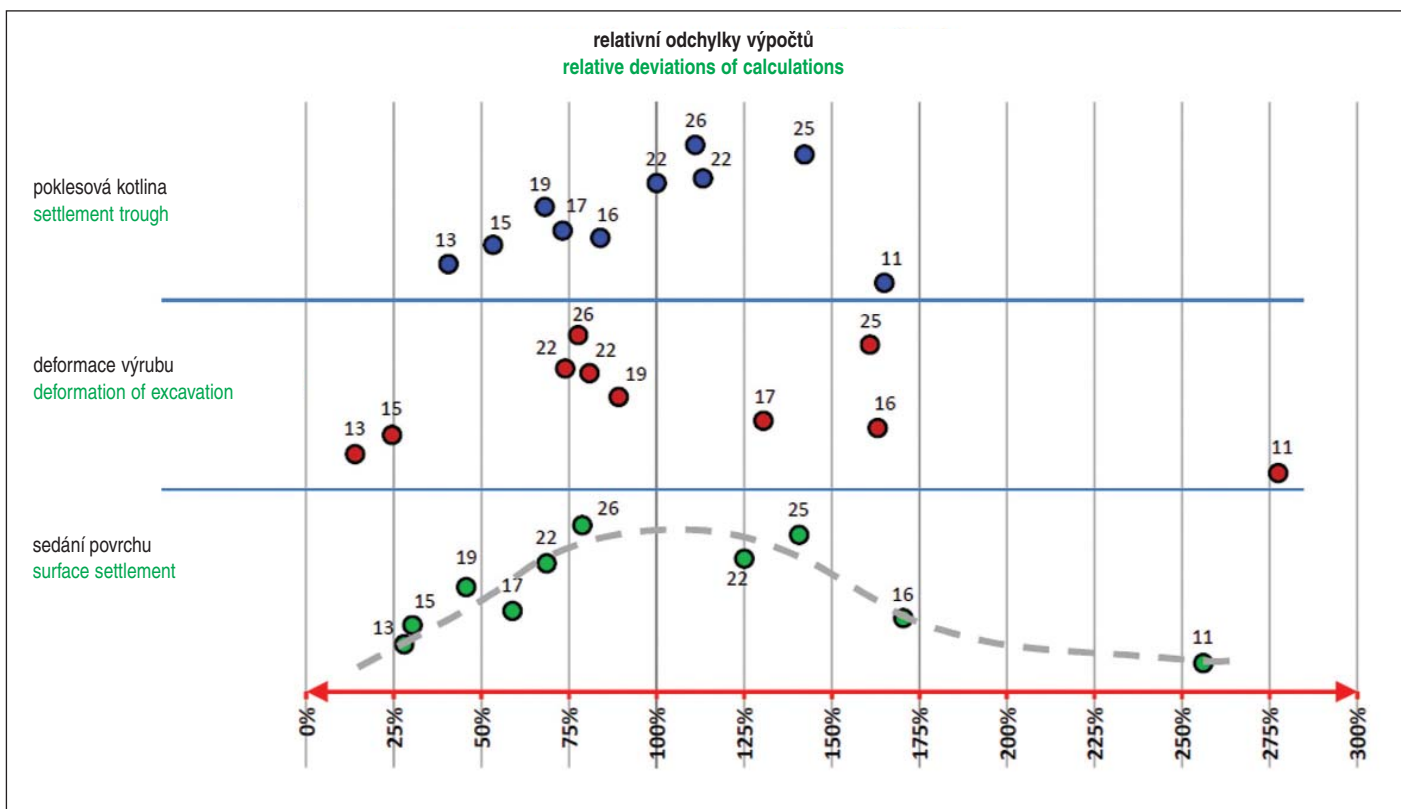
Deviations from the monitoring results were determined for all of the calculated values. The calculation result was expressed in percentage of the measured values. In this way the various absolute differences in low or, conversely, high deformation levels were partially suppressed. The agreement of a calculation with the measurement was therefore represented by the value of 100%. When the value is lower, the settlement was underestimated by the calculation, therefore the calculation is on the unsafe side, whilst when it is higher, the settlement was overestimated by the calculation, therefore the calculation is on the safe side. An example of the evaluation of individual cross-sections is presented in Fig. 2.

Plotting the basic values

The objective of such a study should be plotting of a histogram with a curve representing the frequency function for the occurrence of a certain error inset through it. It is possible to assume that the logarithmic-normal distribution should correspond to this set of data. It would be possible to estimate its parameters (mean value μ and standard deviation σ) according to the curve shape. In this way the frequency function and distribution function would be defined numerically and it would be possible to determine the probability with which the calculation error will fluctuate within any chosen interval. Of course, the number of the conducted tests (calculations) is not sufficient for plotting a fluent histogram. For that reason the calculated deviations are presented only in basic graphs and one basic confidence region can be assessed.

Surface settlement

It is obvious from Graph No. 1 that in the particular case the distribution of the points does not indicate the log-normal distribution



Graf 2 Vynesení relativních odchylek v závislosti na výšce nadloží (číslo u jednotlivých bodů označuje výšku nadloží, konkrétní řez je možné vyčíst z grafu 1, pořadí bodů zůstalo stejné)

Graph 2 Plotting the relative deviations in dependency on the overburden height (Numbers at individual points mark the overburden height; the particular cross-section can be found in Graph 1; the order of points remained unchanged)

jsou vypočtené odchylky prezentovány pouze v základních grafech a je odhadnut jeden základní interval spolehlivosti.

Sedání povrchu

Při pohledu na graf 1 je zřejmé, že rozložení bodů neindikuje v daném případě log-normální rozdělení, které by se dalo očekávat. Hodnoty jsou rozmístěny přibližně rovnoměrně v oblasti mezi 30 % a 175 % (označené šedým oválem). Vzhledem k tomu, že hustota bodů není nikterak vyšší kolem středu intervalu (spíše naopak), je možné usuzovat, že výsledky u jeho krajů jsou stejně pravděpodobné, jako ty kolem středu. Takové hodnocení přesnosti numerického modelování vyznívá spíše negativně.

Aritmetický průměr hodnot při vyloučení maxima a minima je 90 %. Odchylka 10 % je při tomto počtu hodnot zanedbatelná. Minimálně lze tedy říci, že při výpočtu sedání na povrchu nemají numerické modely tendenci vytvářet systematickou chybu na jednu či druhou stranu.

Deformace výrubu

O kategorii výše v grafu 1 jsou znázorněny relativní odchylky výpočtu svislé deformace těsně nad výrubem. Na první pohled zaujme, že pořadí ani oblasti shluku nejsou stejné jako v případě sedání povrchu. Například bod 10, reprezentující tunel Bubeneč 868 TM, dokládá, že ani v případě relativně přesného určení deformací v oblasti výrubu (89 %) není zaručen dobrý odhad sedání povrchu (46 %). Body číslo 4 (Radejčín 273 TM) a 7 (Komořany 230 TM) ukazují na možné výrazně opačné odchylky, kdy se oba mezi grafy sedání povrchu a deformací výrubu přemístily z pravé na levou, resp. z levé na pravou stranu od přesné hodnoty (100 %).

Pohled na graf může působit alespoň o něco pozitivněji, co se důvěry v numerické modelování týče. V případě, že se nebude věnovat pozornost extrémním hodnotám, ale za standardní výstup z výpočtu bude považována oblast bodů z výraznější

which could be expected. The values are distributed approximately equally within the area between 30% and 175% (highlighted by a grey oval). With respect to the fact that the density of the points is nowise higher around the interval centre (rather the opposite), it is possible to assume that the probabilities of the results at its edges and around the centre are identical. Such the evaluation of the numerical model accuracy looks rather negatively.

The arithmetical mean value with the maximum and minimum excluded is 90%. The deviation of 10% is negligible at this number of values. It is therefore at least to state that numerical models do not have a tendency to create a systematic error to one or the other side.

Excavation deformation

Relative deviations of the calculation of vertical deformations just above the excavation are displayed by a category higher in the graph. The fact will capture at first sight that neither the order nor the cluster areas are identical with those in the case of the surface settlement. For example, point No. 10 representing the Bubeneč tunnel, the tunnel chainage m 868, documents that a good estimation of the surface settlement (46%) is not guaranteed even in the case of relatively accurate determination of deformations in the excavation area (89%). Points No. 4 (Radejčín, tunnel chainage m 273) and 7 (Komořany, tunnel chainage m 230) point to the possibility of significantly opposite deviations, where both of them move between the graphs of surface settlement and excavation deformation from the right side to the left side, respectively from the left side to the right side of the accurate value (100%).

A view of the graph may impress at least a little more positively as far as the confidence in numerical modelling is concerned. In the case that we do not address extreme values and consider the area of points highlighted by the grey oval to be the standard output, we can say that the successfulness of the calculation commonly fluctuates between 75% and 165%. But it is necessary to realize that 3 of 10 points, i.e. 30%, were excluded

šedým oválem, lze říci, že se úspěšnost výpočtu běžné pohybuje mezi 75 % a 165 %. Je ale třeba si uvědomit, že byly vynechány již 3 z 10 bodů, tedy 30 %.

Aritmetický průměr hodnot při vyloučení maxima a minima je přesně 100 %, což stejně jako v případě sedání povrchu dokládá, že při výpočtu svislé deformace bezprostředně nad výrubem nemají numerické modely tendenci vytvářet systematickou chybu.

Šířka poklesové kotliny

Ve vrchní třetině grafu 1 jsou znázorněny relativní odchylky výpočtu šířky poklesové kotliny na povrchu. Podle předpokladu výsledky relativně slušně korelují s grafem maximálních sedání povrchu. Téměř všechny body zůstávají ve stejném pořadí, jen se více sesunuly směrem ke střední hodnotě, z čehož se může zdát, že odhadnout šířku poklesové kotliny je pro model jednodušší než určit přesné maximální hodnoty poklesů.

Oblast běžné úspěšnosti výpočtu je opět zvláště šedivým oválem, kdy došlo pouze k vynechání krajních hodnot. V číselném vyjádření je tedy možné říci, že přesnost výpočtu šířky poklesové kotliny se v 80 % případů pohybuje mezi 55 % a 145 % skutečných hodnot.

Aritmetický průměr hodnot při vyloučení maxima a minima je 93 %. Znovu lze tedy konstatovat, že při výpočtu šířky poklesové kotliny nemají numerické modely tendenci vytvářet systematickou chybu.

Chyby v závislosti na ostatních parametrech

Současně se základním výzkumem přesnosti výpočtů byla provedena studie, v jakých případech vznikají chyby více nebo méně. Za tímto účelem byly odchylky výpočtů vyneseny do grafů postupně v závislosti na výšce nadloží, velikosti skutečných deformací nebo s vyznačením, zda v daném případě byla před ražbou hlavních tunelů provedena průzkumná štola.

Vynesení odchylek v závislosti na výšce nadloží

V obr. 2 jsou vyneseny odchylky výpočtu (na ose x) v závislosti na průměrné výšce nadloží obou tunelových trub v řešeném řezu (na ose y). Přesná výška nadloží v metrech je vždy uvedena v popisku každého bodu.

Z grafů, a to zejména u sedání povrchu, je vcelku jasně patrná tendence vyšší přesnosti výpočtu při vyšším nadloží. Naopak body s nejvyšší chybou vždy reprezentují řez s nejmenším nadložím v řádu těsně nad 10 m. Je nutno upozornit, že se ve všech případech jedná o tunely dálniční s velkým profilem výrubu, kde šířka každé trouby je právě 10 m a více. Je patrné, že při výšce nadloží přesahující přibližně 20 m je úspěšnost numerických modelů významně vyšší. V grafech deformace výrubu a šířky poklesové kotliny lze tuto tendenci pozorovat také, ale již není zdaleka tak zřejmá.

Negativní zpráva z tohoto vyhodnocení plyne, jak bylo zmíněno, pro tunely s nízkým nadložím. Nejistota ohledně výsledků z jejich modelování se zdá být neúměrně vysoká. Zároveň situaci znepřehledňuje výskyt výrazných odchylek rovnoměrně na obou stranách od správné hodnoty. Jinými slovy, vyskytuje se zároveň výrazné podhodnocení i nadhodnocení deformací. V kontrastu s tímto zjištěním je zjevně fakt, že právě oblasti s nízkým nadložím jsou často pro výstavbu tunelů kritické, a proto je v nich predikce chování masivu při ražbě numerickým modelem obzvláště žádaná.

Vynesení odchylek s vyznačením provedení průzkumné štoly

V grafu 3 jsou vyneseny odchylky výpočtu s vyznačením, zda v řešeném řezu byla v předstihu provedena průzkumná štola. Body označující řezy s průzkumnou štolou jsou znázorněny žlutou barvou.

The arithmetical mean of the values when the maximum and minimum are excluded is exactly 100%, which, much as in the case of the terrain settlement, documents that numerical models where the vertical deformation immediately above the excavation is being calculated do not have the tendency to produce a systematic error.

Settlement trough width

Relative deviations of the calculation of the settlement trough width on the surface are shown in the upper half of Graph No. 1. According to the assumption, the results relatively fairly correlate with the graph of the maximum surface settlement. Nearly all points remain in the same order; they only slid more toward the mean value. It may seem from this fact that it is simpler for the model to estimate the settlement trough width than to determine exact maximum settlement values.

The area of the common successfulness of calculation is again highlighted by the grey oval, where only the limiting values are omitted. It is therefore possible in numerical expression to say that the accuracy of the calculation of a settlement trough oscillates between 55% and 145% of real values in 80% of cases.

The arithmetical mean of the values with the maximums and minimums excluded is 93%. It is therefore again possible to state that numerical models do not have the tendency to create the systematic error in the settlement trough width calculation.

Errors depending on the other parameters

A study of the cases in which more or less errors originate was conducted concurrently with the basic investigation of the accuracy of calculations. For this purpose the deviations of calculations were step by step plotted in graphs, depending on the dependence on the overburden height, the size of actual deformations or marking whether an exploratory gallery was carried out prior to the main tunnel excavation in the particular case.

Plotting the deviations in dependence on overburden height

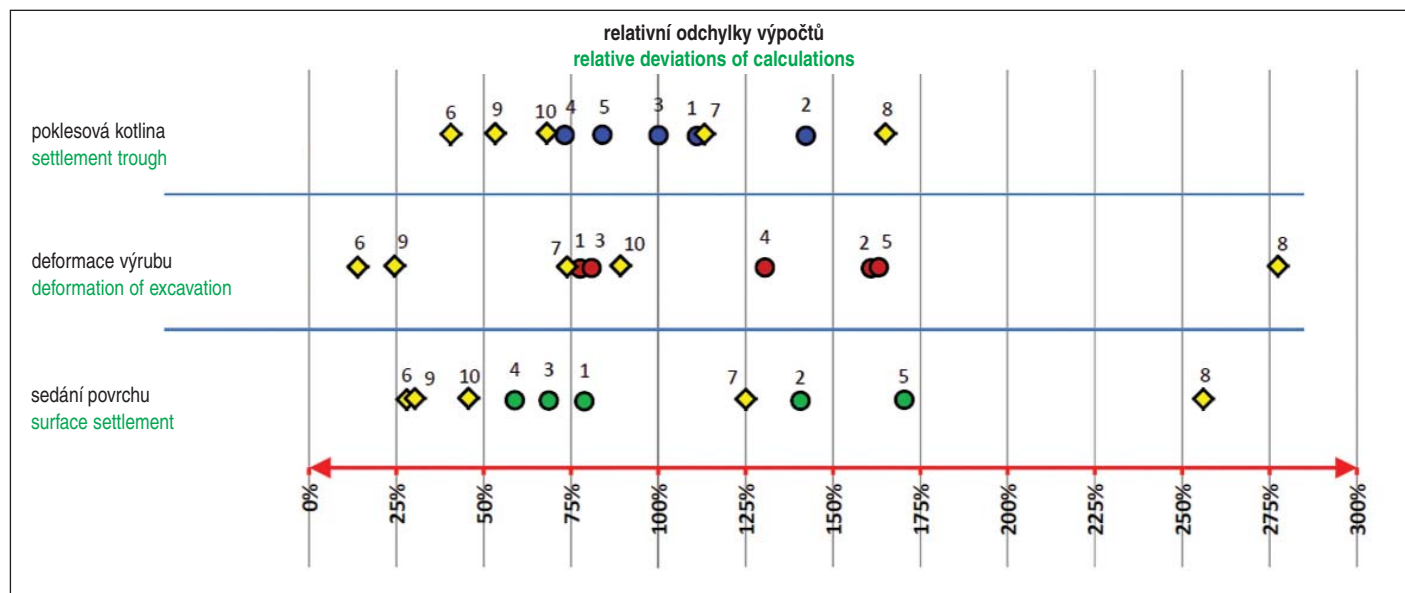
In Fig. 2, calculation deviations are plotted (on x-axis) in dependence on the average height of the overburden of both tunnel tubes (on y-axis) in the cross-section being solved. The exact overburden height in metres is always presented in a legend to each point.

The tendency to higher accuracy of the calculation at a higher overburden is relatively clearly obvious from the graphs, first and foremost in the cases of surface settlement. Conversely, points with the highest error always represent a cross-section with the lowest overburden closely over 10m. It is necessary to warn that motorway tunnels with large cross-sections, where the width of each tunnel tube is 10 metres and greater, are dealt with. It is obvious that at the overburden height exceeding approximately 20 metres the successfulness of numerical models is significantly higher. It is also possible to observe this tendency in graphs of deformation of the excavation and the width of the settlement trough, but it is far from so obvious.

As mentioned above, a negative news follows from this evaluation for tunnels with low overburden. The uncertainty regarding the results obtained from their modelling seems to be inadequately high. At the same time, the situation is made confused by the occurrence of significant deviations uniformly on both sides of the correct value. In other words, underestimation and overestimation of deformations occur concurrently. The fact that areas with low overburden are frequently critical for tunnel construction and for that reason the prediction of the massif behaviour in the case of tunnelling using a numerical model is especially sought, is in contrast with the above finding.

Plotting the deviations with the marking of the execution of an exploratory gallery in the graph

Calculation deviations with marking whether an exploratory gallery was carried out in the cross-section being solved are plotted on Graph No. 3. Points marking the cross-sections with an exploratory gallery are highlighted by yellow colour.



Graf 3 Vynesení relativních odchylek v závislosti na provádění průzkumné štoly (číslo u jednotlivých bodů označuje konkrétní řez v seznamu, řezy, kde byla prováděna průzkumná štola, jsou vybarveny žlutě)

Graf 3 Plotting the relative deviations in dependency on the execution of an exploratory gallery (Numbers at individual points mark the particular cross-section in the list; cross-sections where an exploratory gallery was carried out are coloured in yellow)

Výsledky zobrazení této závislosti jsou zřejmě nejvíce překvapující. Investoři tunelů vydávají značné prostředky na provádění průzkumných štol v (z různých důvodů) rizikových případech plánované ražby. Účelem takto vynaložených prostředků by mělo být ověření nebo upřesnění informací z geotechnického průzkumu o zeminovém/horninovém prostředí, které má být zastiženo ražbou. Tyto investice by se měly vrátit v relativně přesné predikci chování masivu při ražbě založené na kalibraci numerického modelu průzkumné štoly, jak uvádí Pruška (2014) [2].

Pohled na vykreslená data ukazuje paradoxně opačnou situaci. Ze všech tří grafů je zřejmé, že v řezech bez provádění průzkumné štoly jsou výsledky modelů přesnější než tam, kde průzkumná štola provedena byla. Nejmarkantnější je tato tendence vidět v grafu sedání povrchu. Kromě bodu 7 (Komořany 230 TM) obsazují žluté body s ražbou štoly jen krajní pozice.

Odchylky byly vyneseny také v závislosti na skutečných deformacích. V tomto případě se však žádnou závislost vypořádat nepodařilo.

ZÁVĚR

Z prezentovaných grafů je zřejmé, že výsledky nejsou pro numerické modelování příliš příznivé. V případě všech tří sledovaných parametrů jsou body rozptýleny relativně rovnoměrně na ose x a nelze pozorovat žádné tendence k jejich shlukování kolem správné hodnoty.

Ke zhodnocení přesnosti modelování je v tomto případě vhodné použít intervaly spolehlivosti. V tab. 1 je pro každý parametr uveden nejvhodnější interval s vysokou pravděpodobností, že se v něm bude hodnota realizovat. V posledním sloupci této tabulky je uváděna střední hodnota spočítaná jako průměr s vyloučením minimální a maximální hodnoty.

Intervaly jsou relativně široké, ovšem jejich další zužování na základě této statistiky nemá významný přínos. Jak již bylo zmíněno, hodnoty jsou v rámci těchto intervalů rozptýleny přibližně rovnoměrně, a tak při zužování intervalů velmi rychle klesá podíl realizací.

Podstatná informace plyne z výpočtu střední hodnoty. Pokud se přijme, že 10% odchylka je při tomto objemu zpracovaných dat zanedbatelná, lze konstatovat, že numerické výpočty ražeb tunelů nemají ve sledovaných parametrech tendenci vytvářet systematickou chybu.

The results of the depiction of this dependency are obviously the most surprising. Owners of tunnel construction projects expend significant financial means for the execution of exploratory galleries in risky (for various reasons) cases of planned tunnel excavation. The purpose of the means expended in this way should be the verification or refinement of the information from the geotechnical investigation into the soil/rock environment to be encountered by the excavation. These investments should be returned in the form of a relatively accurate prediction of the massif behaviour during excavation based on the calibration of the numerical model of the exploratory gallery (Pruška 2014) [2].

A view of the plotted data shows a paradoxically opposite situation. It is obvious from all of the three graphs that the results of models in cross-sections without the execution of an exploratory gallery are more accurate than cross-sections where an exploratory gallery was carried out. This tendency is most markedly seen in the graph of surface settlement. With the exception of point No. 7 (Komořany, tunnel chainage m 230) yellow points with the exploratory gallery excavation occupy positions only at the ends.

The deviations depending on real deformations were also plotted. However, no dependency was observed in this case.

CONCLUSION

It is obvious from the presented graphs that the results are not too favourable for numerical modelling. The points are scattered relatively uniformly on the x-axis in the case of all three parameters being monitored; no tendencies to clustering around the correct value can be observed. Confidence limits are in this case suitable for the assessment of the modelling accuracy. Table 1 presents the limits most suitable for each parameter, where the probability that the value will be between is high. The last column of this table contains the mean value calculated as the arithmetical mean with the minimum and maximum values excluded.

The intervals are relatively wide, but reducing the width further on the basis of this statistics has no significant merit. As mentioned above, values are scattered within these intervals approximately uniformly which means that the proportion of realisations drops very rapidly when the width of the intervals is reduced.

Substantial information follows from the calculation of the mean value. If the fact is accepted that the 10% deviation is negligible in the case of the volume of the processed data, it is possible to state that

Tab. 1 Intervaly spolehlivosti a střední hodnoty
Table 1 Confidence limits and mean values

Parametr výpočtu The parameter of calculation	Zvolený interval spolehlivosti The chosen confidence limits	Podíl realizací v intervalu spolehlivosti Proportion of realizations of the confidence limits	Střední hodnota Mean value
Sedání povrchu Surface settlement	30-175%	90%	90%
Deformace výrubu Deformation of excavation	75-165%	70%	100%
Šířka poklesové kotliny Settlement through width	55-145%	80%	93%

Ačkoliv prezentované výsledky místy vyznívají vzhledem k numerickému modelování kriticky, je nutné konstatovat, že jde stále o nejučinnější nástroj, který v současné době existuje pro predikci deformačního chování horninového masivu při ražbě tunelů k dispozici. Vzhledem k omezenému množství provedených testů je nutné výsledky studie považovat spíše za indikativní a není možné je brát za všeobecně platné.

V rámci zpracování rozsáhlého množství dat z monitoringu tunelů bylo možné provést vyhodnocení dalších zajímavých ukazatelů při ražbě tunelů NRTM v ČR, jako je v tunelovém stavitelství často sledovaný parametr „ztráty objemu zeminy“. Téměř všechny hodnoty na analyzovaných řezech se pohybují mezi 0,25 % a 0,70 %, přičemž střední hodnota při vyloučení obou extrémů je rovna 0,5 %.

Poděkování

Príspevek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TA ČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

Ing. JAKUB NOSEK, Ph.D., nosek@3-g.cz,
3G Consulting Engineers s.r.o.

Recenzovali/Reviewed by: Ing. Tomáš Louženský,
Ing. Petr Makásek, Ph.D., Ing. Josef Kuňák

Vyjádření Redakční rady k článku Ing. Jakuba Noska, Ph.D.

Redakční rada se rozhodla publikovat článek i přes nesouhlas recenzenta Ing. Petra Makásky, Ph.D. Redakční rada pokládá článek za původní a nové poznatky přinášející příspěvek k problematice výstižnosti a přesnosti řešení podzemních staveb rovinnou variantou metody konečných prvků, která je jednou z používaných metod statických výpočtů těchto staveb. Článek nelze pokládat za obecně platný návod pro obdobné výpočty. Předkládané výsledky mají platnost za podmínek, které autor specifikoval s ohledem na poměrně častý přístup uživatelů k numerickému modelování podzemních staveb sledovanou variantou MKP. Redakční rada uvítá případné další příspěvky k tématu spolehlivosti numerického modelování podzemních staveb.

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., předseda RR

numerical calculations for the excavation of tunnels do not have the tendency to create systematic errors in the parameters being observed.

Despite the fact that the presented results locally look critically in relation to numerical modelling, it is necessary to state that numerical modelling is still the most effective tool which we currently have got available for the prediction of the deformational behaviour of ground massif during the excavation of tunnels available. It is necessary with respect to the limited quantity of the conducted tests to consider the study results rather as indicative and it is not possible to take them as generally valid results.

It was possible within the framework of processing a vast amount of data from the monitoring of tunnels to evaluate other interesting parameters existing during the excavation of tunnels in the CR using the NATM, such as the “loss of ground”. Nearly all values of the loss of ground in the analysed cross-sections oscillate between 0.25% and 0.70%, with the mean value with both extremes excluded, is equal to 0.5%.

Acknowledgement

The paper was carried out with the support by the program of the Competence Centre of the Technology Agency of the Czech Republic (TA CR) within the framework of the project the Centre for effective and sustainable transport infrastructure (CESTI), project number TE01020168.

Ing. JAKUB NOSEK, Ph.D., nosek@3-g.cz,
3G Consulting Engineers s.r.o.

Opinion of the Editorial Board on the paper by Ing. Jakub Nosek, Ph.D.

The Editorial Board decided to publish the paper despite the disagreement by the reviewer Ing. Petr Makásek, Ph.D. The Editorial Board considers the paper to be original, new findings bringing contribution regarding aptness and accuracy of solving underground structures using a 2D variant of the Finite Element Method, which is one of the methods used for structural analyses for these structures. The paper can be considered to be a guidance generally applicable to similar analyses. The assumed results are applicable under the condition the author specified taking into consideration the relatively frequent approach of users to numerical modelling of underground structures using the FEM variant being observed. The Editorial Board will welcome other contingent contributions to the topic of reliability of numerical modelling of underground structures.

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.,
Chairman of the Editorial Board

LITERATURA / REFERENCES

- [1] NOSEK, J. Vyhodnocení spolehlivosti statických výpočtů tunelů v ČR na základě analýzy výsledků monitoringu. Disertační práce. Praha: FSv ČVUT, 2015
- [2] PRUŠKA, J. Zpětná analýza při návrhu tunelů. In: Zakládání staveb Brno 2014. Brno: Česká geotechnická společnost Českého svazu stavebních inženýrů, 2014, s. 143-148. ISBN 978-80-87920-01-5

KANALIZAČNÍ SBĚRAČ „H“ – I. ETAPA

INTERCEPTOR SEWER 'H' – 1ST STAGE

TOMÁŠ ZÍTKO

ABSTRAKT

Stavební společnost POHL cz, a.s., v současné době dokončuje výstavbu první etapy kanalizačního sběrače „H“ (dále jen KSH1) v Praze Dolních Počernicích, který patří k větším podzemním stavbám prováděným na území hlavního města Prahy. Článek je zaměřen více na oblast geotechniky a podzemního stavitelství než na oblast vodního hospodářství. Kromě samotného realizovaného projektu jsou v něm rovněž rozebrána variantní řešení vybraných dílčích detailů s uvedením jejich předností či nedostatků.

ABSTRACT

The construction company POHL cz, a.s. is currently completing the 1st stage of the Interceptor sewer 'H' (hereinafter ISH1) in Prague Dolni Pocernice. It is one of the largest geotechnical projects under construction in the Capital today. This article is focused on the area of geotechnics and tunneling rather than water management. Furthermore, the pros and cons of some technical details are discussed.

ÚVOD

První úvahy o výstavbě kanalizace v Dolních Počernicích sahají až do 80. let 20. století, nicméně posun od akademických debat k reálnému projektování kanalizačního sběrače H (dále jen KSH) se neustále odkládal, a tak byla obec Dolní Počernice nucena jeho absenci dočasně řešit vybudováním čerpací stanice v ulici Nad rybníkem, která přečerpává odpadní vodu z oblasti Vinice do městského systému.

V 90. letech byly vypracovány studie řešící jednak variantu gravitačního odvádění odpadních vod, ale také způsob odvádění splaškových vod pomocí systému přečerpávání. Po ekonomickém vyhodnocení obou variant bylo vybráno řešení gravitační, neboť vyšší investiční náklady spojené s jeho výstavbou by měly být v poměrně krátké době eliminovány výrazně nižšími provozními náklady. V roce 2008 došlo k vypracování projektové dokumentace pro výběr zhotovitele gravitačního způsobu odvádění odpadních vod výhledově až k ČOV Újezd nad Lesy. Z důvodu nedostatku finančních prostředků se termín zahájení stavby odkládal, a tak vlastní realizace KSH1 započala až v dubnu 2014.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

KSH1 je navržen ze sklolaminátových odstředivě litých kanalizačních trub DN800 SN 12500 PN10 v jednotném spádu 3,9 ‰ a celkové délce 858 m.

Prvních 17 m kanalizace bylo pokládáno do rýhy hluboké 3–6 m (pažené pomocí pažicích boxů) situované v zatravněné oblasti mezi dětským hřištěm a řekou Rokytka.

Zbývajících 841 m kanalizace bylo realizováno technologií ruční ražby a to po dílčích úsecích délek od 28 do 100 m vymezených 14 revizními šachtami. Prvních 116 m štol (mezi šachtami Š1 a Š4) bylo raženo v sedimentech a nánosů s výškou nadloží cca 1–4 m (v úseku Š1–Š2 pod řekou Rokytka, od Š2 pod veřejnou komunikací v ulici Národních hrdinů). Zbývajících 725 m bylo prováděno v prostředí ordovických břidlic s výškou nadloží 4–12 m pod veřejnou komunikací v ulicích Národních hrdinů a Nad rybníkem.

GEOLOGIE

Geologické poměry území

Pokryvné útvary v zájmovém území jsou zastoupeny fluvio-álami (říčními) a deluvio-álami (svahovými) sedimenty, holocenními náplavami a navážkami. Fluvio-álami sedimenty jsou

INTRODUCTION

The first idea of the interceptor sewer in Dolni Pocernice dates back to the 1980s. However, the design realization was postponed, hence the municipal district Dolni Pocernice had to build a sewage lift station in the street 'Nad Rybníkem' to pump the sewage from the district 'Vinice' into the sewerage system of the city of Prague.

Preliminary studies dealing with two options of the sewerage system (namely true gravity flow system and gravity system with lift stations) were carried out in the '90s. Based on the economical evaluation, the option one, true gravity flow system, has been chosen since the higher acquisition costs should be shortly eliminated with the lower operation costs. The tender design of the true gravity system of the interceptor sewer into the wastewater treatment plant 'Újezd nad Lesy' was carried out in 2008. The realization of the project was put off due to the lack of funds. Consequently the construction was commenced in April 2014.

BASIC PROJECT INFORMATION

In the project of ISH1, centrifugally cast glass-fiber-reinforced polymer mortar (CCFRPM) pipes DN800 SN12500 PN10 are proposed at the uniform gradient of 3,9‰ for the entire length of 858m.

The first 17m, situated in an urban area between a playground and a brook 'Rokytka', were built with a cut & cover method. The trench was 3m to 6m deep, supported by shoring boxes.

For the remaining 841m of the sewer line, a hand tunneling technology was used. The entire length of the interceptor sewer was divided by 14 manholes into particular sections with the length of 28-100m. First 116m of the tunnel between shaft S1 and S4 was excavated in deposits with overburden of ca. 1-4m. Section S1-S2 was situated under the brook 'Rokytka', and from S2 further, under the road in the 'Narodnich Hrdinu' street. The remaining 725m of the tunnel was excavated from Ordovician schists with overburden of 4-12m under the road in the 'Narodnich Hrdinu' and 'Nad Rybníkem' streets.

GEOLOGY

Geological Composition

The land cover of the district is formed by fluvial and diluvial deposits, Holocene river alluvium and made ground. The fluvial deposits, formed along the brook 'Rokytka', are comprised of

tvořeny písky, štěrky a zahliněnými písčitými štěrky a vyskytují se v oblasti Rokytky (zejména na dně koryta řeky). Deluviální sedimenty jsou zastoupeny v menší míře a tvoří je jíly a jílovité či písčité hlíny s úlomky hornin. Holocenní náplavy vznikaly akumulací činností Rokytky, vyskytují se tudíž také pouze na začátku trasy KSH. Jsou tvořeny jílovitými a písčitými hlínami, ve kterých se s přibývajícím hloubkou zvyšuje podíl písčité a štěrkovité frakce. V převážné většině trasy se pokryvné útvary vyskytují pouze ve formě navážek, které navíc často tvoří pouze konstrukční vrstvy pozemní komunikace o mocnosti přibližně 0,5 m.

Skalní podloží je v celém zájmovém území zastoupeno bohdaleckým a královským souvrstvím zvrásněných ordovických hornin. Bohdalecké souvrství je tvořeno tmavě šedými až černošedými velmi jemně slídnatými jílovitými břidlicemi, místy se zvýšeným výskytem prachové frakce. Zvětváváním se tyto břidlice úlomkovitě až střípkovitě rozpadají a zbarvují do šedohněda. Konečným produktem jejich zvětvávání jsou jílovitohlinitá a jílovitá eluvia se střípkami břidlic. Královské souvrství je tvořeno šedými, místy nazelenalými bezslídnatými jílovitými břidlicemi. Jsou poměrně měkké a snadno zvětvávají na jílovitou hlínu a jíl se střípkami hornin. Místy jsou jílové břidlice skalního podloží rozrušeny silným fosilním zvětváváním, při kterém se nápadně světle nebo i pestře zbarvují a získávají charakter zemin.

Hydrogeologické poměry území

Hloubka podzemní vody je v dané lokalitě silně ovlivněna přítomností řeky Rokytky a počernického rybníka a vyskytuje se průměrně 2 m pod povrchem. Sedimenty a holocenní náplavy tvoří jeden hydrogeologický celek závislý na povrchových tocích, propustnosti zeminy a atmosférických srážkách. Podzemní voda v prostředí ordovických hornin nevytváří souvislou zvětvání a objevuje se v tektonicky porušených zónách a ve zvětralé svrchní vrstvě.

NÁVRH A HLOUBENÍ STAVEBNÍCH ŠACHET

Na KSH1 bylo navrženo celkem 13 šachet, z čehož je 12 šachet revizních a jedna spadišťová. Městské standardy vodovodů a kanalizací na území hlavního města Prahy rozlišují revizní šachty hluboké do 12 m, 12–30 m a přes 30 m. Podle tohoto kritéria je osm revizních šachet do 12 m (Š2, Š3, Š4, Š5, Š6, Š7, Š12, Š14) a čtyři nad 12 m hloubky (Š8, Š9, Š10, Š11).

Návrh a hloubení stavebních šachet do 12 m hloubky

Základním rysem revizních šachet do 12 m hloubky je, že nevyžadují odpočívadla a oddělený lezní a manipulační prostor. Díky tomu zabírají pouze malý prostor a lze je snadno skládat z prefabrikátů. Při návrhu dočasných stavebních šachet jsou tudíž voleny minimální půdorysné rozměry s ohledem na proveditelnost ražeb při dodržení požadavků stanovených vyhláškou ČBÚ 55/1996 Sb.

V tomto pojetí byly navrženy obdélníkové stavební šachty vnitřních rozměrů 2,3×2,8 m, pažené ocelovou důlní výztuží K21 a pažinami UNION (obr. 1). Rozteče výztužných rámu u mělkých šachet začínaly na 1,4 m a s hloubkou byly postupně redukovány až na 0,7 m. U hlubších šachet byly rozteče z důvodů jednoduššího provádění až na výjimky drženy v jednotném rastru 0,75 m.

Hloubení se provádělo bagry s drápky, které sice standardně dosáhnou pouze do 7 m, ale při použití dvou prodlužovacích nástavců umožnily hloubit až do 11 m. Za použití této mechanizace bylo dosahováno průměrných postupů ve standardním geologickém prostředí okolo 0,6 m za směnu.

sand, gravel and silty sandy gravel. Less encountered diluvial deposits consist of a clay and clayey or sandy silt with rock particles. The Holocene river alluvium was created by motion & erosion on the river bed therefore it is also located solely in the beginning of the ISH1 adjacent to the brook 'Rokytká'. It is composed of clayey or sandy silt. The proportion of sand and gravel increases with depth. The made ground dominates as a land cover along the proposed alignment and it typically forms the unbound sub-base course of the road surface with approximate thickness of 0.5m.

The bedrock of the territory is formed of the folded Ordovician succession of 'Bohdalec' and 'Kralodvor' formations. The 'Bohdalec' formation consists of dark gray to black gray very fine micaceous clayey shales with uneven tufts of silts. Erosion causes a fragmental disintegration and gray-brown discoloration. The final stage of this erosion is eluvial clayey silt or clay with shale particles. The 'Kralodvor' formation is comprised of gray, sometimes greenish non-micaceous clayey shales. They are quite soft and tend to weather into clayey silt and clay with rock particles. In isolated spots, the clayey shales within the bedrock are highly weathered. In this case they turn pale or bright and convert from rock to soft ground.

Hydrogeological Conditions

The groundwater level within the district is about 2m below the surface and is highly influenced by the brook 'Rokytká' and pond 'Pocernice'. The deposits and Holocene alluvium cause an aquifer dependent on the surface water, soil permeability and atmospheric precipitation. The ordovician shales do not form an aquifer and the water flows solely through zones of tectonic fractures and saprolite (weathered subsurface).

SHAFTS DESIGN & CONSTRUCTION

There are twelve ordinary manholes and one drop manhole (S13) on the ISH1 project. The Prague Water and Sewer Standard (hereinafter PWSS) distinguishes ordinary manholes by a depth to 12m, from 12m to 30m and over 30m. In this project, there are eight manholes with the depths of up to 12m (namely S2, S3, S4, S5, S6, S7, S12 and S14) and four manholes with the depths between 12 and 30m (namely S8, S9, S10 and S11).

Shafts Intended for Manholes up to 12m Deep

For the manholes up to 12m deep, a pedestrian space with landing slabs separated from a operational space is not required. Therefore the permanent structure could be easily manufactured from precast concrete rings. In this case, the size of the temporary shafts was derived from the tunnel & shaft feasibility taking into account the standard 'CBU 55/1996 Sb.' of the Czech Mining Authority.

Based on this concept, rectangular temporary shafts with dimensions of 2.3×2.8m supported by steel mine frames K21 and UNION lagging were proposed (Fig. 1). Spacing of the frames of the shallow shafts started at 1.4m and was gradually reduced until the depth of 0.7m. The spacing of the deeper shafts was kept mostly at a uniform pattern of 0.75m for the purpose of simplification.

The clamshell bucket excavators were used for the shaft excavations. They commonly reach up to 7m only, however using two extension bars allows for excavating up to 11m. The average progress rate achieved with this machinery in a usual subgrade was about 0.6m per shift. When hard rock was encountered and 'Darda' (a device breaking the rock by pushing a hydraulic wedge between two blades inserted to the pre-drilled holes; Fig. 2) with pneumatic jack hammers had to be used, the progress rate fell down to 0.3m per shift at the lowest.

Shafts Intended for Manholes from 12 to 30m Deep

A pedestrian space separated from a operational space by a solid barrier is required for the manholes with a depth exceeding 12m. The

V případě zastižení extrémně tvrdých partií, které musely být rozvolňovány pomocí Dardy (zařízení, které trhá horninu vhaňením hydraulického klínu mezi dvě lopatky vsunuté do předvrtaných otvorů, obr. 2) a ručních pneumatických kladiv, postupy klesly až na hodnotu 0,3 m za směnu.

Návrh a hloubení stavebních šachet nad 12 m hloubky

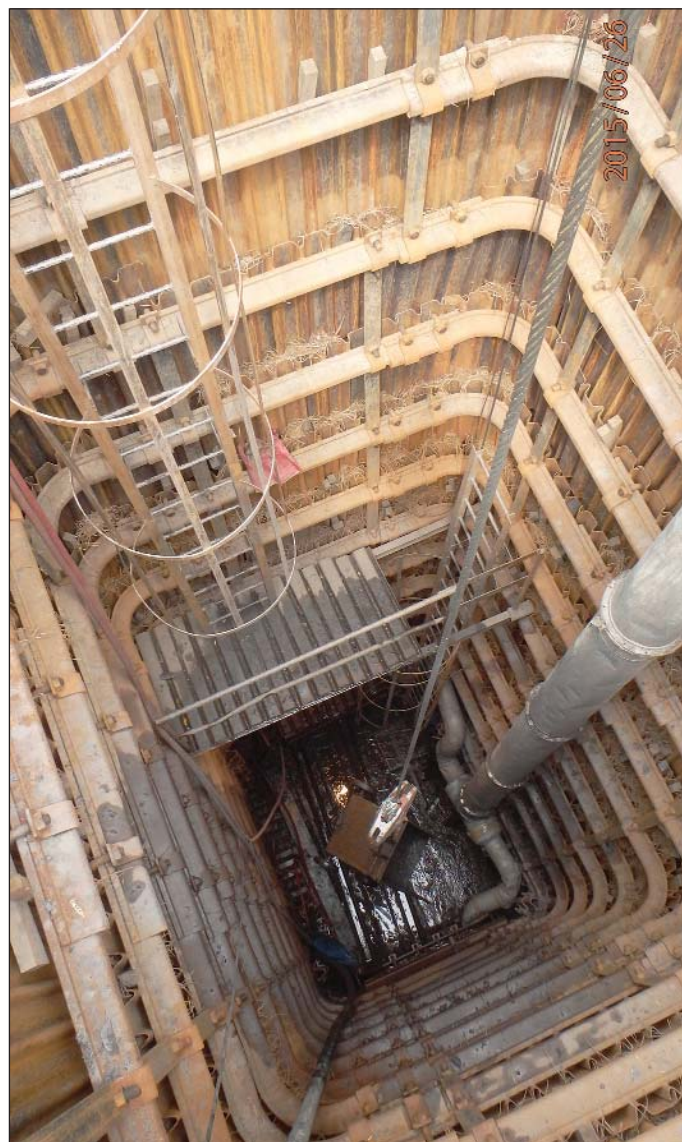
Revizní šachty nad 12 m hloubky musí být vybaveny lezním oddělením s odpočívadly po svislých vzdálenostech max. 5 m a odděleným manipulačním prostorem. Městské standardy vodovodů a kanalizací na území hlavního města Prahy umožňují návrh jak obdélníkových šachet (s minimálními vnitřními rozměry 1,65×3,05 m), tak i šachet kruhových (o světlem průměru min 2,5 m).

Pro KSH byl vybrán kruhový půdorysný tvar z důvodů příznivějšího statického působení (obr. 3). Přenos horizontálního napětí prostřednictvím normálové síly, jak je tomu u kruhových šachet (namísto vzdorování napětí ohybovými momenty ve stěnách šachet obdélníkových), jednak umožňuje redukcí nosné výztuže, ale hlavně se tak eliminuje rozevírání trhlin definitivní konstrukce, což výrazně napomáhá správné funkci vodostavebního betonu.

Stavební šachty byly i zde navrženy z dűlní výztuže K21 (tentokrát s roztečemi 1 m) a pažin UNION s vnitřním průměrem rámu 3,25 m. Ohlubňový rám se skládal ze čtyř ocelových válcovaných nosníků I300, na kterých byl položen úvodní kruhový rám z dűlní výztuže K21 (obr. 4a). Toto řešení ohlubňového rámu kruhových šachet se stavební společnost POHL cz, a.s., již v minulosti osvědčilo (alternativně lze místo úvodního kruhového rámu formujícího tvar stavební šachty použít například pouze ohlubňový rám z válcovaných profilů ovšem za předpokladu, že se do každého rohu čtverce vymezuujícího tvar šachty ještě navíc veváří rozpěra, aby rám z vnitřní strany utvářel tvar rovnostranného osmiúhelníku, obr. 4b).

Určitou komplikaci při hloubení představoval stávající kanalizační řad z potrubí DN300, který zasahoval do profilu šachet v hloubce 3–4 m pod povrchem, a tak musel být vyvěšen a chráněn proti mechanickému poškození. Po zjištění přítomnosti této kanalizace bylo rovněž zapotřebí upravit prováděcí dokumentaci tak, aby stěny budoucích revizních šachet s potrubím nekolidovaly.

Hloubení těchto šachet bylo přibližně do 10 m hloubky opět prováděno drapáky, po dosažení této hloubky se přešlo na rozpojování pneumatickými kladivy, ruční nakládání

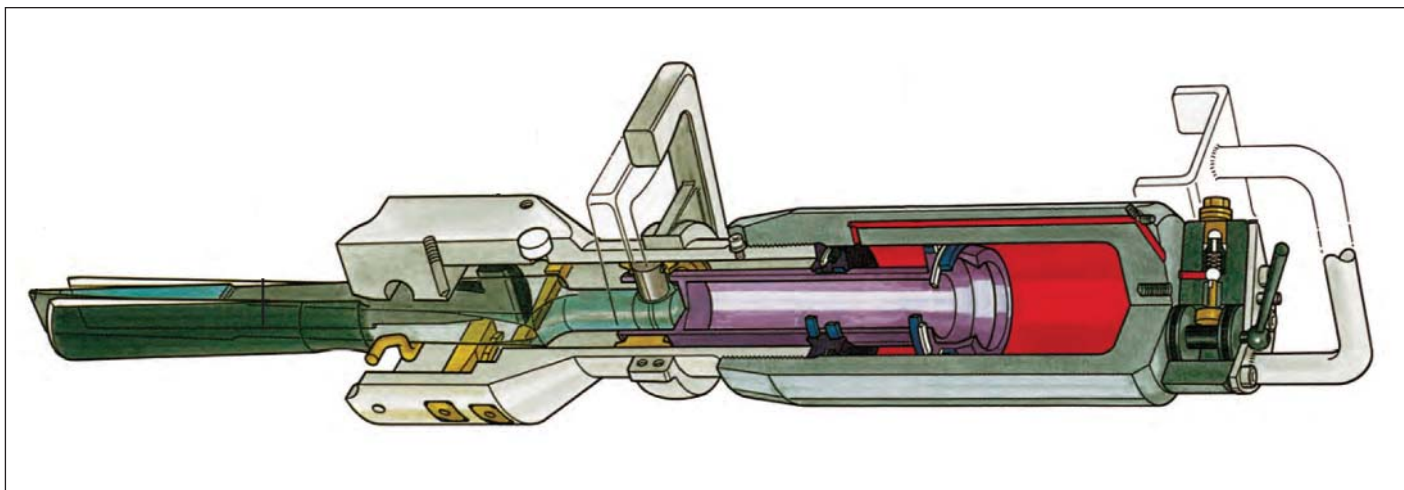


Obr. 1 Stavební šachta do 12 m hloubky

Fig. 1 Shafts intended for manholes up to 12m deep

pedestrian space has to be built with landing slabs per maximal vertical distance of 5m. The PWSS allows for rectangular manholes of the minimal size of 1.65×3.05m or a circular manholes with the minimal internal diameter of 2.5m.

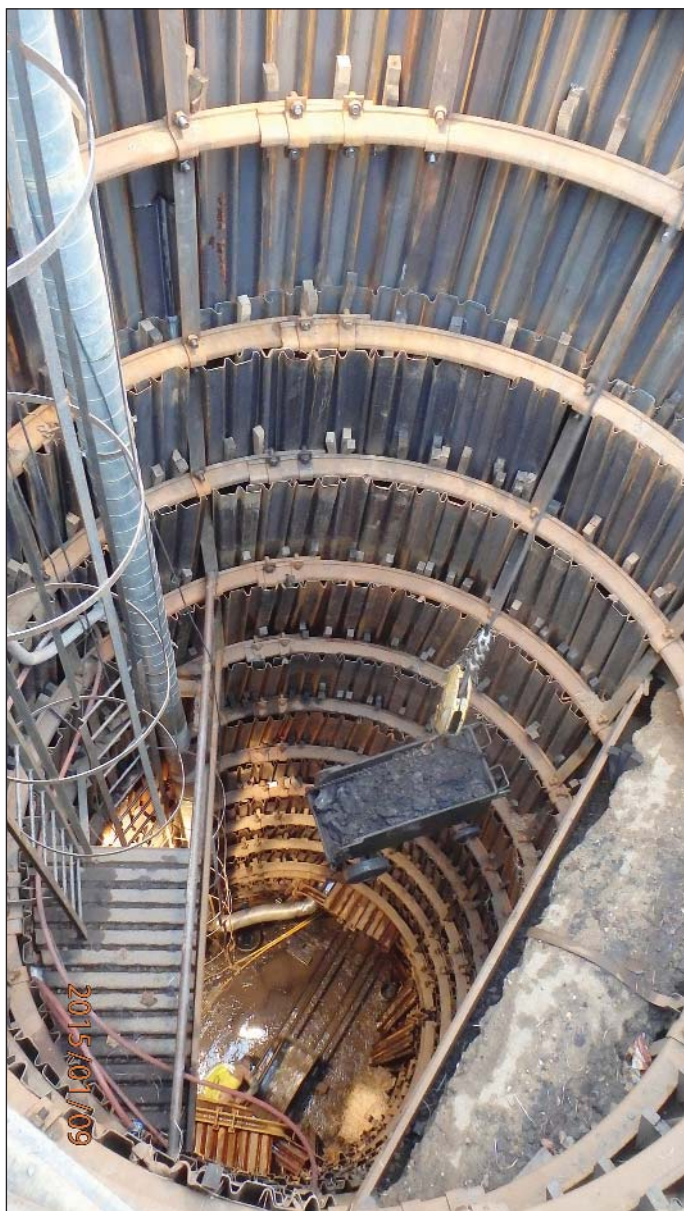
For ISH1 the circular shafts were proposed (Fig. 3) due to a more favorable structural behavior – the horizontal load of the circular



Obr. 2 Hydraulický klín, tzv. „Darda“

Fig. 2 Hydraulic wedge 'Darda'

zdroj/source: www.darda.de



Obr. 3 Stavební šachta nad 12 m hloubky
Fig. 3 Shafts intended for manholes over 12 deep

a odtěžování pomocí van a důlních či portálových jeřábů. Průměrné postupy, kterých bylo takto dosahováno, se pohybovaly od 0,4 m do 0,5 m za směnu.

Spadlišťová šachta – dočasná konstrukce

Spadlišťová šachta byla situována do místa stávající čerpací stanice a výtláčného řadu, které byly po zaústění potrubí DN300 ze dvou protilehlých stran do nově zbudovaného spadliště zrušeny. Vnitřní rozměry rámu stavební šachty byly 2×4 m s mezilehlou rozpěrou přibližně v polovině delší strany rámu a vycházely z provozních požadavků definitivní konstrukce. Pro zjednodušení provádění byly rozpěry do obvodových rámu vkládány s odstupem dvou etází. Ze statických důvodů zde již nebylo možné využít důlní výztuže a výztužné rámy tak musely být svařovány z ocelových válcovaných nosníků I200 (ohlubňový rám byl z profilu I300) typicky ve svislých osových vzdálenostech 1 m. Pažení bylo prováděno zátažným, příložným i hnáným způsobem s využitím ocelových pažnic UNION.

Zavěšování rámu může být obecně prováděno nejružnějšími způsoby (obr. 5), např.:

- a) subtilnější válcované profily vevařené mezi stojiny válcovaných nosníků;

shaft is borne by axial force instead of the rectangular shafts where the walls have to resist the bending moments. This allows a reinforcement reduction and above all it eliminates the cracks of the final lining, which is essential for a proper function of waterproof concrete.

These shafts were supported by steel mine K21 frames and UNION lagging as well. The internal diameter of 3.25m with uniform spacing of 1.0m was designed. POHL cz, a.s. prefers to use the head frame composed of four I-beams I 300 with the initial circular K21 frame installed on the top to define the circular shape of the shaft (Fig. 4a). An alternative solution of using a head frame without any initial frame can be used as well. In this case an extra I-beam should be welded into each corner of the head frame to get an equilateral octagon – a shape resembling a circle (Fig. 4b).

One complication occurred during the shaft excavation. The layout of sewer shafts intersected the existing sewerage DN300 pipe at the depth of 3-4m. The sewer pipes had to be protected by lagging and suspended on the temporary lining of the shaft. Due to this collision the final design of the permanent structures had to be amended in accordance with the discovered layout on site.

The circular shafts were excavated up to ca. 10m also using clamshell bucket excavators with double extension bars. Below this level, hand excavation with the pneumatic jack hammers and mucking out through skips of mining or gantry cranes were employed with the average progress rate of 0.4-0.5m per shift.

Shaft Intended for Drop Manhole

The drop manhole was proposed into the place of the existing sewage lift station. The DN300 pipes, linked from both sides into the lift station, were reconnected into the new drop manhole and the station was removed. The inner size 2×4m of the shaft was derived from the operational requirements for the drop manhole. The supporting frames were strutted approximately in the middle of the longer sides of the structure. The struts installation was two levels delayed to facilitate the construction. The steel mine frames could not be used due to the low stiffness therefore frames welded from I-beams were proposed. The head I 300 frame and the supporting I 200 frames with 1m spacing were designed. The UNION lagging was again used – installed after the shaft excavation at the top levels and forepoled at the bottom.

There are many options how to suspend the supporting frames (Fig. 5), for instance using:

- a) smaller beams axially welded on the I-beam webs of the frames;
- b) the square/circular hollow beams welded on the I-beam webs;
- c) threaded rods with four hex nuts and washers;
- d) threaded rebars with tube spacers and wing nuts;
- e) steel flat bars welded on the front sides of both flanges (inward to the shaft);
- f) steel flat bars welded on the outer sides of both flanges.

The above-mentioned options have the following disadvantages:

- ad a) higher price and low quality welds as a result of poor access to the welded edges and welding upwards over the head of the welder; the hangers do not allow to suspend the frames prior to welding;
- ad a) ditto point a; moreover, the thickness of the hollow beam wall has to be at least 3mm otherwise the welded edge could be burned and subsequently the quality of the weld would be very poor;
- ad c) expensive;
- ad d) expensive, complicated (workshop preparation needed);
- ad e) applicable with IPE-sections only since they have straight flanges instead of the I-sections; the hangers do not allow to suspend the frames prior to welding thus the frame has to be wired or underlain.

- b) trubky či jekly vevařené mezi stojiny válcovaných nosníků;
- c) závitové tyče se 4 podložkami a maticemi;
- d) pruty betonářské výztuže s vykrouženými závitky a distančníky z trubek;
- e) dva pásy z ploché oceli navařené vždy na přední stranu příruby;
- f) dva pásy z ploché oceli přivařené na vnější povrch přírub válcovaných nosníků.

Stavební společnost POHL cz, a.s., používá plochou ocel navařenou na vnější příruby ocelových nosníků (varianta F). Jedná se o levné řešení, velmi jednoduché na provádění a navíc lze plochou ocel přetáhnout přes rám a skrz vypálený otvor poté protáhnout roxor, na který se nosník může položit, což usnadňuje sváření rámu. Nevýhody výše zmíněných variant jsou následující:

- ad a) vyšší cena a složitý způsob sváření a z toho plynoucí i nižší kvalita sváru – špatný přístup k svařovaným částem; sváření směrem vzhůru nad hlavou svářeče; nosníky nelze před svářením zavěsit;
- ad b) stejné jako ad a) (navíc je při volbě profilu vhodné myslet na to, že stěny s tloušťkou pod 3 mm se při sváření mohou spalovat a kvalita sváru je tak velmi nízká);
- ad c) drahé;
- ad d) drahé, složité (nutnost dílenské přípravy);
- ad e) použitelná pouze v kombinaci s rámy z válcovaných nosníků typu IPE, které mají (na rozdíl od I-nosníků) rovné příruby; nosníky nelze před svářením zavěsit a musí se podkládat.

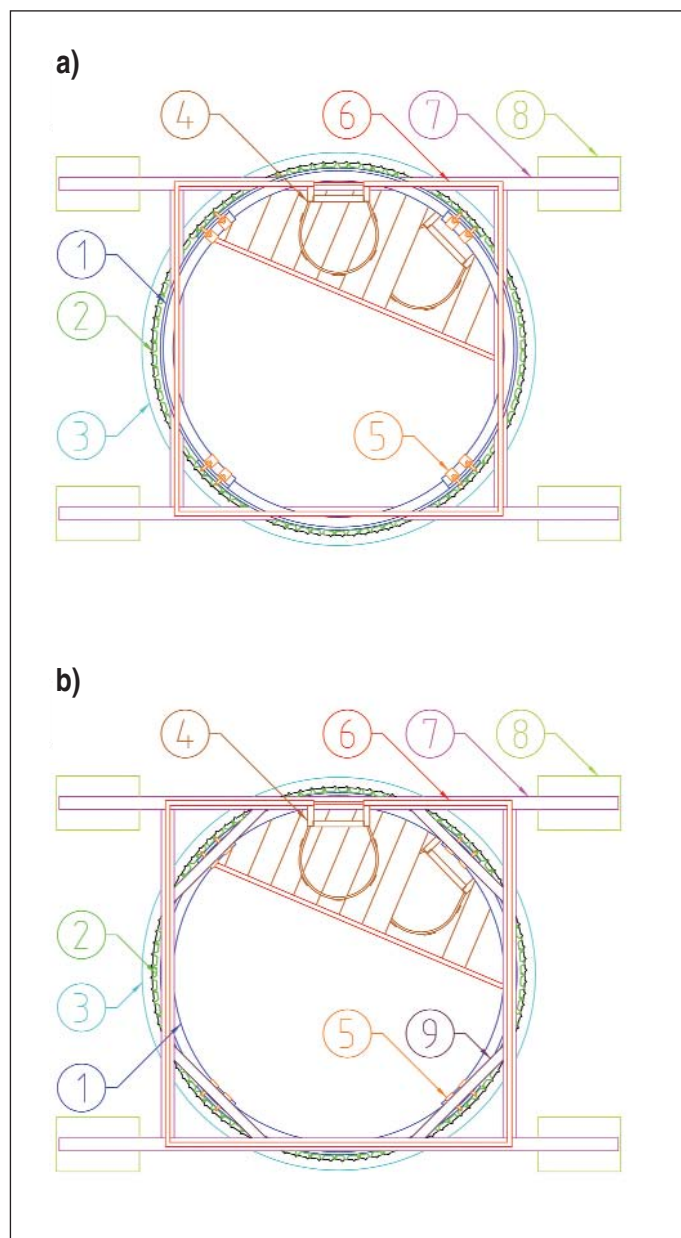
NÁVRH ŠTOLY A PROVÁDĚNÍ KANALIZACE

Návrh ostění

Pro uložení sklolaminátového potrubí Superlit DN 800 byla navržena štola lichoběžníkového profilu o ploše výrubu 3,5 m². Statický výpočet připouštěl variantu pažení ve vhodné geologii pomocí subtilních profilů TH 16,5 či pražských rámu. Kvalitativní parametry břidlic zastižených v trase byly ovšem natolik proměnlivé, že závodní použití těchto měkkých profilů z bezpečnostních důvodů zakázal. Provádění až 100 m dlouhých úseků ve stísněných podmínkách pražských rámu by navíc přinášelo řadu komplikací a zdržení jak při ražbě štoly, tak při osazování a zalévání potrubí a tak by se ekonomický přínos této technologie stejně zcela vytratil.

Štola byla tedy pro standardní geologii navržena s pažením pomocí rámu z důlní výztuže K21 (instalovaných po 1 m) a pažin UNION. Ve zdravých jílovitých břidlicích bohdaleckého a královského souvrství a v křemenných pískovcích polyteichové facie bohdaleckého souvrství byly stěny paženy přílozým bukovým pažením (obr. 6, 7). Pro ražbu v holocenních a pleistocenních náplavách a v tektonicky porušených břidlicích bohdaleckého a královského souvrství bylo navrženo pažení z důlní výztuže K24 (ve vzdálenostech podle zastižené situace – 0,6/0,8/0,9 m) s předražením pažin UNION po celém obvodu rámu (obr. 8). Při zjevných projevech nestability čelby bylo nařízeno provádět čílkování (buď pomocí ploché oceli a pažnic UNION, nebo pomocí dřevěných hranolů a fošen (obr. 9, 10).

Před zahájením ražby je vždy nutné provést tzv. výměnu. Jedná se o vložení vertikálních výztužných prvků do horizontálního podpůrného systému umožňující přerušení výztužných rámu a odstranění pažin v místě budoucí ražby. Výměnu u šachet pažených důlní výztuží zpravidla tvoří opět pruty důlní výztuže uchycené k vodorovným rámu třmenovými



Obr. 4 Řešení ohlubňového rámu kruhové šachty: 1 – úvodní/výztužný rám (K21); 2 – pažiny UNION; 3 – obetonávka ohlubně; 4 – lezní oddělení; 5 – třmeny; 6 – zábradlí; 7 – ohlubňový rám (I300); 8 – betonový základ ohlubňového rámu; 9 – rozpěra ohlubňového rámu (I220)

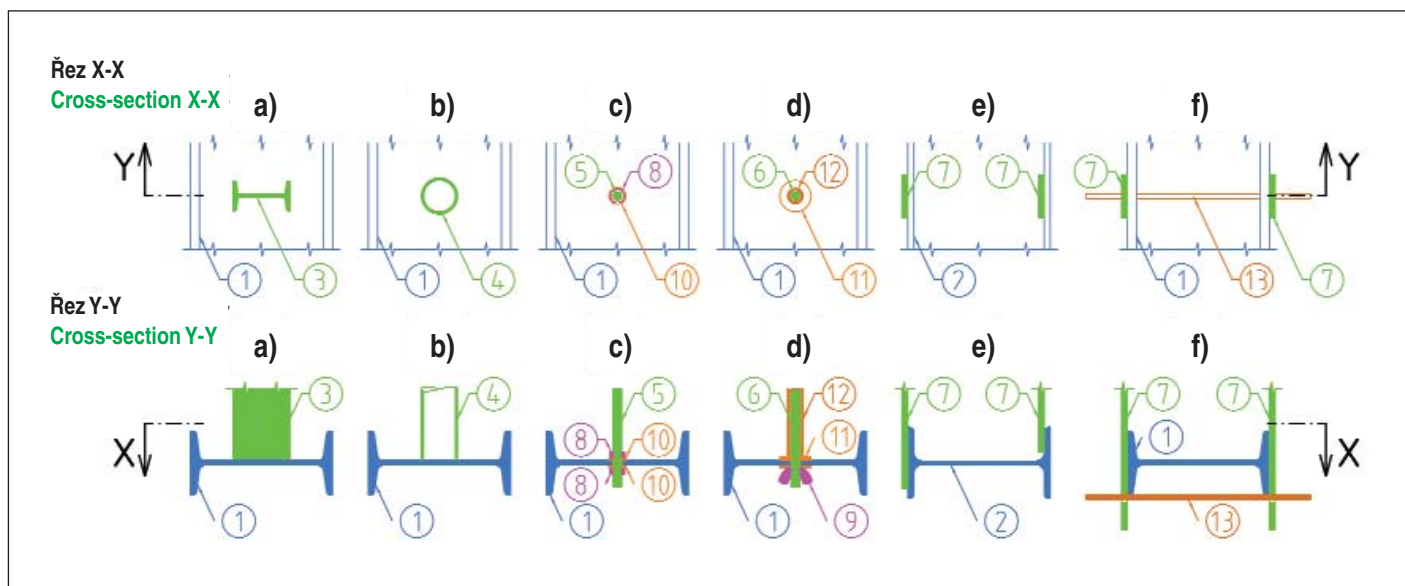
Fig. 4 Head Frame Layout of the Circular Shaft: 1 – K21 initial frame; 2 – UNION lagging; 3 – cast-in-place sealing collar; 4 – Rung ladder equipped with safety cage; 5 – Yoke joint; 6 – Handrail; 7 – Head frame (I300); 8 – Footing; 9 – I-beam strut (I220)

The construction company POHL cz, a.s. prefers the option F. It is cheap, easily implemented and moreover, the steel flat bars can be dragged over and burned through. Then a rebar is passed through the burned holes and the frame is put on. This provides a temporary holder of the frame in the required position, which simplifies welding.

TUNNEL DESIGN & CONSTRUCTION

Tunnel Design

The trapezoidal tunnel with excavation area of 3.5m² was proposed for installation of the Superlit CCFRPM sewer pipes DN 800. Based on the performed design analyses, the frames of the light steel mine section TH 16.5 or egg-shaped frames of steel flat bars (so called 'Prague's Frames') were allowed to be used in suitable geological conditions. However the geological conditions encountered along the proposed alignment were so heterogeneous that the site



Obr. 5 Různé způsoby zavěšení nosníků: 1 – ocelový válcovaný nosník I200; 2 – ocelový válcovaný nosník IPE200; 3 – válcovaný nosník I80; 4 – ocelová trubka 51/3,2; 5 – závitová tyč DIN 975 M12×1000 4,8; 6 – roxor 12 mm s vykrouženým závitem; 7 – plochá ocel 60/8; 8 – šestihranná matice DIN 934 M12; 9 – křídlová matice DIN 315 ZN M12; 10 – plochá podložka DIN 125 13; 11 – plochá podložka DIN 440 14; 12 – trubka 22/2,6; 13 – roxor 6 mm

Fig. 5 Some options of supporting frame suspension: 1 – I200 rolled steel beam; 2 – IPE200 rolled steel beam; 3 – I80 rolled steel beam; 4 – 51/3.2 steel tube; 5 – Threaded rod DIN 975 M12×1000 4.8; 6 – Threaded rebar 12mm; 7 – Steel flat bar 60/8; 8 – Hex nut DIN 934 M12; 9 – Wing nut DIN 315 ZN M12; 10 – Steel washer DIN 125 13; 11 – Steel washer DIN 440 14; 12 – 22/2.6 steel tube; 13 – Rebar 6mm

spoji. V případě rámu z válcovaných I-nosníků se výměna zpravidla provádí z válcovaných U-nosníků. Obvykle je nutné statický systém zesílit, aby rámy nad prorážkou byly schopny přenést i síly od výměn přenášené z přerušovaných rámu. Toto zesílení se může provádět buď zdvojením rámu, použitím tužšího rámu nebo použitím horninových svorníků. Použití horninových svorníků je sice ze statického hlediska bez výhrad, nicméně z hlediska proveditelnosti je to řešení poměrně nešťastné. Pro prováděcí firmu to totiž znamená zbytečné nasazení další technologie, z čehož plynou další nároky na vybavení (Permon, injektážní čerpadlo, chemie) a zajištění požadované kvality (zkušební osádka). Použití tužšího rámu v praxi znamená použití rámu větších rozměrů, což může kolidovat s požadavky na minimální světlý prostor v šachtě. Nejvhodnějším řešením je proto použití zdvojených rámu – profil, který se v šachtě standardně používá, se osadí dvakrát s vynecháním cca 10 cm pro třmeny/svařování. V takovém případě není nutné žádné další vybavení, osádka provádí pouze úkony, na které je zvyklá a zdvojený rám může navíc posloužit k předražení stropu, takže ve stabilním prostředí, kde se nepředraží boky, pak není nutné instalovat nakračující rám.

Ražba štol

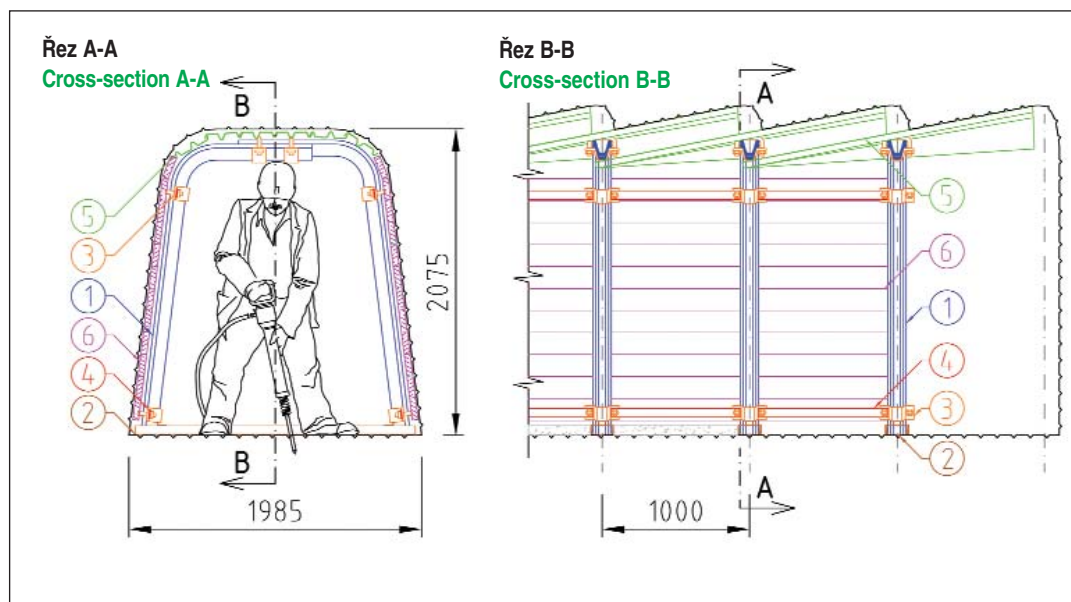
Jak již bylo řečeno, jednalo se o ražbu v proměnlivé geologii. Začátek trasy mezi Š1 a Š4 byl prováděn v sedimentech a náplavách s intenzivními přítoky podzemní vody, od šachty Š4 ražba pokračovala v břidlicích velmi nestálých vlastností. V určitých partiích (přibližně v 10 % z celkové délky trasy) byla hornina velmi tvrdá (pevnost v prostém tlaku přes 90 MPa) a jen o pár metrů dál pevnost prudce klesla (pod 4 MPa), nebo toto ostré geologické rozhraní procházelo přímo čelbou. Zvažovalo se i nasazení trhačích prací, nakonec bylo rozhodnuto pro překonání tvrdých partií použít rozpojování hydraulickým klínem (zařízení Darda; obr. 2) šetrnější s ohledem na silně nehomogenní prostředí.

Ve standardní geologii (královédvorská a bohdalecké břidlice s pevností okolo 10 MPa – třída R4) se hornina rozrušovala pomocí pneumatických kladiv a odtěžovala pomocí ručních vozíků pohyblivých se po vodicích pásech z pažnic UNION.

manager opted against a soft tunnel lining forbade. The excavation of the 100m long sections within the confined spaces of Prague's Frames would be too slow and complicated hence the economic benefits of this method would disappear anyway.

The trapezoidal steel mine frames K21 per one meter and UNION lagging were designed for the tunnel lining in the usual ground conditions. The beech timbering was used in fresh shales and quartz sandstones (Fig. 6, 7). The K24 steel mine frames with UNION lagging forepoled around the frames were used in the deposits and highly weathered shales (Fig. 8). The round length in the weathered rock was 0.6m, 0.8m or 0.9m, based on the in situ conditions. In cases where the tunnel face tended to be unstable, the UNION, or beech face lagging was installed (Fig. 9, 10).

Prior to the breaking through the lining of the shaft, the supporting frames within the breakout area had to be removed and vertical girders had to be installed on both sides of the opening to carry the load. In cases where the steel mine frames K21 supported the shaft, the girders were made from K21 as well. A yoke joints were used to fix the girder to the frame. In the shaft supported by I-beam frames, the U-beams were welded on the frames as the vertical girders. As soon as the frames within the breakout area were perforated, the frames above had to bear the load transferred from the perforated frames. Therefore, the structural system over the crown had to be strengthened. In general, strengthening can be done by doubling frames, using a stiffer frame, or by using rock dowels. Using the rock dowels works in terms of bearing load, however from the construction point of view it is not felicitous. It necessitates extra technology for the contractor; it means extra equipment (pneumatic rock drill, grout plant, chemicals) and higher quality-control demands (skilled crew). Using a stiffer frame inherently means using a frame of a larger size, which reduces the space within the shaft. Therefore, the most convenient solution is the frame doubling with roughly 10cm of mutual clear distance left for welding/yokes. That solution does not demand any further equipment and the crew conducts routine operations only. Furthermore, doubled framing can be used for tunnel crown forepoling, hence the initial temporary frame cannot be installed in stable ground conditions, where only the crown is forepoled and side-walls are simply lagged.



Obr. 6 Příčný a podélný řez štolou ve zdravých břidlicích: 1 – výztužný rám z důlní výztuže K21; 2 – ocelový práh z válcované ho nosníku U160; 3 – třmeny; 4 – vodorovné výztuhy z ploché oceli 60/8; 5 – předrážené pažiny UNION; 6 – bukové pažiny

Fig. 6 Drawing of the tunnel excavated in fresh rock: 1 – K21 steel mine frame; 2 – Steel strut U160; 3 – Yoke joint; 4 – Longitudinal brace from Steel flat bar 60/8; 5 – UNION forepoling; 6 – Beech timbering

Průměrné postupy, kterých bylo takto dosahováno, se pohybovaly okolo 0,9 m za směnu, v případě ražby v extrémně tvrdé geologii (křemenné pískovce z polyteichové face s pevností 120–140 MPa – třída R2) s nasazením Dardy klesly na cca 0,5 m za směnu a v nestabilním geologickém prostředí navážek, sedimentů a silně zvětralých břidlic se razilo rychlostí přibližně 0,75 m za směnu.

Protože mocnost nadloží sedimentů a náplav pod korytem Rokytky dosahovala pouze cca 0,8 m, byla říčka (před zahájením ražby tohoto úseku) 5 m od osy kanalizace zahrázkována a převedena třemi kusy sklolaminátových trub.

Při ražbě KSH1 bylo nutné celkem dvakrát urychleně řešit projevy nestability čelby v intenzivně rozrušených partiích nasycených vodou. V prvním případě došlo při ražbě k rázovému vysypání silně zvětralé horniny nad korunou štolý doprovázené intenzivním přítokem vody. Okamžitě bylo provedeno zaražení pažnic UNION na plnou délku, a protože porucha zasahovala i do čelby, bylo rovněž provedeno začílkování, čímž se štola stabilizovala. Poté bylo ostění v poruchové oblasti zesíleno dodatečnými rámy (ty se zafixovaly přivařením vodorovných výztuh z ploché oceli k ostatním ráům a aktivovaly se pomocí dubových klínů). Dále byly osazeny nové měřičské body jak ve štole, tak i na povrchu a zvýšila se četnost měření v této lokalitě až do ustálení deformací. Nakonec byla provedena sanace poruchové zóny injektáží dvousložkové polyuretan-silikátové pěny (MasterRoc MP 367 od spol. BASF) skrz dvě IBO kotvy navrtané do různých výškových úrovní vytvořené kaverny nad raženou štolou.

Ve druhém případě došlo k projevům nestability při instalaci rámu do prostoru ostění spadiškové šachty po odstranění jejího ostění. Materiál se do šachty sesunul dříve, než byla instalace prvního rámu dokončena a zdvojený rám v prostoru nad prořázkou tak přišel velmi vhod. Byl skrz něj předražen strop štolý a následně mohla být ocelovými pažnicemi začílkována čelba. Poté již mohl být rám do ostění šachty řádně vevařen a rovněž smontován rám nakračující, přes který se následně předrazila první sada pažnic UNION. Protože poruchová zóna v této oblasti pokračovala dál, bylo i v dalších záběrech prováděno

Tunnel Excavation

As mentioned above, the tunnel was situated in mixed-ground consisting of deposits with a high water inflow (from the shaft S1 to S4) and a wide range of shales (from the shaft S4 further). There was a highly weathered rock mass with the unconfined compressive strength under 4MPa mingled with a fresh rock mass with the unconfined compressive strength of over 90MPa (approximately 10% of the entire volume). This geological interface often intersected the tunnel face. Blasting was considered to get through this fresh rock; however in the end it was not deployed. Instead, a hydraulic wedge called 'Darda' (Fig. 2) was used to lessen the impact of the bre-

king works on the weathered zone within the heterogeneous tunnel face.

The tunneling within the usual ground conditions (shales with the strength of ca. 10MPa) was done by the pneumatic jack hammers and mucked out in hand carts moving along the guide strips made from UNION lagging. The average progress rate was about 0.9m per shift. In cases when the fresh rock with the strength of 120–140MPa was encountered and the hydraulic wedge Darda had to be used, the progress rate fell to ca. 0.5m per shift. The excavation progress rate within the unstable subgrade of the deposits and highly weathered shales was about 0.75m per shift.

Due to the low overburden of the deposits under the river 'Rokytká' (ca. 0.8m only), a temporary dam system had to be built in 5m from the sewer axis. The river was directed over the tunnel through 3 pieces of the CCFRPM pipes.

Two incidents relating to the partial face failure occurred during the ISH1 construction. In the first one, a highly weathered zone was encountered within the tunnel crown and the weathered shale with a water burst into the tunnel. The UNION lagging of the crown was immediately forepoled in its full length. Then a face lagging was installed since the failure zone reached the face as well. This stabilized the tunnel. The lining could be further strengthened by installing extra frames, wedging them in between the regular ones, and connecting them together with welded steel flat bars. New survey targets were installed in both the tunnel and surface and measurements were taken more frequently until the displacements were stabilized. Finally the failure zone was grouted by two component urea-silicate fumes (BASF MasterRoc MP 367) through two DYWI Drill Hollow Bars drilled into the cavity through two levels.

The second event occurred in the drop manhole during the first frame installation, after the lining of the shaft was removed. The weathered shale slid into the shaft before the first frame could be installed. Here the above-described frame doubling was used for quick forepoling of the tunnel crow. The tunnel face was lagged and then the first frame and (initial)(second?) frame were properly installed. Since the weathered zone extended further, the face beech timbering was also applied to the following sequences (Fig. 10). The induced cavity, together with the temporary shaft, was filled by a fly ash concrete during the drop manhole construction.



Obr. 7 Ražba ve zdravých jílovitých břidlicích
Fig. 7 Tunnel excavation in fresh shale

člňkování (tentokrát již pomocí dřevěných pažin; obr. 10). Protože se kaverna nacházela hned za ostěním, byla vyplněna společně s betonáží definitivního ostění. V tomto případě tedy nebylo zapotřebí prostor nad štolou sanovat injektáží.

Monitoring

Od započetí stavebních prací je důsledně prováděn monitoring. Po celé trase štol byly měřeny deformace v konvergenčních profilech standardně umístěných po 10 až 20 m v závislosti na stavebních objektech na povrchu, vzdálenosti od šachet a zastiženém geologickém prostředí (v nestabilním geologickém prostředí a v blízkosti šachet či stavebních objektů na povrchu jsou voleny kratší vzdálenosti). Sledování jednotlivých konvergenčních profilů se skládalo z měření deformací totální stanicí (trigonometrickou metodou) mezi třemi body osazenými na rámu důlní výztuže ve štole (vždy jeden bod v koruně a na každé straně opěří) a z provádění velmi přesné nivelace (přesnost na 0,1 mm) na třech až pěti bodech na povrchu. Velmi přesnou nivelací byly také sledovány poklesy ohlubených rámců stavebních šachet a stavební objekty na povrchu v dosahu teoretické poklesové kotliny. Dále byla sledována geometrie stavebních jam pomocí rozpěrné latě.

Měření bylo standardně prováděno jednou týdně, s ustalováním deformací byla jeho četnost snižována a při

Monitoring

From the beginning of the ISH1 construction, the project has been properly monitored. The convergence monitoring has been performed in defined sections along the proposed alignment. The sections were established over distances of 10-20m, based on the surrounding buildings & shafts layout and the encountered geological conditions. Shorter spacing of the convergence sections was chosen for unstable grounds and around adjacent buildings or excavated shafts. Surveying each section consisted of measuring the tunnel displacements with a total station (three survey targets fixed at the frame) and levelling 3 or 5 points on the ground surface with a precise level (accuracy 0.1mm). Levelling was also used for surveying adjacent buildings and head frames of the shafts. Moreover, the geometry of the shafts was checked by telescopic measuring rod.

In general, the surveying process was carried out on a weekly basis and was conducted less frequently with fewer displacements or more frequently with increase of displacements. The usual displacement on the ground surface was ca. 7mm, vertical deformation of the tunnel was ca. 4mm and mutual deformation of the installed survey targets was about 3-4mm.

CCFRPM Sewer Pipe Installation

A proper floor with an accurate level and decline is crucial for a trouble-free pipe installation. The floor was built in the following steps. Firstly, short rebars were stuck into the gravel layer on both sides of the tunnel and the surveyor marked them with the level of the floor. On these marks, steel flat bars 50x3mm were welded to both sides along the tunnel walls and the protruding ends of the rebars were cut. Then the concrete was cast on the floor and leveled to the desired slope by sliding a timber on the guided edges of the steel flat bars. The concrete was transported into the tunnel from the concrete Schwing pump via concrete pump pipes and rubber hoses. In two or three days, the concrete gained sufficient strength for pipe installation.

The sewer pipes were transported with a home-made handcart (a simple cradle with four wheels). The pipes were first placed on the side of the tunnel one after the other (Fig. 11), then they were connected and directed into the desired position. For assembling sewer pipes, a hand jack was used, propped against the supporting frames of the tunnel. For short distance transportation of the sewer pipes inside the tunnel, simple ca. 1m long steel tubes were used. They were placed transversally underneath the sewer pipe and rolled as the pipe was pushed. As soon as a pipe was connected to the previous one, its position was properly measured and directed by a pipe laser. If the incline of the pipe did not match the required gradient, a steel plate bar was put underneath to align the pipe. Finally the pipeline was fixed by steel clamps anchored in the concrete floor and strutted by wooden beams against the tunnel crown and walls.

TUNNEL BACKFILL

After the pipe line was installed, the tunnel was backfilled with the fly ash concrete of the 28-days strength ranging from 3 to 6MPa. The fly ash concrete is a liquid material (consistence more than class F7 – SCC, according to the EN 12350-5, i.e. the concrete spread over 850mm), which fills the space completely (including the space behind the lining), even tens of meters away from the spread line, without any compaction. Therefore, the gravity line only (no pumps) could be used to get the material into the tunnel. Since it is self-compacting (SCC) it has the ability to fill even the space above the tunnel crown. There are two disadvantages of its high water content. The first downside is the slow strength gain and the second is about 25% volume loss during the hardening.

projevech nestability byla naopak zvyšována. Naměřené deformace na povrchu v ose štolky se standardně pohybovaly okolo 7 mm, vertikální deformace ve štolce byly cca 4 mm a rozteče mezi jednotlivými body osazenými na rámu důlní výztuže byly 3–4 mm.

Zavážení sklolaminátových trub Superlīt DN800

Základem snadného zavážení trub je provedení kvalitní podlahy v požadované výšce a spádu – postup byl následující: po stranách štolky se do šterkové podlahy napíchaly pruty betonářské výztuže, na kterých se (ve spolupráci s geodetem) vyznačila výška podlahy; na tyto značky se posléze přivařila pásová ocel 50×3 mm a odřezaly se přechýlující konce výztuže; poté byla zahájena betonáž s tím, že se beton rovnal do požadovaného sklonu pomocí latě posouvané po připravených vodicích hranách z pásové oceli (beton byl dopravován ocelovým a pryžovým tlakovým potrubím z autočerpadla Schwing přistaveného u ohlubně). Po dostatečném vytvrdnutí betonu (běžně dva až tři dny) se začalo se zavážením trub.

Kanalizační trouby se do štolky dopravovaly na jednoduchém ručním vozíku (čtyři kolečka a kolébka svařená z pásové oceli). Nejprve se poskládaly jedna za druhou po straně štolky (obr. 11), poté se začaly napojovat (k zatlačení do hrdla se používal obyčejný ruční hever, zapřený o rámy z důlní výztuže) a rovnat do požadovaného směru. K manipulaci s kanalizačními troubami na krátké vzdálenosti ve štolce posloužily obyčejné cca 1 m dlouhé ocelové trubky, kterými se vždy přepravovaná kanalizační trouba příčně podložila a pak se po nich jednoduše valila. Po osazení každé trouby se provedlo její proměření trubním laserem a v případě zjištění odchylky od požadovaného sklonu se trouba dorovnála podložením pásovou ocelí. Poté se potrubí zafixovalo pomocí ocelových třmenů zakotvených do betonové podlahy a dřevěných hranolů rozepřených do stropu a do stran.

ZALÉVÁNÍ ŠTOLY

Kanalizační potrubí ve štolách se zalévá cementopopílkovou suspenzí (dále jen CPS) pevnosti v prostém tlaku po 28 dnech mezi 3 a 6 MPa. Jedná se o tekutou hmotu (stupeň konzistence podle EN 12350-5 je více než F7, tzn. rozliv nad 850 mm), která dokonale vyplní veškeré volné prostory (včetně prostoru za ostěním) i do vzdálenosti desítek metrů od místa rozlivu bez jakéhokoli hutnění. Do štolky může být tudíž dopravována pouze gravitačně bez nutnosti použití nákladních pupm a je samonivelační, což zabezpečí vyplnění prostoru i nad korunou štolky. Nevýhodou vysokého obsahu vody v CPS je velmi pomalý nárůst pevnosti a přibližně 25% ztráta objemu při jejím zrání.

Před zaléváním štolky CPS byly po cca 40 m vyzděny přepážky (ztracené bednění) a nainstalováno potrubí pro zalévání (zpravidla se používalo hladké kanalizační KG potrubí z neměkčeného PVC s gravitační dopravou směsí z automixu přistaveného u ohlubně). V požadovaných místech musely být navíc vyzděny těsnící přepážky z jílových nepálených cihel, které brání migraci vody podél štolky po jejím zalití. Potrubí bylo zaléváno po etážích, aby nedošlo k jeho vyplavání nebo narušení ovality. Po dokončení každé etáže se vždy přívodní potrubí rozmontovalo a vypláchno. Celý proces zalévání byl proto poměrně zdoluhavý a také fyzicky náročný (vzhledem k práci ve štolce malých rozměrů, kde už tou dobou byla výška manipulačního prostoru snížena betonovou podlahou a prostor byl navíc blokován do třech stran rozepřenou kanalizační troubou).



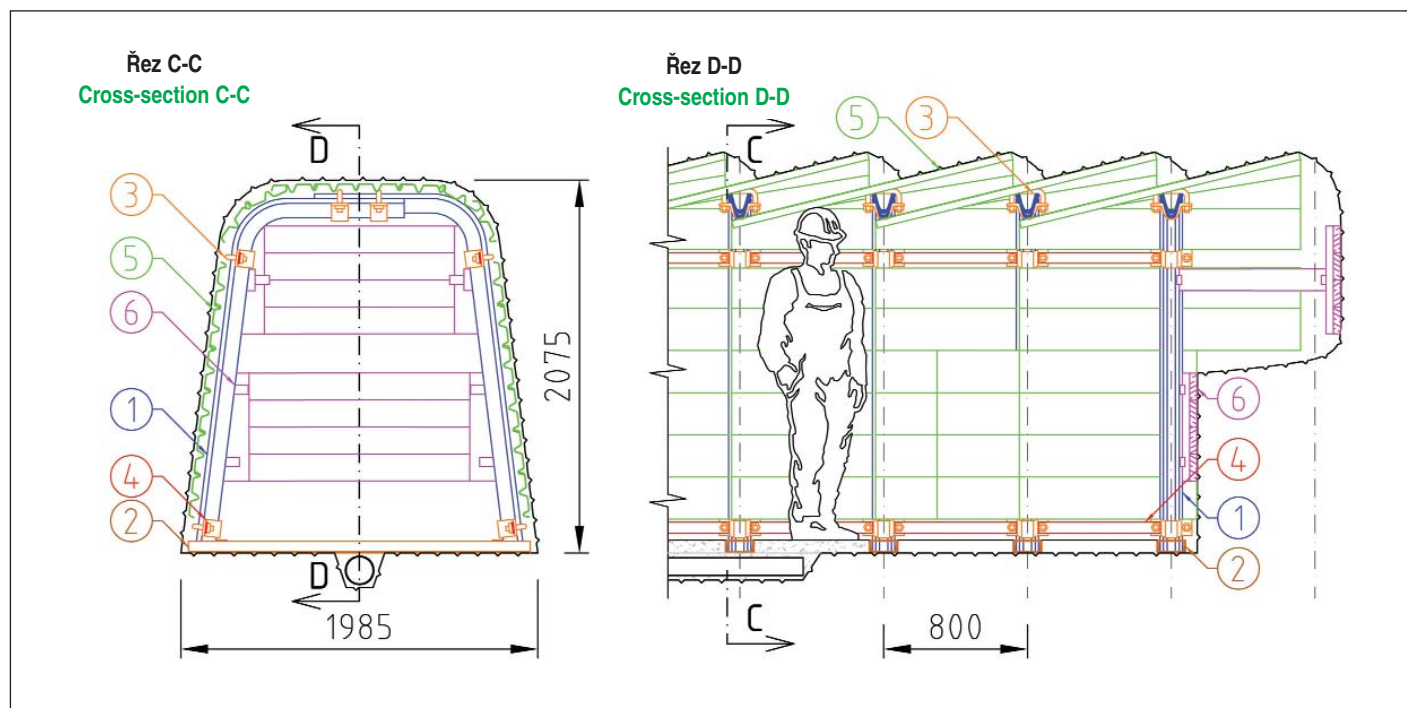
Obr. 8 Ražba v tektonicky porušených břídlích a náplavách
Fig. 8 Tunnel excavation in deposits

Before the tunnel could be backfilled, partitions had to be built per every ca. 40m and the gravity concrete line from sewer smooth non-softened PVC pipes had to be installed. Moreover, in defined sections, sealing walls from unfired clay bricks had to be built to prevent any water migration along the backfilled tunnel in the future. The tunnel was backfilled sequentially in several steps to prevent pipe floating or flattening. The concrete line had to be disassembled and sluiced out after each step. Hence the whole process was quite lengthy and physically demanding, especially due to the confined work space within the tunnel with concrete floors and strutted sewer pipes.

MANHOLES CONSTRUCTION

Manholes up to 12m Deep

The manholes up to 12m deep were assembled from precast concrete manhole rings. Firstly, a base unit with tiled channel DN 1200 was founded on the concrete in situ base and the sewer pipes were connected. Then a manhole ring DN 1200, an eccentric flat top (DN reduced from 1.2m to 1.0m) and an eccentric cone (DN reduced from 1.0m to 0.8m) were stacked up. After that, the shaft was backfilled with the fly ash concrete at least above the level of the tunnel crown. Then the DN 800 manhole rings were stacked up to the desired level, while simultaneous backfilling & compacting the adjacent spaces within the shaft.



Obr. 9 Příčný a podélný řez štolou v náplavách: 1 – výztužný rám z důlní výztuže K24; 2 – ocelový práh z válcované ho nosníku U160; 3 – třmeny; 4 – vodorovné výztuhy z ploché oceli 60/8; 5 – předrážené pažiny UNION; 6 – čílkování z dřevěných fošen a hranolů

Fig. 9 Drawing of the tunnel excavated in weathered rock or deposits: 1 – K24 steel mine frame; 2 – Steel strut U160; 3 – Yoke joint; 4 – Longitudinal brace from Steel flat bar 60/8; 5 – UNION forepoling; 6 – Face timbering



Obr. 10 Čílkování pomocí dřevěných bukových fošentl. 40 mm a hranolů 120x120 mm

Fig. 10 Face timbering from beech 40mm thick propped up by spruce struts 120x120mm

Finally a second eccentric cone (DN reduced from 0.8 to 0.6m) and grade rings with a cast iron cover were installed and the road layers were rebuilt.

The steel from the lining of the shafts could be dismantled and reused. However, due to the tight schedule, only the upper two levels were removed.

Manholes from 12m to 30m Deep

As mentioned above, the pedestrian space separated from the operational space by a solid barrier is required for the manholes with the depth over 12m. Accordingly, a significantly larger internal space is required, hence the precast segments are not suitable.

In case of the ISH1, the existing sewerage pipe DN 300 crossed the layout of the manholes. Therefore the structure below this sewer pipe was cast-in-place. This structure was covered with an in-situ precast concrete flat top with two openings intended for the operational and pedestrian spaces. Thereafter, the precast manhole rings DN 800 were stacked upon the openings.

The lining of the shaft was used as a permanent formwork of the cast-in-place walls. To ensure impermeability, a crystallization additive Xypex was used in the concrete mixture. The inner shutter was 3m high. A combination of swelling tapes and steel plate waterstops Aquafin CJ5 with a crystallization coating was used to seal up the construction joints. The interface of precast concrete and cast-in-place concrete was sealed with a double row of swelling tapes (tapes with delayed swelling were used in wet conditions). In addition, a polyurethane sealant with a foam backfill rod (behind) was applied intrados. The manhole channels were tiled with basalt to achieve durability.

Drop Manhole

The whole drop manhole was cast-in-place and tiled with granite bricks. Stream-breakers were installed on the front and back wall and recessed steps were made on the side wall. The channel was made from granite and the back drop pipe from basalt DN 400.

VÝSTAVBA REVIZNÍCH ŠACHET

Provádění revizních šachet do 12 m hloubky

Revizní šachty do 12 m hloubky byly kompletně vyskládány z prefabrikovaných skruží. Skladba vždy začínala prefabrikovaným betonovým dnem DN1200, které se osadilo a urovnalo na podkladní beton a napojilo se na kanalizační řad. Na šachtové dno se posadila skruž stejného průměru, následovala betonová deska, která redukovala vnitřní průměr z 1,2 m na 1 m a poté konický kus, který vnitřní průměr dále redukoval z 1 m na 0,8 m. Tato sestava se následně zalila CPS minimálně do výšky výrubů okolních štol. Na konický kus se poté vyskládal tubus ze skruží vnitřního průměru 800 mm do požadované výšky, za současného zasypávání a hutnění okolního prostoru. Nakonec se osadil druhý konický kus redukující vnitřní průměr šachty z 0,8 m na 0,6 m, vyrovnávací kroužky a litinový poklop a obnovila se původní skladba vozovky.

Dočasné ostění stavebních šachet mohlo být při zasypávání kompletně demontováno, z důvodů časové náročnosti byly ovšem rabovány vždy pouze horní dvě etáže.

Provádění revizních šachet nad 12 m hloubky

V šachtách nad 12 m hloubky se musí zřizovat lezní oddělení s odpočívadly, chráněné od manipulačního prostoru plnou zábranou. Z toho vyplývají i požadavky na výrazně větší vnitřní prostor, a proto bylo nutné tyto konstrukce provádět monoliticky.

V případě KSH1 prostorem horních částí šachet procházelo potrubí stávající kanalizace a tak bylo přistoupeno k řešení, kde se spodní části pod tímto potrubím provedly monoliticky, na ně se posadila betonová deska (staveništní prefabrikát) s otvory pro lezní a manipulační prostor a následně se pokračovalo prefabrikovanými skružemi DN800.

Při zalévání monolitického betonu se pažení stavebních jam používalo jako ztracené bednění. Vodotěsnost definitivních konstrukcí byla zajištěna použitím betonové směsi s krystalizační přísadou Xypex. Vnitřní bednění revizních šachet bylo vyrobeno na výšku tří metrů a pracovní spáry se opatřovaly bentonitovými pásky a těsnícími plechy Aquafin CJ5 s krystalizačním nátěrem. Spáry mezi monolitickým betonem a prefabrikovanými konstrukcemi byly opatřeny dvěma řadami bentonitových bobtnavých pásek (v případě provádění v mokřím prostředí byly použity pásky se zpožděným začátkem bobtnání), z vnitřní strany doplněny o výplňový provazec a trvale pružný tmel na polyuretanové bázi. Kynety v prostoru monolitických šachet byly z důvodů trvanlivosti obloženy čedičovým obkladem.

Spadišťová šachta (trvalá konstrukce)

Definitivní konstrukce spadišťové šachty byla celá z monolitického betonu s obkladem ze žulových kostek. Čelní a protější strana šachty byla opatřena rozrážeci, v boční straně byla zapuštěna kapsová stupadla. Nátok i kyneta byly vyrobeny z kamene a spadišťový svod z čedičové trouby DN400 osazené v betonové zálivce.

STATICKÉ POSOUZENÍ PODZEMNÍCH KONSTRUKCÍ

Jak stavební šachty, tak i ražená štola byly posuzovány podle ČSN EN 1997-1, návrhového přístupu 2, poznámky 1 (kombinace „A1 + M1 + R2“), který zajišťuje bezpečnost návrhu zahrnutím dílčích součinitelů zatížení ($\gamma_G = 1,35$ pro stálá zatížení a $\gamma_Q = 1,50$ pro zatížení nahodilá) bez redukce geotechnických parametrů (součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_M = 1,00$). Dočasné konstrukce byly vodě propustné, proto bylo s vodním tlakem uvažováno pouze pro konstrukce trvalé. Účinky silniční dopravy na povrchu byly zohledněny



Obr. 11 Zavážení sklolaminátových kanalizačních trub Superlit DN800
Fig. 11 CCFRPM Superlit Sewer Pipe DN800 Installation

STRUCTURE DESIGN OF THE UNDERGROUND STRUCTURES

The structures were designed in compliance with the CSN EN 1997-1 (EC7) approach 2, note 1 (combination 'A1 + M1 + R2'). This approach applies the safety factors to the load or loads effects ($\gamma_G = 1.35$ – partial factor for a permanent action; $\gamma_Q = 1.50$ – partial factor for a variable action) without a reduction of the bearing capacity of the ground ($\gamma_M = 1.00$ – partial factor for a soil parameters). The groundwater loads acting only upon permanent structures were taken into account based on the assumption that all temporary structures were permeable. The uniform surcharge load of 25kPa was applied to the ground surface, which accounted for the traffic on the road (characteristic value of the variable action).

The lateral earth pressure acting upon the shafts was determined from the earth pressure theory according to CSN 73 0037, while taking into account the minimum dimensioning pressure of ' $\sigma_{x,a,dim} = 0.2 \sigma_z$ '. According to V. G. Berezantsev (1958), when the depth of a shaft is significantly higher than its diameter, then the horizontal arching effect reducing the lateral earth pressure with the depth can be taken into account. In spite of the fact that this approach leads to considerably lower values than CSN 73 0037, it was not taken into account because the design check was satisfied anyway.

vnesením náhradního rovnoměrného neomezeného zatížení 25 kN/m^2 (charakteristická hodnota nahodilého zatížení).

Zatížení šachet bylo stanoveno z teorie zemních tlaků podle ČSN 73 0037 se zohledněním minimálního dimenzačního tlaku „ $\sigma_{x,a,dim} = 0.2 \sigma_z$ “. Pro výpočet šachet, jejichž hloubka výrazně převyšuje průměr, lze podle V. G. Berezantseva (1958) zohlednit tzv. horizontální klenbový efekt, který s přibývajícím hloubkou redukuje zemní tlak na ostění, čímž lze zejména u hlubokých šachet dostat výrazně nižší hodnoty zatížení oproti těm stanoveným podle ČSN 73 0037. Při návrhu KSH1 nebylo s prostorovým zemním tlakem počítáno, neboť předpokládaný statický model bezpečně vyhověl i bez zohlednění klenbového efektu.

Zatížení ražené štoly horninovými tlaky bylo odvozeno z klasické Terzaghiho teorie ve dvou charakteristických příčných řezech. Toto vypočítané zatížení ostění štoly bylo porovnáno se zatížením stanoveným MKP v numerickém modelu. Získané výsledky se nelišily o více než 20 %.

Takto získané zatížení bylo poté vloženo do rovinných prutových modelů na pružných podporách (s vyloučením působení pružin v tahu), simulujících interakci mezi konstrukcí a okolním geologickým prostředím. Tuhost pružin byla stanovena v závislosti na tuhosti horninového prostředí a poloměru zakřivených či délce rovných částí ostění.

Návrh kruhového ostění by při rovnoměrném zatížení vykazoval nepřiměřeně vysokou únosnost. Do statického modelu bylo tedy vneseno nesymetrické zatížení, zohledňující imperfekce ocelových rámců, nerovnoměrné zatížení na povrchu a nehomogenní vlastnosti obklopujícího prostředí. Lze k tomu využít německou normu DIN V 4034-1, která doporučuje provést redistribuci 25 % rovnoměrného zatížení ve dvou na sobě kolmých směrech (obr. 12).

Vnitřní síly získané z prutových modelů byly poté posouzeny na kombinaci maximální normálové síly a ohybového momentu v souladu s ČSN EN 1993-1. Vliv klopení a vybočení prutů byl (vzhledem k typu konstrukce a použitým průřezům) zanedbán. Pažiny byly posouzeny na maximální ohybový moment.

Sekundární ostění monolitických revizních šachet bylo navrženo a posouzeno v souladu s EN 1992-1-1 pomocí numerického 3D-modelu s uvažováním zemních tlaků v klidu, zatížení dopravou na povrchu LM1 (podle ČSN EN 1991-2) a zatížení hydrostatickým tlakem s hladinou podzemní vody v úrovni povrchu.

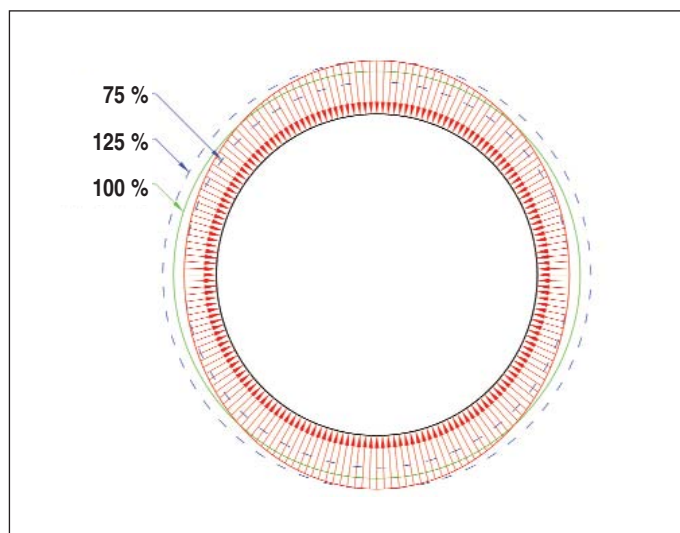
ZÁVĚR

KSH1 je typický projekt, jehož úspěšné dokončení je podmíněno součinností projektového a realizačního týmu s dozorujícími a konzultačními orgány zástupců investora, provozovatele geologů a geotechniků.

V současnosti se dokončují definitivní konstrukce posledních dvou šachet a projekt spěje k úspěšnému konci.

Ing. TOMÁŠ ZÍTKO, zitko@pohl.cz, POHL cz, a.s.

Recenzovali: Ing. Michal Uhrin, Ing. Jiří Kolda



Obr. 12 Redistribuce zatížení ostění

Fig. 12 Circular shaft load redistribution

Two typical cross-sections of the tunnel were analyzed. The load acting on the lining was derived from the Terzaghi's Arching Theory and compared with the load pressure obtained from FEM. The results of both methods differed by less than 20%.

This load value was used in the plane beam-spring models. The ground reaction using an elasto-plastic reaction of the beams is taken in to account. The spring elements are linear-elastic in compression with no tension stiffness. The value of the modulus of the radial subgrade reaction was determined on the basis of the elastic modulus of the ground and the geometry of the lining.

The analyses of the circular lining under uniformly distributed load would be unsafe, thus we applied a load analysis with variable distribution, varying surcharges and non-homogenous ground conditions, to account for imperfections. In accordance with the German standard DIN 4034-1, 25% of the uniform load was redistributed into two perpendicular sections (Fig. 12).

The design check of the combination of normal force & bending moment of the supporting frames was carried out in accordance with ČSN EN 1993-1. The impact of buckling and torsion buckling was neglected due to the type of the structure and the used sections. The maximal bending moment of the lagging was checked as well.

The final lining of the cast-in-place manholes was designed in compliance with EN 1992-1-1. A 3D FEM analysis was performed taking into account the at-rest earth pressure, the traffic surcharge load LM1 (according to ČSN EN 1991-2) and the full hydrostatic load.

CONCLUSION

ISH1 has been a challenge where the close collaboration of designers, contractor, client, surveyors and geotechnical engineers has been crucial to success.

Currently, the completion of the last two manholes is in progress and is going to be completed in a few weeks.

Ing. TOMÁŠ ZÍTKO, zitko@pohl.cz, POHL cz, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- WITZANYOVÁ, L. *Prodloužení kanalizačního sběrače H – 1*. Etapa – Technická zpráva. Praha: WIPRO 2009
 KRÁL, J. *Prodloužení kanalizačního sběrače „H“ – 1. etapa*, č. inv. akce 8548 – Inženýrskogeologický průzkum. Praha: K+K průzkum, s. r. o. 3/2009
 HSIEN-JEN TIEN, A. *Literature Study of the Arching Effect*. Massachusetts Institute of Technology, February 1996

FOTOREPORTÁŽ Z KOMPLEXNÍCH ZKOUŠEK A PŘÍPRAV NA OTEVŘENÍ TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

PICTURE REPORT FROM COMPREHENSIVE TESTING AND PREPARATION FOR OPENING THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS TO TRAFFIC

ZÁŘÍ 2015 / SEPTEMBER 2015



Obr. 1 Komplexní zkoušky v Bubenečském tunelu
Fig. 1 Comprehensive tests in the Bubeneč tunnel

foto/photo courtesy of Jakub Karlíček



Obr. 2 Komplexní zkoušky v Brusnickém tunelu
Fig. 2 Comprehensive tests in the Brusnice tunnel

foto/photo courtesy of Jakub Karlíček



Obr. 3 Komplexní zkoušky v Brusnickém tunelu
Fig. 3 Comprehensive tests in the Brusnice tunnel

foto/photo courtesy of Jakub Karlíček



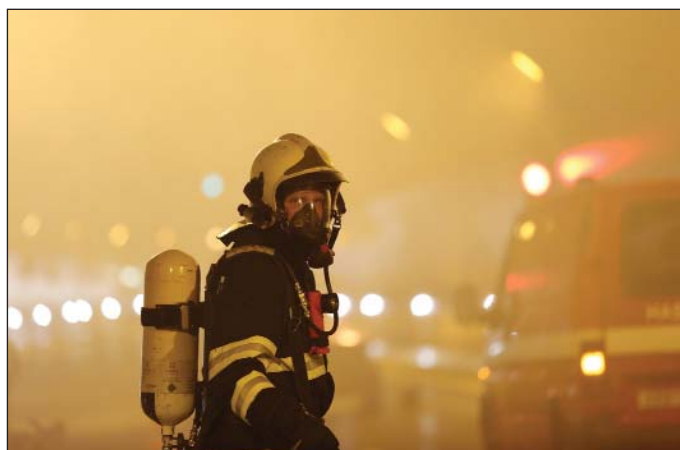
Obr. 4 Ukládání Barborky do výklenku ve stěně tunelu
Fig. 4 Installation of St. Barbara statuette in a niche in the tunnel wall

foto/photo courtesy of Jakub Karlíček



Obr. 5 Cvičení IZS v Bubenečském tunelu 17. 9. 2015
Fig. 5 IRS exercise in the Bubeneč tunnel on 17/09/2015

foto/photo courtesy of Oto Sládek



Obr. 6 Cvičení IZS v Bubenečském tunelu 17. 9. 2015
Fig. 6 IRS exercise in the Bubeneč tunnel on 17/09/2015

foto/photo courtesy of Oto Sládek

FOTOREPORTÁŽ ZE ZPROVOZNĚNÍ TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

PICTURE REPORT FROM THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS INAUGURATION

FOTO / PHOTO COURTESY OF JAKUB KARLÍČEK



Obr. 1 Slavnostní uvedení do zkušební provozu 19. 9. 2015
Fig. 1 Ceremonial opening to test running on 19/09/2015



Obr. 2 Slavnostní přestřižení pásky před portálem tunelu na Letné 19. 9. 2015
Fig. 2 Tape cutting ceremony in front of the portal of the tunnel in Letná on 19/09/2015



Obr. 3 Přestavením značek 19. 9. 2015 ve 14:37 se tunel fakticky otevřel řidičům
Fig. 3 The tunnel was factually opened to traffic after rearranging traffic signs



Obr. 4 První minuty provozu v tunelovém komplexu Blanka
Fig. 4 Initial minutes of traffic in the Blanka complex of tunnels



Obr. 5 První minuty provozu v tunelovém komplexu Blanka
Fig. 5 Initial minutes of traffic in the Blanka complex of tunnels



Obr. 6 První minuty provozu v tunelovém komplexu Blanka
Fig. 6 Initial minutes of traffic in the Blanka complex of tunnels

FOTOREPORTÁŽ Z EXKURZE NA STAVBU TUNELU KORALM, LOT KAT3 V RÁMCI EUROCK 2015

PICTURE REPORT FROM EXCURSION TO KORALM TUNNEL LOT KAT3 CONSTRUCTION SITE WITHIN THE FRAMEWORK OF THE EUROCK 2015

FOTO / PHOTO COURTESY OF LIBOR MAŘÍK



Obr. 1 Zařízení staveniště před portálem
Fig. 1 Construction site in front of the portal



Obr. 2 Portál tunelu raženého TBM
Fig. 2 Portal of the TBM-driven tunnel



Obr. 3 Prefabrikovaný díl ostění v počvě tunelu
Fig. 3 Pre-cast segment of the tunnel invert



Obr. 6 Stavební jáma a montáž razicího stroje
Fig. 6 Construction pit and assembly of the tunnelling machine

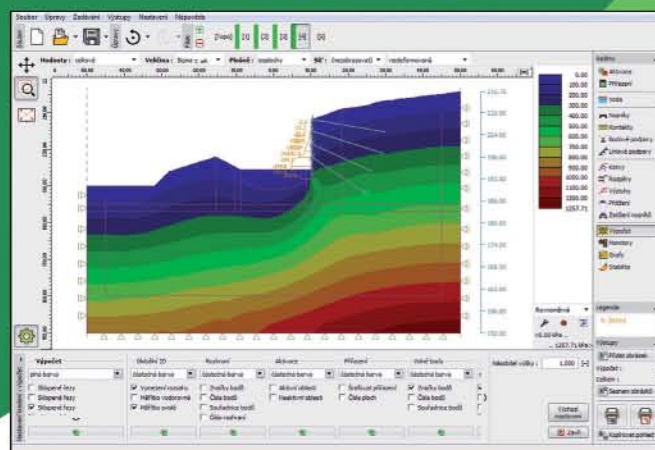
New system of releases

Fine Software changes the method of new releases, as of November 1st 2015. The reason for the revision is to provide better services to our customers and mainly faster availability of new program features.

Two new terms are introduced

Edition - is released once a year on November 1st, and is labeled with the release year behind the software name (GEO5 2016). Each edition must be purchased separately (upgrade costs 20%). Fine Maintenance users get the upgrade free of charge.

Version - Each edition can have arbitrary number of versions, which are released during the year. New versions contain fixes, improvements and new program features. All versions are for free to all edition users.



New features brought by GEO5 2016

Program Controls and Appearance

Comes out from modern trends, where we try to select the best, and leave proven procedures. Controlling the programs is now much easier. New feature is the use of the right mouse button and selection of elements using common standards. We are preparing for touch controls and high resolution displays.

3D Visualization and Settings

We have implemented the option to select between 2D and 3D visualization of the structure in selected programs and input modes. The method of visualization settings were completely re-organized, which enables easier and more precise work with the structure visualizing, and many other options. We have also unified the visualization settings with the settings of picture visualization.

Improvements in the FEM program

The FEM program features several minor, but important new features, that make the work significantly easier and make the construction modelling more precise.

- Input of variable deformation modulus by depth
- Determination of areas where no plasticity can occur (override of plasticity conditions)
- Determination of region, where the values of f_t, c are reduced when calculating slope stability
- New mesh generator

Geotechnical Improvements

- Automatic determination of the coefficient of pressure reduction for soldier beams
- Verification of user defined steel cross-section
- New types of pile sheeting
- Rectangular piles (Sheeting Check)

Field Tests Support

The new edition supports several new analysis methods using field tests.

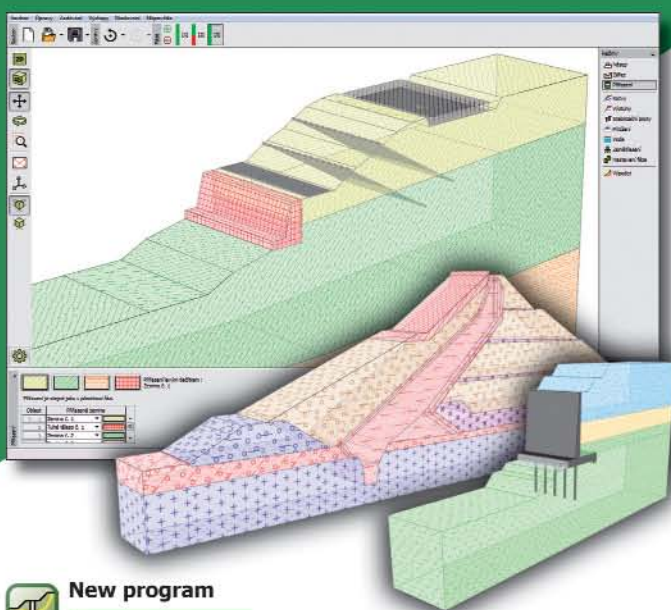
CPT - Automatic classification of soil behavior type by Robertson 1986, 2010 (Pile CPT)

DMT - Analysis of settlement of shallow foundations (Spread Footing), calculation of subgrade reaction modulus (Sheeting Check)

PMT - Calculation of subgrade reaction modulus (Sheeting Check)

Standards Support

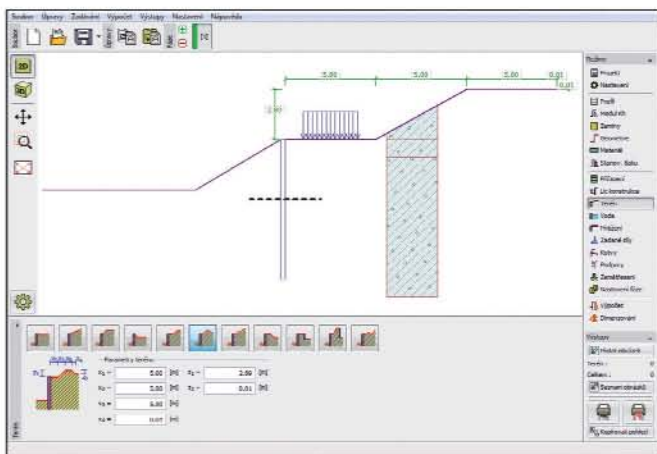
- Dutch National Annex NEN-EN 1997-1/NB
- Belgian National Annex NBN EN 1997-1 ANB
- French Standard NF P 94-282 (excavation design)
- Soil classification according to Chinese standards
- Spring method by JJ 120-2012 (China)



New program

Anti-Slide Pile

The Anti-Slide Pile program is used for design of pile walls stabilizing slope movement or increasing safety factor of the slope. The first analysis should be done in the Slope Stability program, where the active and passive forces acting on pile wall are computed. Next, the load and slip surface position are transferred to the Anti-Slide Pile program, where other analyses are performed (determination of internal forces on pile, pile deformation and dimensioning of pile reinforcement).





Umění spolupráce The Art of Partnership

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu. Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí. Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení. Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

Quality, accuracy and consistency in every detail. The coordinated effort of professionals from many fields. The ability to solve problems and the courage to search for new approaches. Is this an art-form? Maybe. In either case we do it well.

Partner mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2016 / International Conference Underground Construction Prague 2016

Metrostav a.s.
Koželušská 2450/4, Prague 8
Czech Republic

metROSTAV

www.metrostav.cz



Spolehlivý partner při přípravě a realizaci staveb
Reliable partner in built assets

ARCADIS CZ a.s., divize Geotechnika, www.arcadis.com

Partner konference Podzemní stavby Praha 2016
Underground Construction Prague 2016 Conference Partner

AQUATIS

www.aquatis.cz

- INŽENÝRSKÁ A PROJEKTOVÁ ČINNOST VE VŠECH OBORECH VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ • KONZULTACE, PORADENSTVÍ V ŽÁDOSTECH O FINANČNÍ PODPORU Z FONDŮ EU • PROJEKTY A DODÁVKY VAKOVÝCH JEZŮ
- NÁVRHY PROTIPOVODŇOVÝCH OPATŘENÍ • VEŠKERÉ GEODETICKÉ A PRŮZKUMNÉ PRÁCE.

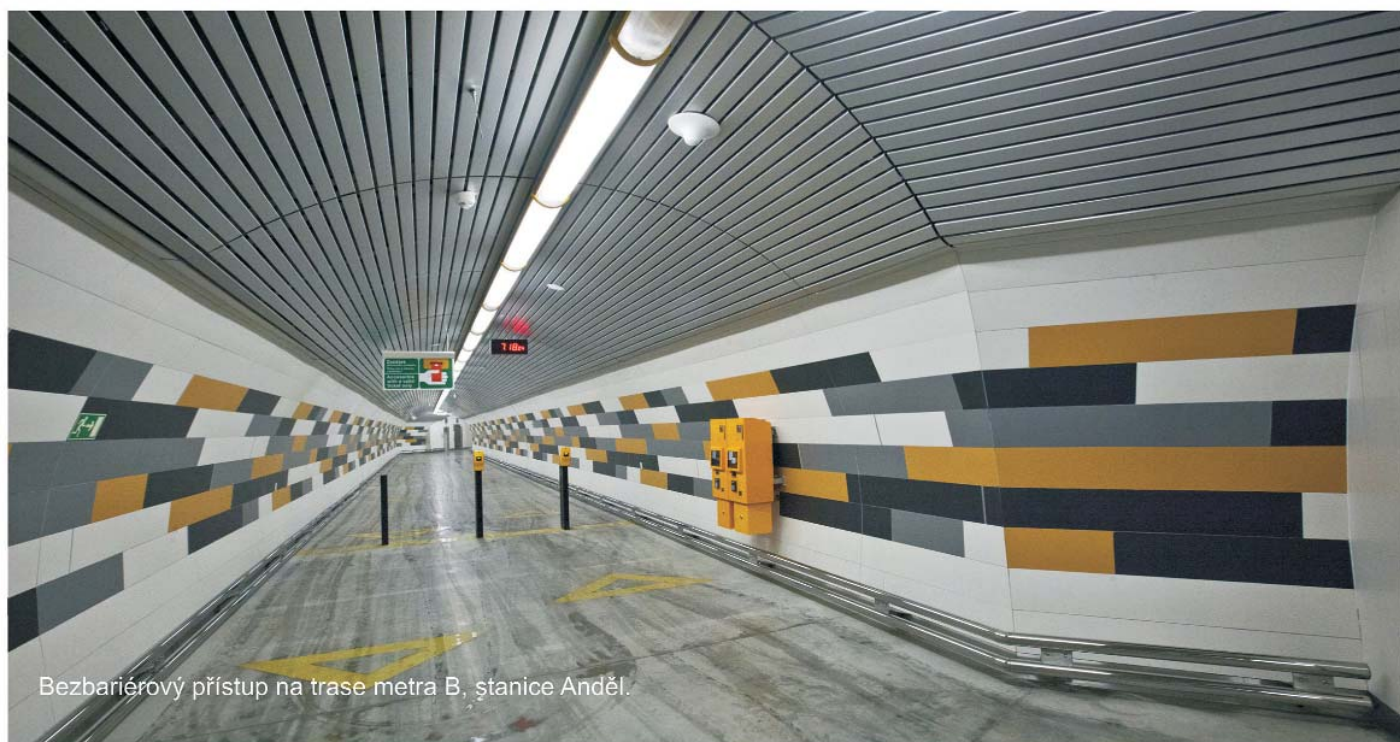
PROJEKČNÍ ČINNOST:

- vodovody a úprava vod • modelování distribučních sítí • snižování ztrát v rozvodných sítích • stokování a čištění odpadních vod městských, průmyslových a jiných
- technika skládkování • vodní elektrárny všech typů a velikostí • rekonstrukce vodohospodářských objektů • úpravy a revitalizace vodních toků • jezová zařízení, vakové jezy, propusti a rybí přechody
- hráže, přehrady • kolektory, tunely • ochrana proti erozi, rekultivace • zeměměřičství, pozemkové úpravy
- inženýrská geologie, hydrologie

Botanická 834/56, 602 00 BRNO, tel.: +420 541 554 111

fax: +420 541 211 205 • e-mail: info@aquatis.cz





Bezbariérový přístup na trase metra B, stanice Anděl.



NÁDRAŽÍ VEESLAVÍN

SUBTERRA

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi
Never stuck on the ground

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

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MOZAIKA ZE SVĚTA

■ Chuo Shinkansen s technologií Maglev

Vlaky na magnetickém polštáři využívající magnetickou levitaci (odtud zkratka Maglev) by měly v roce 2045 jezdit mezi Tokiem a Ósakou rychlostí až 500 km/hod. Vzdálenost 514 km by vlak překonal přibližně za hodinu.

Japonci přistoupili k budování této trati jednak s cílem nahradit stárnoucí současné spojení vysokorychlostní železnicí a navíc chtějí vybudovat trať, která by byla schopná odolat i silnému zemětřesení. Většinu trasy tvoří tunely, které, jak známo, zemětřesení odolávají velmi dobře.

Úsek mezi Tokiem a Naganem, který má být uveden do provozu v roce 2027, je dlouhý 286 km, z čehož je 86 %, tj. 246 km tunelů. Na této trase Japonci nejprve staví zkušební trať Yanamanshi, kde chtějí ověřit všechny systémy a hlavně najít co nepříznivější ekonomické parametry stavby i budoucího provozu. V roce 1997 byl zahájen zkušební provoz na úseku délky 18,4 km. Od roku 2008 se pracuje na prodloužení zkušební tratě na délku 42,8 km. Prorážky všech tunelů byly dokončeny v březnu 2012, včetně nejdelšího 14,6 km dlouhého tunelu Misaka-Sagano, a zkušební provoz byl zahájen v srpnu 2013.

■ Výstavba dálničního křížení v Kjótu

Mikrotunelování o profilu 0,80 a 1,00 m na vzdálenost 150 m bylo použito při stavbě dálničního podjezdu u Kjóta. Nadloží bylo jen 3,50 m a v horní části profilu se vyskytovaly zvodnělé šterkopisky s balvany velikosti až 300 mm. Mikrotunelováním bylo vytvořeno zajištění stropu i boků prostoru, který pak byl odtěžován na plný profil s postupným budováním podpěrných konstrukcí. Následně byl vybetonován betonový box vnějších rozměrů 15,10x7,20 m.

■ Dovrchní ražba šachet na kolektoru v Ósace

Čtyři kilometry dlouhý nový kolektor vnějšího průměru 5,07 m pro vodovodní potrubí pr. 1500 mm a elektrické kabely je veden v Ósace pod jednou z hlavních ulic se čtyřproudovou vozovkou. Pod ní jezdí také jedna z linek ósackého metra. Z povrchu bylo povoleno provést jen naprosto nutné práce související se stavbou podpovrchových komor a s napojením sítí. Proto pro vybudování osmi šachet spojujících kolektor s komorami pod vozovkou byla zvolena dovrchní svislá ražba razicím strojem, který startoval z dokončeného kolektoru. Dvě šachty o vnitřním průměru 3000 mm a pět o průměru 2750 mm byly provedeny jedním strojem, který nejprve vyrazil šachty většího průměru a pak byl upraven pro ražbu menších šachet.

V místě, kde razicí stroj startoval, bylo ostění kolektorového tunelu tvořeno segmenty z polyuretanu vyztuženého vlákny, kterými řezná hlava snadno prošla.

■ Druhá trasa vysokorychlostní železnice ve Velké Británii

Britští tuneláři se těší na příležitosti, které jim poskytne druhá trasa vysokorychlostní železnice, o jejíž výstavbě bylo rozhodnuto. První etapa dlouhá 230 km povede z Londýna do Birminghamu a prozatím se na ní počítá s pěti dvoutrubovými raženými tunely o celkové délce 26,1 km; šest hloubených tunelů bude tvořit 7,9 km trasy. Provoz by měl být zahájen v roce 2026.

Druhá etapa, jejíž termín provozu není zatím stanoven, bude mít dvě větve. Z Birminghamu se odbočí buď východněji do Leedsu, nebo západněji do Manchesteru. Definitivní trasa druhé etapy není ještě schválena.

■ Uvažuje se o novém tunelu mezi Dánskem a Švédskem

Švédsko-dánská společnost Öresundskomiteen kladně vyhodnotila studie posuzující vybudování cca 15 km dlouhého tunelu mezi

městy Helsingör (Dánsko) a Helsinborg (Švédsko). Tunel by sloužil železniční i automobilové dopravě. Dánští politici záměr zatím nekomentovali.

■ Průzkumná štola Brennerského bázevého tunelu

Červnové číslo časopisu T a T International přineslo rozhovor s rakouským profesorem Konradem Bergmeisterem, který je výkonným ředitelem společnosti zajišťující funkci investora Brennerského bázevého tunelu (BBT SE). V části rozhovoru shrnuje důvody, které po dlouhém zvažování vedly k rozhodnutí vyrazit v celé délce bázevého tunelu průzkumnou štolu (tunel) o vnitřním průměru šest metrů.

Stručně lze důvody shrnout takto:

1. Co nejlepším poznáním geologických a hydrogeologických poměrů v trase hlavních tunelů. Znalost geotechnických podmínek výrazně sníží rizika a náklady při ražbě hlavních tunelů a uspořídá čas.
2. Drenážní efekt, který sníží přítoky při ražbě hlavních tunelů.
3. Možnost využít v předstihu raženou průzkumnou štolu pro sanaci horninového masivu před ražbou hlavních tunelů.
4. Možnost využít průzkumnou štolu jako servisní tunel, ve kterém lze instalovat zařízení nutná pro provoz hlavních tunelů; tím se stane i jejich údržba podstatně méně závislá na železničním provozu. Hlavní tunely budou také ze servisního tunelu po celé délce přístupné.
5. Vybudování tohoto třetího tunelu nabízí možnost využít ho jako kolektor pro energetická a spojová vedení mezi Itálií a Rakouskem.

■ Nový podmořský tunel v Hongkongu

Většina podmořských tunelů v Hongkongu byla doposud naplavována. Pro nový cca pětikilometrový dvoutrubní automobilový tunel přes záliv u mezinárodního letiště byla poprvé zvolena ražba tunelovacím strojem. Důvodů bylo více – nemusí se vybagrovat a přemístit obrovské množství mořských sedimentů, což by vadilo i z ekologických důvodů, protože mj. v hongkongské zátocce žije posledních 62 jedinců čínského bílého delfína. Hloubení rýhy v mořském dně by také ohrozilo tam uložené vysokonapětové a spojové kabely.

Trípruhové sestupné a vzestupné rampy se sklonem 5 % budou zčásti hloubené a zčásti ražené štítem firmy Herrenknecht o průměru 17,6 m.

Ražbu dvoupruhových podmořských tunelů obstarají dva štíty Herrenknecht o profilu 14 m, které musí zvládnout variabilní geotechnické podmínky. V trase se vyskytují mořské sedimenty, aluviální horniny (písek, jíl, silt), zvětralá i pevná žula. Propojky dodatečně prováděné budou v rozteči 100 m.

Tunely v hloubce 50 m pod hladinou budou nejhlubší v Hongkongu. Práce ve štítu vyžadují přetlak vzduchu. Pro provádění údržby a oprav řezné hlavy vyvinul dodavatel zvláštní postup. Mimořádně zkušení pracovníci budou umístěni po dobu až čtyř týdnů ve speciálních přetlakových kontejnerech, takže budou podstupovat dekompresní proces jen jednou za čtyři týdny místo po každé směně.

■ Ražby tunelovacími stroji na stavbě Crossrail dokončeny

Poslední z osmi tunelovacích strojů Viktoria nasazených na ražbě tratových tunelů na stavbě Crossrail v Londýně dokončil 23. května 2015 svou práci. Celkem osm štítů dodaných firmou

Herrenknecht vyrazilo během tří let od května 2012 42 km tunelů. Štíty měly průměr 7,08 m, pět z nich bylo zeminových (EPBS) a dva, které razily tunely pod Temží v hloubce 15 m pod jejím dnem, byly kombinované.

Stroje dosáhly průměrného postupu 38 m/den, přičemž rekordní denní výkon se podařil 16. dubna 2014, kdy štít Ellie vyrazil 72 m/den a pod jeho ochranou bylo smontováno 45 prstenců segmentového ostění.

Crossrail vytvoří novou trasu délky 118 km probíhající od východu k západu i pod centrální oblastí Londýna. Zkrátí například cestovní dobu z letiště Heathrow do centra z 55 min. na 32 min. Na více než 40 stavenišť pracuje kolem 10 000 pracovníků. Stavba zahájená v roce 2009 má být uvedena do provozu koncem roku 2018 a odhaduje se, že ročně přepraví 200 milionů cestujících.

■ Celkem 320 km dlouhý přesun segmentů naplavovaného tunelu

Na řece Elizabeth východně od Mississippi ve státě Virginie v USA byl v roce 1962 uveden do provozu naplavovaný dvoupruhový tunel Midtown. Dnes jím v obousměrném provozu projíždí čtyřikrát více vozidel než při jeho otevření. Velké dopravní zatížení a nutnost jeho generální opravy vedly k rozhodnutí postavit souběžně nový opět naplavovaný tunel s dvěma jízdními pruhy.

Druhý midtownský tunel bude mít celkovou délku 1658 m. Jeho naplavovanou část tvoří 11 železobetonových dílů 16 m širokých a 8,8 m vysokých s průměrnou délkou 106 m. Díly byly betonovány v suchých docích v Baltimoru a následně byly na obou koncích zaslepeny podobně jako naplavované tunely pražského metra v Praze-Troji. Ovšem po zaplavení suchých doků byly segmenty přetaženy loděmi 320 km po mořské hladině a pak vtaženy ústím řeky a na určeném místě potopeny do hloubky 29 m na upravené dno.

Poslední naplavovaný díl byl ponořen v červenci 2015.

■ Další práce na svatogothardské železnici po dokončení bázevého tunelu

Úsilí o převedení nákladové dopravy ze silnic na železnici dokončením svatogothardského bázevého tunelu neskončí. Švýcarsko zahájilo práce na přebudování tratí vedoucích k bázevému tunelu, aby po nich bylo možné dopravovat kamionové soupravy s průjezdnou výškou až 4 m. Důležitou investicí k dosažení tohoto cíle je výstavba nového dvojkolejného tunelu Bözberg délky 2,7 km. Ten nahradí stávající dvojkolejný tunel, který po proražení pěti propojek z nového tunelu a jeho uvedení do provozu bude přebudován na únikový a servisní tunel.

Nový tunel bude ražen tunelovacím strojem. Rokem zahájení ražby je rok 2016, uvedení Bözberg tunelu do provozu se předpokládá v roce 2020 a starý tunel by měl být přebudován do roku 2022.

Pro vybudování celého koridoru bude na dotčených tratích upraveno celkem 20 tunelů.

■ Čínsko-izraelská JV postaví trasu metra v Tel Avivu

Zakázku na stavbu červené trasy lehkého metra v Tel Avivu získalo sdružení čínské a izraelské firmy. Délka trasy bude 23 km a má být uvedena do provozu v roce 2021. Zahnuje 11 km dlouhý ražený úsek dvojice tratových tunelů o profilu 5,5 m s 16 propojkami a šesti podzemními stanicemi.

Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ, mila_novotny@volny.cz

EXKURZE NA METRO V MINSKU EXCURSION TO MINSK METRO

It was agreed at the meeting of representatives of Eastern European tunnelling associations at the EETC 2014 in Athens that Eastern European Tunnelling Conferences (EETC) would be held in the even years and excursions to interesting construction sites in the Eastern European region would be held in the odd years. The first of the excursions was organised by the Belarussian Tunnelling Association in their Capital, Minsk on the 23rd and 24th September 2015. The excursion comprised

several presentations and films focused on the development of metro in Minsk, a visit to the operating metro control centre in Minsk and to two operating metro lines, including several interesting stations.

Na zasedání zástupců východoevropských tunelářských asociací na EETC 2014 v Athénách bylo dohodnuto, že v sudých rocích budou konány východoevropské tunelářské konference (EETC) a v lichých rocích budou konány exkurze



Obr. 1 Situace metra v Minsku

Fig. 1 Minsk metro layout

na zajímavé stavby ve východoevropském regionu. První tato exkurze byla zorganizována Běloruskou tunelářskou asociací ve dnech 23. a 24. 9. 2015 v jejich hlavním městě Minsku.



Obr. 2 Nákupní centrum pod náměstím Lenina

Fig. 2 Shopping centre under Lenina Square



Obr. 3 Jedna ze starších stanic metra

Fig. 3 One of older metro stations

Exkurze se skládala z několika částí. První část zahrnovala několik prezentací a filmů zaměřených na výstavbu metra v Minsku. Výstavba metra v Minsku byla zahájena v roce 1977, první trasa byla zprovozněna v roce 1984. Nyní jsou v provozu dvě trasy, které zahrnují 29 stanic, zpravidla je každý rok vybudován 1 km metra. Radiální uspořádání tras minského metra je podobné pražskému metru, třetí trasa je nyní ve výstavbě, připravována je čtvrtá trasa (obr. 1). Výstavba metra probíhá zpravidla v mocných vrstvách jílu s nízkým nadlohlím, stanice jsou zpravidla hloubené, tratěvé tunely bývají ražené. Pro ražbu tratěvých tunelů byly v minulosti používány polomechanizované štíty ruské výroby, bylo používáno litinové a později betonové ostění. V příštím roce by měl být poprvé nasazen moderní plno-

profilový tunelovací štít francouzské výroby. Při výstavbě je kladen velký důraz na architektonické řešení metra, které je do jisté míry podobné metrum v Rusku, používané vozy metra jsou ruské výroby. Na výstavbě metra pracují jednu sobotu v roce státní úředníci zdarma, na výstavbě v minulosti manuálně pracoval i běloruský prezident Alexandr Lukašenko. V rámci prezentací byla propagována konference PS Praha 2016, která se uskutečnila spolu s EETC 2016, proběhl také jednání zástupců východoevropských tunelářských asociací.

Po prezentacích a jednáních následovala exkurze. Byla navštívena centrála metra v Minsku, která je umístěna v budově přímo na náměstí Lenina, které je hlavním náměstím v Minsku (na náměstí je i úřad vlády, radnice, atd.). Pod náměstím Lenina je velké podzemní nákupní centrum s garážemi. Má tři podlaží, plochu cca 100x300 m a jedná se o velký podzemní prostor vybudovaný z povrchu (obr. 2). Následně byly navštíveny dvě provozované trasy metra včetně prohlídky zajímavějších stanic.

Většina stanic je řešena s ostrovními nástupišti (obr. 3 a 4), nicméně jsou i stanice s bočními nástupišti. Dále bylo navštíveno depo metra, kde probíhá údržba a opravy vozů metra. V depu byl také předveden trenažér řidičů metra. Také byla navštívena výstavba hloubeného úseku nové trasy. Kromě technických exkurzí byly zorganizovány i další exkurze po Minsku, do moderní budovy muzea 2. světové války a do skanzenu Dudutki.

Obecně exkurze byla velmi dobře připravena, je třeba ocenit práci odvedenou Běloruskou tunelářskou asociací a zejména jejím předsedou (Valery Chekanav) a jeho asistentem (Maxim Grachev), kteří se na přípravě a průběhu exkurze velmi aktivně podíleli. Jediným nedostatkem byla nízká účast ze stran pozvaných asociací, řada asociací zrušila svoji účast na poslední chvíli, což bylo pro organizátory velmi nepříjemné.

*doc. Ing. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@3-g.cz,
3G Consulting Engineers s.r.o.*



*Obr. 4 Jedna z novějších stanic metra
Fig. 4 One of newer metro stations*

TUNNEL EXPO TURKEY 2015

TUNNEL EXPO TURKEY 2015

A conference and exposition organised by the TTS (the Turkish Tunnelling Society) was held in Istanbul from 27th to 29th August 2015. The “Tunnelling Short Course”, with the participation of international experts, and attending social events were parts of the program. The exhibition itself showed a great quantity of Turkish companies operating in the tunnel construction industry, from contractors through suppliers of materials and machines up to suppliers of operating technologies and systems.

Ve dnech 27.–29. 8. 2015 se v Istanbulu konala konference a výstava pořádaná TTS (Turkish Tunneling Society). Součástí programu byl i „Tunneling Short Course“ s účastí mezinárodních odborníků a doprovodné společenské akce. Samotná výstava (přes 100 vystavovatelů) ukázala velké množství tureckých firem, které působí v oboru, od zhotovitelských, přes dodavatele materiálů a strojů až po geotechnické firmy a dodavatele provozních technologií a systémů. Turecký tunelový trh je v současné době celosvětově jedním z největších a množství náročných projektů lze tureckým kolegům přát, ale zároveň i trochu závidět. Díky navázaným kontaktům a propagaci PS 2016 je možné, že se v Praze objeví více tureckých odborníků a přispějí k její úrovni zajímavými příspěvky i prezentacemi.

TTS umožnila propagaci naší konference PS 2016 bezplatným poskytnutím stánku a úhradou nákladů na pobyt zástupce CzTA (obr. 1).

*Ing. MARTIN SRB, srb@3-g.cz,
3G consulting Engineers s.r.o.*



*Obr. 1 Propagace PS 2016 v Turecku
Fig. 1 Propagation of the conference Underground Construction Prague 2016*

MĚSTSKÝ OKRUH: VKLAD PRO NOVÉ TISÍCILETÍ

Na tvorbě knihy, či spíše knížečky MĚSTSKÝ OKRUH: VKLAD PRO NOVÉ TISÍCILETÍ s podtitulem DOPRAVNÍ URBANISMUS V PRAZE se podíleli experti ze společností PUDIS, SATRA, TSK hl. m. Prahy a ROPID pod vedením Fakulty dopravní ČVUT.

Co vedlo kolektiv autorů, kteří jsou odborníci v různých oborech souvisejících s dopravním inženýrstvím, k práci nad tímto dílkem, které není jenom odbornou publikací, ale spíše filipikou na obranu přiměřeného rozvoje Prahy? Snad mohl být inspirací

renesanční spisovatel Jan Blahoslav, který bojoval proti nepřátelům vyššího vzdělání v Jednotě bratrské tím, že vydal knihu „Filipika proti misomusům“ (1567), ve které upozorňoval na problémy krátkozrakého pohledu na rozvoj Jednoty.

Smyslem dokumentu je ukázat, že město potřebuje co nejdříve dokončit základní komunikační síť, a že připravované dokončení severo-západní části Městského okruhu (komplexu Blanka) je vpravdě historický milník, který ovlivní život města na stovky let. Navíc, že Praha dostane unikátní

inženýrské dílo, které je již teď obdivováno pro svou komplexnost i v zahraničí.

Přitom Blanka je typickým příkladem toho, jak mohou média i někteří politici zcela změnit obraz toho, na co se soustředí. Po několik posledních let bylo slovo Blanka synonymem pro něco velmi špatného, což se přijímalo jako neměnná skutečnost širokou veřejností i politiky.

Knihy ukazuje, že dopravní skelet Prahy se rozvíjí prakticky ve stejné stopě od 30. let minulého století, kdy ho představil Ing. Arch. Krejcar. Přitom radiálně okružní systém není žádné specifikum Prahy, v knize je několik příkladů měst, která ho úspěšně používají. Praha, stejně jako jiná velká zahraniční města, se rozvíjí extenzivně s velkým podílem satelitních městec. Tento extenzivní rozvoj je doprovázen zvyšováním pře-



pravní poptávky a „houstnutím“ dopravy v čase a prostoru. Pokud není k dispozici dimenzovaná dopravní infrastruktura, včetně fungující veřejné hromadné dopravy, vznikají vážné dopravní problémy, projevující se jako kongesce, a s nimi spojené ekonomické a ekologické dopady, které ve svém důsledku omezují rozvoj aglomerace.

V knize je kapitola popisující v detailu stav přípravy a výstavby nadřazeného komunikačního systému, včetně popisu jednotlivých segmentů Městského okruhu, kdy chybí dostavět pouhých 8,8 km, přičemž z této délky je předpokládáno přes 5 km v ražených a hloubených tunelech. Kolik benefitu přináší plynulá jízda po komunikacích vyššího řádu v porovnání s jízdou na městských komunikacích, popisuje kapitola „Celospolečenský význam severozápadní části Městského okruhu“. Zkušební jízdy, které měřily dobu jízdy mezi Smíchovem a Bulovkou, ukázaly, že finanční ztráty jenom za promarněný čas popojížděním po magistrále jsou okolo půl milionu denně. I z výčtu dalších benefitů plyne, že podzemní struktury jsou ekologické dopravní stavby.

V závěru je konstatováno, že se současné snahy o zpochybnění nutnosti výstavby radiál či částí okruhů musí jevit pouze jako další z řady obstrukcí, které zneprůjemňují život Pražanů. Městského okruhu bude možné plně využít až po úplném dokončení, kdy se naplní jeho ochranná funkce a bude možné aktivovat řadu regulačních a ochranných opatření vedoucích k dalšímu zlepšení životního prostředí v hlavním městě Praze.

Knihu vydalo IDS Praha a.s. v nákladu 2000 výtisků v srpnu 2015. Rozsah je 96 stran.

prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribyl@fd.cvut.cz

Pozvánka na odborný seminář Olšanka 2016



ARCADIS CZ a.s., divize Geotechnika
pořádá společně
s Českou silniční společností
již 20. odborný geotechnický seminář

**Opěrné a vyztužené zemní konstrukce
na pozemních komunikacích**

**Kongresové centrum hotelu Olšanka v Praze 3
dne 24. 2. 2016**

Odborným garantem semináře je Ing. Vítězslav Herle
ze společnosti ARCADIS CZ, divize Geotechnika.

Seminář je určen především projektantům inženýrských a dopravních
staveb, pracovníkům investorských organizací a zhotovitelských
stavebních firem, inženýrským geologům i geotechnickým specialistům.

Seminář je zařazen do projektu celoživotního vzdělávání ČKAIT
a bude hodnocen jedním kreditním bodem.

Pozvánky včetně závazných přihlášek budou rozesílány v lednu 2016.



Více informací: www.arcadis.com

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

EUROCK 2015 & 64 GEOMECHANICKÉ KOLOKVIVUM
EUROCK 2015 & 64 GEOMECHANICS COLLOQUIUM

This year's Geomechanical Colloquium, already 64th in the order, was held in the conference centre of the city of Salzburg from the 7th to 10th October 2015. It was organised jointly with the EUROCK 2015 symposium on the theme "Future development of rock mechanics". The attendance was traditionally high. Over 1000 attendees arrived and over 50 firms and companies introduced themselves at the accompanying exhibition.

Letošní Geomechanické kolokvium, již 64. v pořadí, se konalo 7.–10. října 2015 v konferenčním centru města Salzburg. Bylo pořádáno spolu se sympoziem EUROCK 2015 na téma „Budoucí vývoj mechaniky hornin“. Účast byla tradičně vysoká, přijelo více než 1000 účastníků a na doprovodné výstavě se představilo přes 50 firem a společností.

Ve středu 7. října se před vlastním kolokviem uskutečnily workshopy na následující témata:

- Digitální mapování podloží;
- Přístupy k projektování pro 21. století;
- Smluvní modely;
- Časově závislé chování v tunelování a hornictví;
- Injektáž;
- Modelování diskontinuit za pomoci FDEM.

Ve čtvrtek 8. října kolokvium oficiálně zahájil prof. Wulf Schubert, který byl zároveň i předsedou organizačního výboru konference. Rovněž přednesl i úvodní klíčovou přednášku, která se týkala obecného přístupu k oboru a jeho proměnám v průběhu času.

Dále již začaly přednášky v jednotlivých sekcích. Ve čtvrtek byl věnován prostor následujícím okruhům (vždy paralelně ve dvou sekcích):

- Dlouhodobé chování stavebních konstrukcí v horninách;
 - Tunelování v náročných podmínkách;
 - Mechanika hornin v důlním průmyslu;
 - Mikromechanika hornin;
 - Monitoring a bezpečnostní management;
 - Mechanika hornin pro uložení radioaktivního odpadu.
- Druhý den přednášky pokračovaly na následující témata:
- Svahové pohyby;
 - Aspekty mechaniky hornin při ražbách;
 - Určení vlastností hornin a horninového masivu;
 - Modelování hornin a horninového masivu.

Jedna ze sekcí byla věnována i výsledkům práce mladých výzkumníků, aby i oni měli prostor pro seznámení odborné veřejnosti se svou prací.

Vzhledem k tomu, že se blíží termín konference PS 2016, Ing. Srb z 3G Consulting Engineers s.r.o. v rámci své prezentace seznámil přítomné se základními informacemi

o této konferenci a pozval na ni účastníky Kolokvia do Prahy (obr. 1).

V sobotu 10. října proběhly exkurze na významné stavby na území Rakouska. Účastníci si mohli vybrat z následujících možností:

1. Výstavba tunelu Koralm, LOT KAT3

Koralmský tunel má v budoucnu spojit rakouské spolkové země Štýrsko a Korutany a stane se součástí evropského baltisko-jaderského koridoru. První smlouva byla podepsána v roce 2004, část KAT3 je ve výstavbě od listopadu 2013. Stavba zahrnuje ražbu 12 km dlouhého dvoutroubového tunelu ze západního portálu. Severní trouba je převážně ražena tunelovacím strojem. Při ražbách vznikne 1,6 mil. m³ rubaniny, prorážka je plánována na rok 2018. Nadloží je místy až 1200 m vysoké a vzdálenost mezi oběma troubami je přibližně 40 m. Propojky spojují obě trouby každých 500 m. Exkurzi se věnuje jedna z fotoreportáží v tomto čísle časopisu Tunel.

2. Stavba Obervermuntwerk II.

Jedná se o stavbu přečerpávací vodní elektrárny v regionu Vorarlbersko, která má být po svém dokončení druhá nejrozsáhlejší po Voralberger Illwerke AG. Pro tuto novou elektrárnu nebude budována žádná nová nádrž, ale využijí se stávající rezervoáry Silvretta a Vermunt, které již dříve sloužily pro elektrárnu Obervermuntwerk z roku 1943. Spolu s původní elektrárnou bude možné využít plnou kapacitu těchto nádrží. Stavba je rozdělena díky svému rozsahu do pěti částí.

3. Exkurze po podzemních dílech města Salzburg

Tato exkurze měla za úkol seznámit zájemce s geotechnickými problémy a jejich řešením stejně jako s vyrovnáním se s přírodními riziky týkajícími se historických objektů ve městě Salzburg a jeho okolí.

Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, pruskova@ita-aites.cz,
CzTA ITA-AITES, z. s.



Obr. 1 Prezentace konference PS 2016

Fig. 1 Presentation of the conference Underground Construction Prague 2016

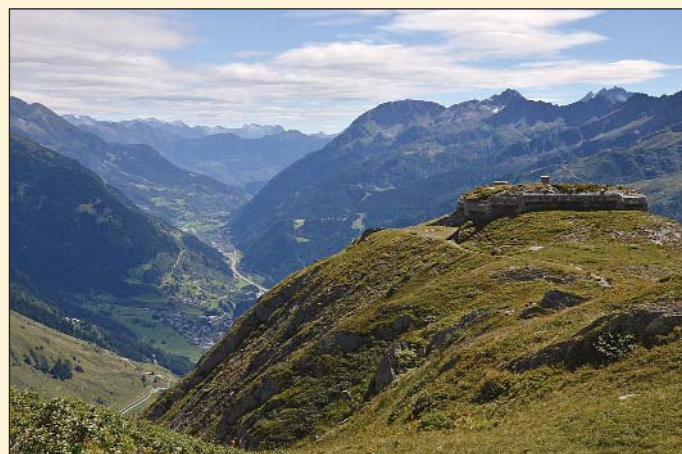
TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 2/2015 TUNNEL AFTERNOON 2/2015

The Tunnel Afternoon on the topic of *Historic Underground Workings* was held on the 23rd September 2015. This time the lectures were atypical; partly it was because the underground was paid attention rather from a lay point of view, partly because of the fact that only one speaker presented the lectures – Mr. Ladislav Lahoda, the president of the CMA (the Historic Underground Research Association). Three topics were addressed during the whole afternoon. Switzerland was the first of them. It was certainly surprising that, even though Switzerland is a neutral state, its military fortresses are perfect and many of them are located in extensive underground spaces. The second topic dealt with the Amerika quarries in the Czech Karst. In addition to the description of underground spaces, the narration about the Amerika was supplemented by legends and stories from the life of tramps, who highly favour this area. The last lecture described the survey into a mysterious shaft in Northern Bohemia, where an assumption existed that a "treasure" had been hidden in the past. This secret has not been uncovered despite the fact that the shaft was not only found but even explored throughout its depth.

Dne 23. září 2015 se uskutečnilo v Ballingově sále v Národní technické knihovně v pražských Dejvicích Tunelářské odpoledne na téma *Historická podzemí díla*. Tento námět byl náplní Tunelářského odpoledne již podruhé, protože v minulém roce zaznamenal takový úspěch, že předsednictvo CzTA rozhodlo historii věnovat ještě jeden cyklus přednášek. Zahájil jej místopředseda České tunelářské asociace ITA-AITES, z. s., prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Tentokrát byly přednášky atypické, jednak podzemí byla věnována pozornost spíše z laického pohledu a také protože vystoupil jen jeden řečník – pan Ladislav Lahoda, prezident CMA – společnosti pro výzkum historického podzemí. CMA se věnuje historickým podzemním prostorům již několik desítek let. Sdružuje zájemce o problematiku, věnuje se objevování, průzkumu, dokumentaci a následné ochraně, popř. i snaze zpřístupnit alespoň část některých prostorů veřejnosti.

Během celého odpoledne zazněla tři témata. Prvním z nich bylo Švýcarsko. Jedná se o neutrální stát, tak jistě překvapí, jak dokonalé vojenské opevnění této země existuje. A právě mnohé objekty, o kterých běžný návštěvník nemá ani ponětí, jsou umístěny v rozsáhlých podzemních prostorách, navíc ukryty tak, že ač se nacházejí v blízkosti oblíbených turistických cílů, jsou téměř nepostřehnutelné. V promítnutém dokumentárním filmu se o tom mohli posluchači přesvědčit.



foto/photo courtesy of Ladislav Lahoda

Obr. 1 Švýcarské opevnění

Fig. 1 Military fortresses of Switzerland

Druhým tématem byly lomy Amerika. Pan Lahoda vyprávěl mnoho zážitků z dob, kdy společnost CMA věnovala převážnou pozornost této lokalitě, cílem jejích členů bylo prozkoumat nepřístupné štoly a další podzemní prostory. Povídání o Americe doplnil i legendami a vyprávěním ze života trampů, kteří mají tuto oblast ve velké oblibě.

Poslední přednáška popisovala průzkum tajemné šachty v severních Čechách, u které existoval předpoklad, že v ní byl alespoň v minulosti ukryt „poklad“. Přestože se šachtu podařilo nejen vypátrat, ale v celé své hloubce i prozkoumat, nepodařilo se toto tajemství odhalit. A tak zůstává jen domněnka, že Němci, kteří na konci 2. světové války narychlo opouštěli území naší země, ukryli zde tajné dokumenty, ale ty byly později přemístěny jinam. Smutné na celém příběhu bylo, že i když se s mimořádným úsilím dobrovolníků podařilo tuto šachtu celou odhalit, úřady následně přikázaly celé dílo zasypat a tak není zachována tato památka na dávné důlní dílo, které vzniklo při hledání nerostných surovin v oblasti.

Tunelářské odpoledne 2/2015 bylo svou náplní jistě přitažlivé, přilákalo okolo 80 posluchačů. Přípravu odborného programu zajistil Ing. Alexandr Butovič, Ph.D. (Satra, spol. s r.o.). Více k tématům lze nalézt na stránkách společnosti CMA – www.podzemi-cma.cz

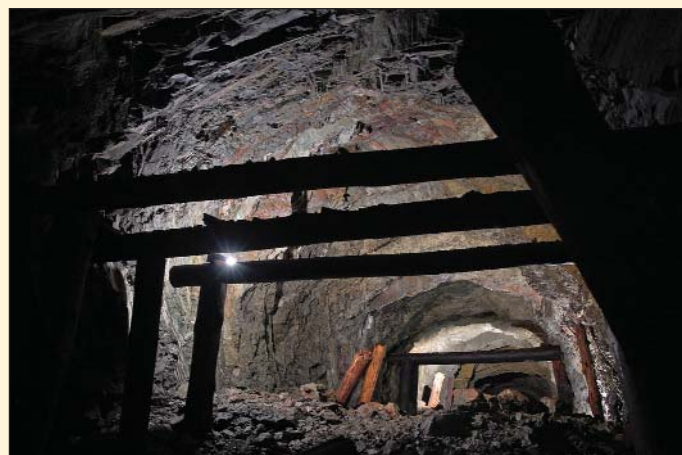
Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, pruskova@ita-aites.cz,
CzTA ITA-AITES, z. s.



foto/photo courtesy of Ladislav Lahoda

Obr. 2 Podzemí lomů Amerika

Fig. 2 The underground spaces of the Amerika quarries



foto/photo courtesy of Ladislav Lahoda

Obr. 3 Štoly lomů Amerika

Fig. 3 The galleries of the Amerika quarries

KONFERENCE POŽÁRNÍ BEZPEČNOST TUNELŮ 2015 FIRE SAFETY IN TUNNELS CONFERENCE 2015

The Ostrava-based K.B.K. fire company in collaboration with the Road and Motorway Directorate of the CR and the Slovakian National Motorway Company organised the already 4th conference Fire Safety in Tunnels 2015, which was held from 23/09/2015 to 24/09/2015. The conference topics comprised the operational safety, reconstruction and development of new motorway tunnels and their protection, mainly regarding the fire protection.

Ve dnech 23. 9. až 24. 9. 2015 uspořádala firma K.B.K. fire, s.r.o., požární ochrana z Ostravy ve spolupráci s Ředitelstvím silnic a dálnic ČR (ŘSD), Národní dálničnou společností, a. s., SR (NDS) již 4. konferenci *Požární bezpečnost tunelů 2015*. V úvodu konference promluvil Ing. Petr Bebčák, Ph.D., K.B.K. fire, s.r.o., o poslání a účelu konference. Dále zástupci ŘSD a NDS seznámili přítomné se stavem provozu, rekonstrukcí a novou výstavbou dálničních tunelů a jejich zabezpečení zejména s ohledem na požární ochranu a navrhli úpravy vyplývající z provozních zkušeností. Zástupce ČVUT Praha, Fakulta dopravní přednesl zajímavou přednášku o optimalizaci technologického vybavení tunelů se zřetelem na bezpečnost a cenu. V dalších přednáškách byla řešena problematika technologického vybavení dálničních tunelů z hlediska požární ochrany. Jednalo se o kabelové a nosné systémy, elektrické rozváděče, monitorování vozidel přepravujících nebezpečný náklad, bezúdržbové detektory kouře v tunelech a měřiče opacity, proudové

a axiální přetlakové ventilátory pro větrání tunelů. Dále byly předneseny přednášky týkající se nových poznatků na základě měření ve zkušebním tunelu s asfaltovým povrchem vozovky, rekonstrukce stávajících tunelů v ČR a SR, výstavba tunelu Považský Chlmec v SR. Zajímavá byla přednáška Ing. Jana Dekánka, požárního specialisty SR, o novelizaci TP 11/2011 *Požární bezpečnost cestných tunelů*, která bude platit od 1. 1. 2016. Je zde konkretizováno označení únikových cest a SOS kabin, požadavky na požární oddělení kabelových kanálů pod chodníkem a kabelových šachet, nový požadavek na instalaci nezavodněných požárních vodovodů v příčných propojkách a zejména nový požadavek na instalaci stabilního hasicího zařízení (SHZ) v jednosměrných tunelech délky nad 1500 m a dvousměrných tunelech nad 600 m.

Chování řidičů ČR a SR je stále v mnoha případech nesprávné a nebezpečné. NDS, a. s., začala marketingovou kampaň „Bezpečně v tuneli“, která má za cíl vhodnou formou vzdělávat řidiče, aby správně reagovali na nebezpečné situace v tunelech a aby je zejména sami nezpůsobovali. Informace lze nalézt na www.ndsas.sk/bezpecne-v-tuneli.

Účastníci konference obdrželi materiály od jednotlivých přednášek a sborník přednášek v elektronické podobě.

Ing. MIROSLAV NOVÁK,
METROPROJEKT Praha a.s.

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

SOUBOR STAVEB MO V ÚSEKU MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA (BLANKA)

K radosti všech motoristů se v sobotu 19. září po osmi letech stavby otevřel pro veřejnou dopravu tunelový komplex Blanka, který se skládá z Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu (obr. 1, 2). Stavba téměř 6,4 km dlouhého podzemního díla je nejdelším městským tunelem v Evropě a doposud i největší realizovanou zakázkou zhotovitele stavební části díla společnosti Metrostav a.s. Zahájený provoz probíhá na základě dokumentace pro zkušební provoz, která byla pro tyto účely vypracována generálním projektantem a odsouhlasena dotčenými orgány hlavního města Prahy.



Obr. 1 Otevření tunelového komplexu Blanka
Fig. 1 Opening of the Blanka complex of tunnels

THE CZECH REPUBLIC

COMPLEX OF CITY CIRCLE ROAD STRUCTURES IN MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA SECTION (BLANKA)

To the delight of all motorists, the Blanka complex of tunnels, consisting of the Brusnice, Dejvice and Bubeneč tunnels, was opened to traffic on Saturday the 19th September 2015, after eight years of construction work (see Fig. 1, 2). The construction of the nearly 6.4km long underground working is the longest urban tunnel in Europe. It is the largest contract realised until now by Metrostav a.s., the contractor for the civil engineering part. The operation proceeds on the basis of the test running design prepared for this purpose by the general designer and approved by relevant authorities of the City of Prague. A significant part of the activities associated with the test running is provided by ČKD DIZ a.s., the contractor for the technological part of the works.

A tactical exercise of the Fire Rescue Brigade of the City of Prague took place on the 17th September 2015, prior to the Blanka tunnel opening to traffic. The exercise confirmed the functionality of the entire rescue system of the complex of tunnels.

The Blanka complex of tunnels in addition comprised the construction of the Troja Bridge, which was opened to traffic in advance, on the 4th October 2014. Strengthening of the flood defence measures on the left bank of the Vltava was also part of this proportion of the project.

The newly completed part of the City Circle Road in the Malovanka – Pelc-Tyrolka section should be followed in the future by the last part of the Circle Road consisting of the complex of three structures of the eastern part in the Pelc-



Obr. 2 Otevření tunelového komplexu Blanka
Fig. 2 Opening of the Blanka complex of tunnels

Významnou část činností spojených se zkušebním provozem zajišťuje dodavatel technologické části díla společnost ČKD DIZ a.s.

Před uvedením do provozu v Blance proběhlo 17. září taktické cvičení Hasičského záchranného sboru hl. m. Prahy, které potvrdilo funkčnost celého záchranného systému tunelového komplexu.

Součástí Blanky byla i stavba Trojského mostu, který byl předstihově uveden do provozu dne 4. října 2014. Součástí této části stavby bylo i zesílení protipovodňových opatření na vltavském břehu.

Na nově vybudovanou část vnitřního okruhu v úseku Malovanka – Pelc-Tyrolka by v budoucnu měla navázat poslední část okruhu složená ze souboru tří staveb východní části v úseku Pelc-Tyrolka – Balabenka – Štěrboholská radiála a tzv. Libeňská spojka. Stavbou tohoto úseku se pak vnitřní okruh definitivně propojí, a tím dojde k finálnímu omezení dopravy v centru města, které umožní vznik tolik žádaných nových pěších a klidových zón pro naši metropoli.

MODERNIZACE TRATI ROKYCANY – PLZEŇ

Od zahájení ražeb v únoru letošního roku se ražba jižní trouby Ejpvického tunelu postupně dostává do své druhé poloviny. Při podcházení vrchu Homolka se zhotovitel potýkal s vysokými přítoky podzemní vody z čelby tunelu. Paradoxem bylo, že nejvyšších hodnot přítoků až 25 l/s a hydrostatického tlaku 2,8 baru ve vrchlíku tunelu bylo dosaženo v červenci, kdy deníky a zpravodajské kanály informovaly o extrémním suchu v celé České republice.

V měsíci září měl tunelovací stroj jménem Viktorie za sebou již více než 2 km vyražené trasy. Zajímavého mezníku bylo dosaženo 22. srpna, kdy ražby dospěly do staničení 1762 TM, čímž se Ejpvický tunel ujal prvenství mezi nejdelšími železničními tunely v České republice.

Kromě ražeb samotných také probíhá hloubení výjezdového portálu a středové šachty, z které bude ražena technologická chodba k budoucí propojce mezi traťovými tunely.

DÁLNIČE D8 – 0805 LOVOSICE – ŘEHLOVICE

V obou tunelech Prackovice a Radejčín stavby dálnice přes České středohoří bylo provedeno v měsících září a říjen vozovkové souvrství, které se skládalo z podkladní vrstvy ze štěrkodrti, cementové stabilizace a dvouvrstvého cementobetonového krytu o celkové tloušťce 240 mm (spodní beton 190 mm, horní beton 50 mm). Pro dosažení vyhovujících dlouhodobých a homogenních protismykových vlastností byla použita technologie

Tyrolka – Balabenka – Štěrboholy Radial Road and the so-called Libeň Link Road section. The Circle Road (the inner circle) will be definitely interconnected and the traffic flow rate in the city centre will be finally reduced. It will allow for the origination of new pedestrian thoroughfares and quiet zones, which are so much demanded in our metropolis.

MODERNISATION OF ROKYCANY – PLZEŇ RAILWAY TRACK SECTION

Since the commencement of tunnelling in February 2015, the excavation of the southern tube of the Ejpvovice tunnel has gradually got into the second half. The contractor had to cope with high rates of groundwater inflows from the excavation face. The fact that the highest values of inflow rates of up to 25L/s and hydrostatic pressure of 2.8bar were registered at the tunnel crown in July, when dailies and news channels informed about an extreme drought in the entire Czech Republic, was paradoxical.

In September, the Viktorie TBM had already over 2km of the completed route behind it. An interesting milestone was reached on the 22nd August, when the excavation arrived at tunnel chainage m 1762. In this way, the Ejpvovice tunnel assumed primacy among longest railway tunnels in the Czech Republic.

Apart from the tunnel excavation itself, the excavation for the pit for the exit portal and the central shaft is also underway. The technology gallery will be driven from the shaft to a future cross passage between the running tunnels.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Roadway courses comprising crushed gravel roadbed, a cement stabilised layer and a double-layer concrete cover with the total thickness of 240mm (lower concrete layer 190mm and upper concrete layer 50mm thick) were carried out in both tunnels, Prackovice and Radejčín, in the motorway construction section running across České Středohoří (Central Bohemian Uplands) during September and October. The exposed aggregate concrete surface technology was applied to achieve satisfactory long-term and homogeneous skid resistance properties. The work on the equipment of both tunnels in the overall composition scope of the operating units is underway concurrently.

But the most important moment and, at the same time, the condition leading to the completion of the entire works is the fact that the project owner has eventually obtained the construction permit for the last section of this part of the route. The permit allows for constructing the till now unrealised bridge in the route section between the portals of the two tunnels.

Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.

EXPLORATORY GALLERY FOR THE RADLICE RADIAL ROAD FROM THE SOUTH-WESTERN SATELITE TOWN AND SMÍCHOV

At the construction of the exploratory gallery for the Radlice Radial Road, 784m of the total length of 850m of the excavation were completed as of 30/09/2015, including all four passing bays that were assumed in the design. It means that only 102m remained on that day to the end of the excavation. The excavation currently proceeds through the fourth excavation support class with the excavation round lengths of 1.25m. The

obnaženého kameniva na povrchu betonového krytu. Současně probíhají také práce na technologickém vybavení obou tunelů v celkové skladbě provozních souborů.

Avšak nejdůležitějším momentem a současně předpokladem vedoucím k dokončení celého díla je investorem konečně získané stavební povolení posledního úseku části trasy, které umožňuje vybudovat zatím nerealizovaný most v trase spojující právě portály obou tunelů.

*Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.*

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA PRO RADLICKOU RADIÁLU JIHOZÁPADNÍ MĚSTO – SMÍCHOV

Na stavbě průzkumné štoly pro Radlickou radiálu bylo z celkové délky štoly 850 m k 30. 9. 2015 vyraženo 748 m včetně všech čtyř výhyben, se kterými bylo v projektu uvažováno. K tomuto termínu tedy zbývalo do konce ražeb již pouze 102 m. Ražba v současné době probíhá ve čtvrté technologické třídě s délkou záběru 1,25 m. Průběžně s ražbou jsou prováděny plánované průzkumné práce, a to jak v průzkumné štolě, tak na povrchu v rozsahu celé trasy plánované Radlické radiály.

REVITALIZACE TRATI TRUTNOV – TEPLICE NAD METUJÍ

Na nově zahajované stavbě „Revitalizace trati Trutnov – Teplice n. M.“ proběhly v měsíci září v části „Teplický tunel“ přípravné práce spočívající v realizaci ploch zařízení stavenišť, mezideponie a přístupových komunikací k oběma portálům. Dne 29. 9. 2015 byla slavnostně osazena soška svaté Barbory a pracovníci firmy Subterra a.s., divize 1 zahájili vrtání ochranných deštříků na obou portálech. Po provedení deštříků (2. 10. 2015) byla neprodleně zahájena ražba (zvětšení) tunelového profilu, a to z obou portálů tunelu za použití principu NRTM. Tento postup na dvě čelby je pro tunel délky 230 m netradiční, ale je vyžádán velmi krátkou dobou výluky na trati, což je 122 dnů. V této době musí být snesen kolejový svršek a spodek, přezmáhán tunelový profil, realizovány patky, fóliová deštříková izolace a provedeno definitivní železobetonové ostění. Poté budou následovat dokončovací práce (madla, nátěry, osvětlení) a v tunelu bude obnoven železniční spodek a svršek.

*Ing. JAN VINTERA, JVintera@subterra.cz,
Subterra a.s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA TUNEL ŠIBENIK

Na stavbě diaľničného tunela Šibenik dĺžky 588 m boli ukončené v 10/2015 všetky práce a je pripravený na spustenie do užívania. Tunel Šibenik bude súčasťou úseku diaľnice D1 Jánovce – Jablonov celkovej dĺžky 9,5 km. Zhotoviteľom stavby je združenie Eurovia SK, a. s., Eurovia CS, a. s., Stavby mostov Slovakia, a.s. Ukončenie stavby a uvedenie diaľničného úseku do prevádzky sa predpokladá v roku 2015.

TUNELY POĽANA A SVRČINOVEC

Na stavbe úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité súčasťou stavby sú aj tunely Poľana (890 m) a Svrčinovec (445 m). Tunel Poľana aj Svrčinovec boli už prerazené a prebiehajú práce na reprofiliácii jednotlivých blokov, betónovanie základových pásov a montáž drenážneho odvodnenia. Chýba posledných 15 m, aby došlo k prerazeniu tuneli únikovej štôlne na tuneli Poľana. Výstavbu úseku zabezpečuje združenie

planned exploration operations are carried out continually with the excavation proceeding ahead, both in the exploratory gallery and on the surface, within the scope of the whole route of the planned Radlice Radial Road.

REVITALISATION OF TRUTNOV – TEPLICE NAD METUJÍ RAILWAY TRACK

Preparatory operations lying in the realisation of areas planned for the site arrangement, an intermediate stockpile and access roads to both portals took place on the newly commencing construction project “Revitalisation of the Trutnov – Teplice nad Metují railway track”, the “Teplice tunnel” part, in September. The ceremonial installation of a statuette of Saint Barbara took place on 29/09/2015. Employees of Subterra a.s. Division 1 started to drill for protective umbrellas at both portals. After the completion of the umbrellas (02/10/2015), the excavation (enlargement) of the tunnel profile immediately started from both tunnel portals using the NATM principles. This procedure with two headings is not traditional for a 230m long tunnel, but it is necessary with respect to the very short time available for closing of the line to traffic (122 days). During this time the trackwork and trackbed have to be removed, the tunnel profile has to be re-excavated, footings have to be carried out, umbrella-type plastic membrane waterproofing has to be installed and the final reinforced concrete lining has to be carried out. The finishing work (hand rails, coating, illumination) will follow and the trackbed and trackwork will be renewed in the tunnel.

*Ing. JAN VINTERA, JVintera@subterra.cz,
Subterra a.s.*

THE SLOVAK REPUBLIC ŠIBENIK TUNNEL

All work on the construction of the 588m long Šibenik motorway tunnel was finished in 10/2015 and the tunnel is prepared for opening to traffic. The Šibenik tunnel will be part of the Jánovce – Jablonov section of the D1 with the total length of 9.5km. The construction contractor is formed by a consortium consisting of Eurovia SK, a. s., Eurovia CS, a. s. and Stavby mostov Slovakia, a. s. The completion of the structure and bringing the motorway section into service is expected in 2015.

POĽANA AND SVRČINOVEC TUNNELS

The construction of the Svrčinovec – Skalité section of the D3 motorway comprises, among other structures, the Poľana (890m) and Svrčinovec (445m) tunnels. Both the Poľana and Svrčinovec tunnels have already broken through and the current work comprises re-profiling individual blocks, casting concrete footing strips and laying drainage. Last 15 metres remain to the breakthrough of the escape gallery at the Poľana tunnel. The construction of the section is carried out by a consortium consisting of four companies: Váhostav – SK, a. s., Doprastav, a. s., Strabag, a. s., and Metrostav SK, a. s.

OVČIARSKO AND ŽILINA TUNNELS

There are two tunnels in the Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section of the D1 motorway: the Ovčiarisko tunnel (2367m) and the Žilina tunnel (651m). The tunnel excavation is underway from the western portal in the Ovčiarisko tunnel; 1270m of the excavation have been finished in the

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 súčasťou stavby sú dva tunely: Ovčiarsko (2367 m) a Žilina (651 m). Na tuneli Ovčiarsko prebieha razenie od západného portálu, kde v severnej tunelovej rúre je vyrazených 1270 m a v južnej tunelovej rúre 1170 m v kalote. Na východnom portáli začalo samotné razenie. V severnej tunelovej rúre je vyrazených 278 m a južnej tunelovej rúre 45 m v kalote. V tuneli Žilina prebieha razenie od západného portálu. V súčasnosti je vyrazených na STR 102 m a JTR 140 m. Na východnom portáli prebieha zaistovanie portálovej steny. Stavbu realizuje združenie Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. a Metrostav SK, a. s.

TUNEL ČEBRAŤ

Na úseku D1 Hubová – Ivachnová, ktorej súčasťou je tunel Čebrať (1994 m), v súčasnosti prebieha razenie od východného portálu. V severnej tunelovej rúre je vyrazených 150 m a v južnej tunelovej rúre 150 m. V súčasnosti sú práce na tuneli pozastavené. Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností OHL ŽS, a. s., a Váhostav – SK, a. s.

TUNEL POVAŽSKÝ CHLMEC

Na úseku D3 Žilina Strážov – Žilina Brodno, ktorého súčasťou je tunel Považský Chlmec (2250 m) došlo k začatiu prác 30. 6. 2014. V súčasnosti bolo dokončené razenie od stredového portálu na obe strany v oboch rúrach. Prebieha ešte razenie od stredovej jamy ku východnému portálu na STR 287 m a JTR 454 m. Pripravuje sa razenie od východného portálu. Zhotoviteľom stavby je združenie Eurovia a. s., HOCHTIEF CZ a.s. a Stavby mostov Slovakia, a. s.

TUNEL VIŠŇOVÉ

S výstavbou tunela Višňové (7500 m), ktorý je súčasťou úseku D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, sa začalo dňa 27. 6. 2014. V súčasnosti prebieha razenie od západného portálu na severnej tunelovej rúre 278 m a južnej tunelovej rúre 127 m. Razenie od východného portálu na severnej tunelovej rúre 252 m a južnej tunelovej rúre 45 m. Zhotoviteľom úseku je združenie firiem Salini Impregilo S. p. A a Dúha, a. s.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
NDS, a. s.*

northern tunnel tube, whilst 1170m have been finished in the southern tunnel tube top heading. Tunnelling operations have commenced at the eastern portal: 278m of excavation have been completed in the northern tunnel tube and 45m in the southern tunnel tube top heading. The Žilina tunnel excavation proceeds from the western portal. Till now, 102m of the NTT and 140m of the STT excavation have been finished. The portal wall at the eastern portal is being stabilised. The construction is being realised by a consortium consisting of Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. and Metrostav SK, a. s.

ČEBRAŤ TUNNEL

In the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway, part of which is the 1994m long Čebrať tunnel, the tunnel excavation currently proceeds from the eastern portal. Both in the northern tunnel tube and southern tunnel tube, 150m of the excavation have been finished. At the moment, the work on the tunnel is suspended. The construction contractor is a consortium consisting of OHL ŽS, a. s., and Váhostav – SK, a. s.

POVAŽSKÝ CHLMEC TUNNEL

The work in the Žilina Strážov – Žilina Brodno section of the D3 motorway, a part of which is the 2250m long Považský Chlmec tunnel, commenced on the 30th June 2014. Till now, the tunnel excavation has been finished in both tunnel tubes to both sides from the middle portal. The excavation from the middle construction pit toward the eastern portal in the NTT (287m) and STT (454m) is still in progress. The excavation from the eastern portal is under preparation. The construction is carried out by a consortium consisting of Eurovia a. s., HOCHTIEF CZ a.s. and Stavby mostov Slovakia, a. s.

VIŠŇOVÉ TUNNEL

The construction work on the 7500m long Višňové tunnel, which is part of the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section of the D1 motorway, commenced on the 27th June 2014. At the moment the tunnel excavation proceeds from the western portal in the northern tunnel tube (278m) and in the southern tunnel tube (127m). The excavation from the eastern portal in the northern tunnel tube and the southern tunnel tube has been finished at the lengths of 252m and 45m, respectively. A consortium consisting of Salini Impregilo S. p. A and Dúha, a. s. is the construction contractor.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
NDS, a. s.*

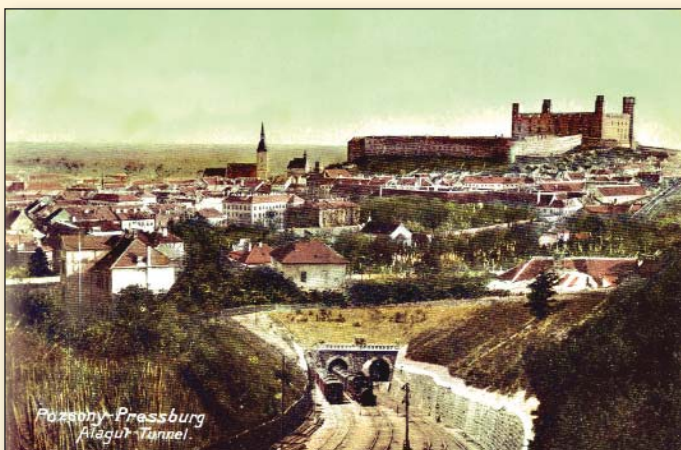
Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

POHLEDNICE TUNELŮ VE SLOVENSKÉ A ČESKÉ REPUBLICE S LOKOMOTIVAMI

PICTURE POST CARDS OF TUNNELS IN THE SLOVAK AND CZECH REPUBLICS WITH LOCOMOTIVES

The other part of the series offers several interesting picture postcards from relatively recent time, which were evidently published mainly for fans of locomotives and trains. A locomotive or a railway motor-car emerges from a tunnel

portal in these pictures. A nice old picture card showing the Bratislava Castle (also with a locomotive and, in addition, with parked railway cars) is attached to the introduction. A curiosity represented by a commemorative post card (of course also with



Obr. 1 Bratislava. Tunel.

I. v. B. No. 100. Kolorovaná fotografie. Cca 1918 až 1919. [sbírka autorů]

Krásný pohled na Bratislavu s portály Lamačských tunelů a věží chrámu sv. Martina a pustým Bratislavským hradem v pozadí. Pohlednice byla adresována slečně Mici Schuster v Brně.

Fig. 1 Bratislava tunnel

I. v. B No. 100. Coloured photo, Ca 1918–1919. [authors' collection]
A beautiful view of Bratislava with portals of the Lamač tunnels and St. Martin cathedral towers and the desolate Bratislava Castle in the background. The picture card was addressed to Miss Mici Schuster in Brno.

an exiting train) is added to them in the end. The legends on the underside of individual post cards, usually defining the locomotive type, are supplemented in the paper by basic characteristics or interesting facts concerning the tunnels in question.



Obr. 3 475 196 na čele mimoriadneho vlaku vychádza z Bralského tunelu na trati Horná Štubňa – Prievidza (31. 5. 1997).

Foto © Martin Rys. Klub priateľov železníc na Hornej Nitre. Sazba a tisk: KATOS Přerov, CZ. [sbírka autorů]

Z hlediska technické historie je Bralský tunel velmi významnou stavbou. Nesl v minulosti také pojmenování T. G. Masaryka či Velký tunel. Má délku 3011,6 m a doba jeho výstavby je udávána od 8. 11. 1927 do října 1930. Na pohlednici vyjíždí lokomotiva z portálu Handlová – P1. [1]. Rozsáhleji je o Bralském tunelu pojednáno v časopisu TUNEL č. 2/2011.

Fig. 3 475 196 at the front end of a non-scheduled train emerges from the Bralo tunnel on the Horná Štubňa – Prievidza railway line (31/05/1997).

Photo © Martin Rys. Friends of Railways in Horná Nitra Club. Setting and printing: KATOS Přerov, CZ. [authors' collection]

From the aspect of the technical history, the Bralo tunnel project is very important. Among other names it bore in the past, his name was the T.G. Masaryk tunnel or the Great tunnel. It is 3011.6m long and the construction work lasted from the 8th November 1927 to the October of 1930. In the picture postcard a locomotive emerges from the Handlová portal- P1. [1]. The Bralo tunnel is described in more detail in TUNEL journal No. 2/2011.



Obr. 2 T 4784003 – vychádza z Bratislavského tunela s viedenským rýchlikom.

Foto: © Dušan Kelo. Dizajn: JASAM Bratislava. Tlač: PUBLIC Malacky. ?? [sbírka autorů]

Lamačský tunel č. I (na pohlednici vlevo), označovaný také jako starý, byl vybudován během výstavby trati Vídeň – Bratislava. Sloužil vlakům do Bratislavy i do Devínskej Novej Vsi, a to oběma směry až do roku 1902, kdy byl zahájen provoz také tzv. novým tunelem (na pohlednici vpravo, s vyjíždějícím vlakem) Lamačským II. Tunel č. I postavený v letech 1844 až 1848 byl původně dvoukolejný a dlouhý 703,60 m. Mezi roky 1899 až 1900 byl zkrácen na 594 m a při prodlužování hlavního nádraží zjednotněn. Lamačský tunel č. II (tzv. nový) stavěný od 15. 12. 1900 do konce září 1902, má délku 595,61 m a je jednokolejný. Vidět je Bratislavský (východní – P2) portál. [1]

Fig. 2 T 4784003 – emerging from the Bratislava tunnel with a Viennese fast train.

Photo: © Dušan Kelo. Dizajn: JASAM Bratislava. Printing: PUBLIC Malacky. ?? [authors' collection]

The Lamač tunnel No. 1 (pictured left), also referred to as the Old Tunnel, was built during the construction of the Vienna – Bratislava railway track. It was used for trains to Bratislava and to Devínská Nová Ves, running in both directions until 1902, when the operation through the so-called New Tunnel (pictured right, with the train emerging from it), the Lamač II tunnel. The tunnel No. 1, which was built during the 1844 – 1848 period, was originally of the double-track type and was 703.60m long. Its length was reduced to 594m between 1899 and 1900 and was converted into a single-track tunnel during the work on extending the length of the main railway station.

The Lamač tunnel No. 2 (the so-called New Tunnel), which was built from 15/12/1900 to the end of September 1902, is 595.61m long and contains only a single track. It is possible to see the Bratislava portal (eastern – P2). [1]

Ve sbírce autorů se nachází také několik zajímavých pohlednic z relativně nedávné doby, které byly evidentně vydány především pro milovníky lokomotiv a vlaků. Na těchto pohlednicích charakteristicky vyjíždí z tunelového portálu lokomotiva nebo motorový vůz. K nim je na úvod připojena pěkná stará pohlednice s Bratislavským tunelem (rovněž s lokomotivou a navíc s odstavenými vozy) a na závěr je přidána kuriozita představovaná příležitostnou poštovní dopisnicí (samozřejmě také s vyjíždějícím vlakem). Popisy z rubu jednotlivých pohlednic, definující obvykle typ lokomotivy, jsou v článku doplněny základními charakteristikami stavby příp. zajímavostmi týkajícími se předmětných tunelů.

Dá se říci, že prezentované pohlednice získaly tím, že lokomotiva či vlaková souprava vyjíždí právě z tunelu na nečekané dynamice a v přeneseném slova smyslu tak i další „přidatou sběratelskou hodnotu“. Je to o to cennější, že jde (až na výjimky) o pohlednice vydané jen relativně nedávno, a to většinou v posledních cca 20 letech.

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
Ing. TOMÁŠ VRÁNA



Obr. 4 Ozubnicová lokomotiva 715.001 opouští tunel u Kořenova zastávky na trati č. 035 Tanvald – Harrachov 21. 9. 1997.

© Jaromír Bittner. HERKULES KAKD. [sbírka autorů]

Tunel Polubenský (dříve nazývaný i Příchovický) na traťovém úseku Liberec – Harrachov st. hranice, mezi zastávkou Kořenov a stanicí Kořenov. Stavba započala 25. 4. 1900 z Tanvaldské strany a o 3 měsíce později byly zahájeny trhačí práce i ze strany Polubenské. K trhačím pracím byl využit také Nobelův dynamit. Průměrný denní postup byl 1,15 m. Tunel byl dokončen roku 1902. V době vybudování měl délku 932 m, při rekonstrukci trati v letech 1958 až 1962 byl prodloužen o osm metrů. Českým prvenstvím je jeho nejvyšší podélný sklon, který činí 53 promile. Podle historických dokladů bylo na stavbu tunelu použito 20 tun dynamitu. [2, 3, 5]

Fig. 4 The rack locomotive 715.001 leaves the tunnel near the Kořenov intermediate station on Tanvald – Harrachov track No. 035 on 21/09/1997.

© Jaromír Bittner. HERKULES KAKD. [authors' collection]

The Polubný tunnel (formerly also named Příchovice tunnel) on the Liberec – Harrachov state border track section between the Kořenov intermediate station and Kořenov railway station. The construction commenced on 25/04/1900 from the Tanvald side and, 3 months later, blasting operations started also from the Polubný side. Nobel's dynamite was also used for blasting. The average daily advance rate amounted to 1.15m. The tunnel was completed in 1902. At that time it was 932m long. The length was extended by eight metres during the reconstruction of the track carried out from 1958 to 1962. The Czech primacy of the tunnel is its greatest longitudinal gradient amounting to 53 per mille. According to historic documents, 20 tonnes of dynamite were used for the tunnel construction [2, 3, 5]



Obr. 5 Uvedení železničního tunelu pod Vůkovem do provozu 1. 9. 2008.

Qarta. [sbírka autorů]

Nejedná se o pohlednici, nýbrž o jistou kuriozitu – příležitostnou poštovní dopisnici. Jde o západní portály dvoukolejných Vítkovských tunelů na tzv. „Novém spojení“ v Praze. Jejich výstavba byla dokončena v roce 2008. Severní Vítkovský tunel (Vítkovský I, na dopisnici vlevo) má délku 1316 m a vede směrem do a z Libně. Jižní Vítkovský tunel (Vítkovský II, na dopisnici vpravo) je dlouhý 1364 m a vede směrem do a z Holešovic a Vysočan. Jedná se o 3. a 4. nejdelší železniční tunel v ČR. [3]

Fig. 5 Inauguration of the railway tunnel under Vůkov Hill on 01/09/2008.

Qarta. [authors' collection]

It is not a picture postcard; it is a certain curiosity – commemorative postal card. Pictured objects are both western portals of the double-track Vítkov tunnels on the so-called “New Connection” in Prague. Their construction was completed in 2008. The northern Vítkov tunnel (Vítkov I, pictured left) is 1316m long; it leads in the direction of and from Libeň. The southern Vítkov tunnel (Vítkov II – pictured right) is 1364m long; it leads in the direction of and from Holešovice and Vysočany. They are the 3rd and 4th longest railway tunnels in the CR. [3]



Obr. 6 Elektrická lokomotiva 151 001-5 v čele IC 140 vyjíždí z portálu Třebovického tunelu. Vydáno pro Letohradský železniční klub, 10/2005.

Foto © Jiří Adolf. Vydavatelství a tisk: OFTIS Ústí nad Orlicí. [sbírka autorů]

Pohled na západní portál jednokolejného Třebovického tunelu z roku 1845, obnoveného v délce 511,23 m v roce 1933. Osud této významné technické památky a obzvláštní pamětihodnosti tunelového stavitelství v ČR definitivně zpečetila přeložka tratě a výstavba nového dvoukolejného tunelu. Poslední vlak tímto starým Třebovickým tunelem projel 8. 4. 2005 krátce po 11:00. Tento vlak vyjíždí z portálu na třebovické straně. Prostor starého tunelu byl po jeho uzavření vyplněn popůlkocementovou směsí. [2, 3, 4]

Fig. 6 Electric locomotive 151 001-5 at the front end of the IC 140 emerges from the Třebovice tunnel portal. Published for the Letohrad Railway Club, 10/2005.

Photo © Jiří Adolf. Publishing house and printing: OFTIS Ústí Nad Orlicí. [authors' collection]

A view of the western portal of the Třebovice single-track tunnel from 1845, which was renewed at the length of 511.23m in 1933. The fate of this significant technical monument and a place of interest of tunnel construction engineering in the CR was definitely sealed by the track diversion and the development of a new double-track tunnel. The last train passed through this old Třebovice tunnel on 08/04/2005 shortly after 11:00 hours. This train exits the tunnel through the portal on the Třebovice side.

The space of the old tunnel was filled with a cinder concrete mixture after the tunnel closure. [2, 3, 4]



Obr. 7 Motorový voz 830 128-5 na čele mimoriadneho vlaku na trati Horná Štubňa – Prievidza v km 13,0 u Hájnického tunelu (7. 12. 1997).

Foto © Martin Rys. Klub priateľov železníc na Hornej Nitre. Sazba a tisk: KATOS Píerov, CZ. [sbírka autorů]

Délka Hájnického tunelu se udává 103 m, doba výstavby od 15. 5. 1929 do 12. 8. 1930. Na pohlednici vyjíždí souprava z Handlovského portálu. [1]

Fig. 7 Rail motor-car 830 128-5 at the front end of a non-scheduled train on the Horná Štubňa – Prievidza track at chainage km 13.0 of the Hájnica tunnel (07/12/1997)

Photo © Martin Rys. Friends of Railways in Horná Nitra Club. Setting and printing: KATOS Píerov, CZ. [authors' collection]

The Hájnica tunnel is 103m long, the construction period lasted from 15/05/1929 to 12/08/1930. The train in the picture emerges from the Handlová portal. [1]

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.



Obr. 8 Lokomotiva 464.202 s vlakem vyjíždí z tunelu u Milotic nad Opavou se soupravou historického vlaku dne 10. června 2000.

Foto: Jaroslav Valeš. Graf. úprava: RAP. Vydaly ČD, s. o., OPŘ Ostrava. Repro – tisk: SPRINT Olomouc. [sbírka autorů]

Milotický tunel se nachází na traťovém úseku Olomouc – Krnov (Opava), mezi stanicemi Bruntál – Milotice nad Opavou. Tunel je jednokolejný, byl dokončen v roce 1872 a má délku 249,41 m. Patrně jde o jeho východní portál (směrem k železniční stanici Milotice n/O). [3]

Fig. 8 Locomotive 464.202 with a train emerges from the tunnel near Milotice Nad Opavou with a set of historic train on the 10th June 2000.

Photo: Jaroslav Valeš. Graphic arrangement: RAP. Published by ČD, s. o., OPŘ Ostrava. Repro – print: SPRINT Olomouc. [authors' collection]

The Milotice tunnel is located in the Olomouc – Krnov (Opava) track section, between Bruntál and Milotice Nad Opavou stations. This 249.41m long single-track tunnel was completed in 1872. In the picture there is probably the eastern portal (in the direction of Milotice Nad Ohří) [3]

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] Tunely na koľajových tratiach na Slovensku [online]. 2015 [cit. 2015-07-03]. Dostupné na internetu <<https://rail.sk/skhist/tunely.htm>>
- [2] ZIMEK, P. Z historie železničních tunelů. 1. vyd. Praha: ČD, ?, 32 s.
- [3] Železniční tunely v Česku [online]. 2015 [cit. 2015-07-03]. Dostupné na internetu <http://cs.wikipedia.org/wiki/%C5%BDelezni%C4%8Dn%C3%AD_tunely_v_%C4%8Cesku>
- [4] Příběh tunelů dráhy olomoucko-pražské [online]. 2015 [cit. 2015-07-03]. Dostupné na internetu <http://www.cd.cz/old/TCD2005/5_32tune.htm>
- [5] Horská ozubnicová dráha Tanvald – Desná – Kořenov – Harrachov [online]. 2015 [cit. 2015-07-03]. Dostupné na internetu <http://www.zubacka.cz/index.php?option=com_content&view=article&id=21:popis-trati&catid=3:o-trati&Itemid=53>

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORT

www.ita-aites.cz

KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016

CONFERENCE UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2016

Příprava 13. mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2016, která je spojená se 3. Východoevropskou tunelářskou konferencí EETC 2016, pokračuje podle plánu. K 9. 11. 2015 bylo na konferenci přihlášeno 201 abstraktů z 33 zemí. Necelá třetina přihlášených abstraktů je z ČR

The preparation of the 13th international conference Underground Construction Prague 2016, which is connected with the 3rd Eastern European Tunnelling Conference EETC 2016, continues according to the plan. As of the 9th November 2015, 201 abstracts from 33 countries were

(79 abstraktů), ostatní přihlášené abstrakty jsou převážně z evropských zemí, ale i z řady mimoevropských zemí (např. Alžírsko, Čína, Hongkong, Indie, Indonésie, Írán, Japonsko, Mexiko, USA, Kanada atd.). Pro srovnání s minulými konferencemi – v roce 2010 bylo přihlášeno 217 abstraktů, v roce 2013 jich bylo 178.

V současné době probíhá upřesňování klíčových a vyzvaných přednášek, dané přednášky přednesou renomovaní zahraniční odborníci jako Søren Degn Eskesen z Dánska (současný prezident ITA), prof. Bai Yun z Číny, Viktorie Chomová ze Slovenska, Martin Knights a Steve Parry ze Spojeného království, prof. Robert Galler a Bernhard Kohl z Rakouska, Heinz Ehrbar ze Švýcarska, Nasri Munfah z USA, prof. Giulia Viggiani z Itálie, prof. Adam Bezuijen z Belgie.

Veškeré informace o konferenci jsou dostupné na webových stránkách www.pspraha.cz (česky) a www.ucprague.com (anglicky). Registrace účastníků a doprovodných osob na konferenci a rezervace ubytování byla spuštěna elektronicky na webových stránkách 15. 11. 2015, autorům bylo oznámeno přijetí příspěvků na konci listopadu, do konce roku bude také rozesláno druhé oznámení.

*doc. Ing. MATOUŠ HILAR, PhD., hilar@3-g.cz,
Předseda vědecké rady konference PS 2016*

submitted to the conference. Nearly one third of the submitted abstracts are from the Czech Republic (79 abstracts); the other submitted papers are mainly from European countries, but many of them are even from non-European countries (e.g. Algeria, China, Hong Kong, India, Indonesia, Iran, Japan, Mexico, the USA, Canada etc.). For comparison with the previous conferences – 217 abstracts were submitted in 2010, whilst 178 abstracts were received in 2013.

Currently the key lectures and invited lectures are being specified. These lectures will be delivered by renowned foreign experts, such as Søren Degn Eskesen from Denmark (the current ITA president), Prof. Bai Yun from China, Viktorie Chomová from Slovakia, Martin Knights and Steve Parry from the United Kingdom, Prof. Robert Galler and Bernhard Kohl from Austria, Heinz Ehrbar from Switzerland, Nasri Munfah from the USA, Prof. Giulia Viggiani from Italy, or Prof. Adam Bezuijen from Belgium.

All information on the conference is available on web pages www.pspraha.cz (Czech) and www.ucprague.com (English). The registration of attendees and attending persons for the conference and the reservation of accommodation was started electronically on web pages on the 15th November 2015; the authors were informed about the acceptance of their papers to the end of November 2015; the Second Announcement will be distributed by the end of 2015.

*doc. Ing. MATOUŠ HILAR, PhD., hilar@3-g.cz,
Chairman of the UCP 2016 Scientific Council*



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



Tunely Ejpovice

geotechnický monitoring

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

tel.: +420 548 125 111
e-mail: info@geotest.cz
www.geotest.cz

GEOtest

www.ohlzs.cz



Moderní tvář stavebnictví



OHL ŽS