

Tunnel

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU
A SLOVENSKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIÁCIE ITA/AITES
PODZEMNÍ STAVBY (VÝVOJ, VÝZKUM, PROJEKTOVÁNÍ, REALIZACE)

*MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE
AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES
UNDERGROUND CONSTRUCTIONS (DEVELOPMENT, RESEARCH, DESIGN, REALISATION)*



ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉ TUNELÁRSKÉ ASOCIÁCIE ITA/AITES

MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES

AD SERVIS TERRABOR, s. r. o.
Bělohorská 157/188
169 00 Praha 6

AMBERG ENGINEERING BRNO
Ptašinského 10
602 00 Brno

ANGERMEIER ENGINEERING PRAHA s.r.o.
U Dvou srpů 2
150 00 Praha 5

AQUATIS, a. s.
Botanická 56
656 32 Brno

CARBOGROUTING, a. s.
Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

CARBOTECH-BOHEMIA, s. r. o.
Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

ČERMÁK A HRACHOVEC s. r. o.
Smíchovská 31
Praha 5-Řeporyje

DESCRIBO, s. r. o. Stavební projekty
U krčského nádraží 19
140 00 Praha 4

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

EREBOS, s. r. o.
Malé Svatoňovice 249
542 34

GEOTEC GS, a.s.
Chmelová 2920/6
106 00 Praha 10

GEOTEST, a. s.
Šmahova 112
659 01 Brno

HONEYWELL s. r. o.
Budějovická 1
140 21 Praha 4

ILF CONSULTING ENGINEERS s. r. o.
Jirsíkova 5
186 00 Praha 8

INGUTIS CZ, s. r. o.
Třeboradická 1/1275
182 00 Praha 8

INSET s. r. o.
Novákových 6
180 00 Praha 8

INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Na Moráni 3
128 00 Praha 2

INŽENÝRSKÉ KONSTRUKCE
Projektová a inženýr. kancelář
Kobrova 1363/2
150 00 Praha 5

KANKOL, s. r. o.
Nový Jáchymov 48
267 03 Hudlice, okr. Beroun

KELLER SPECIÁLNÍ ZAKLÁDÁNÍ s.r.o.
K Ryšance 16
147 54 Praha 4

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

METROSTAV a. s.
Dělnická 12
170 04 Praha 7

OKD, DBP PASKOV, a. s.
739 21 Paskov

POHL CZ, a. s.
Nádražní 25
252 63 Rostoky u Prahy

PŮDIS, a. s.
Nad vodovodem 2/169
100 00 Praha 10

SATRA, s. r. o.
Podhoří 2879
276 01 Mělník

SG GEOTECHNIKA, a. s.
Geologická 4
150 00 Praha 5

SOLETANCHE ČR, s. r. o.
K Botiči 6
101 00 Praha 10

STAVEBNÍ FAKULTA ČVUT
Thákurova 7
166 29 Praha 6

STAVEBNÍ FAKULTA VUT
Veveří 95
662 37 Brno

SUBTERRA a. s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4

SUDOP, a. s.
Olšanská 1a
130 80 Praha 3

TUBES, s. r. o.
Londýnská 29
123 00 Praha 2

ÚSTAV GEONIKY AV ČR
Studentská ul.
708 33 Ostrava-Poruba

VIS, a. s.
Bezová 1658/1
147 00 Praha 4

VODNÍ STAVBY, a. s.
Dělnická 12
170 04 Praha 7

VOJENSKÉ STAVBY CZ, a. s.
Revoluční 3
110 15 Praha 1

VOKD, a. s.
Československá 7
701 40 Ostrava

VYSOKÁ ŠKOLA BAŇSKÁ
tř. 17. listopadu
708 33 Ostrava-Poruba

ZAKLÁDÁNÍ GROUP, a. s.
Rohanský ostrov
180 00 Praha 8

ŽS Brno, a. s.
závod MOSAN
Burešova 17
660 02 Brno

BANSKÉ STAVBY, a. s.
Košovská cesta 16
971 01 Prievidza

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

DOPRAVOPROJEKT, a. s.
Kominárska 2
832 03 Bratislava

GEOCONSULT, spol. s r. o.
Drieňová 27
826 56 Bratislava

GEOMONTA, spol. s r. o.
Sebedražská cesta 7
971 01 Prievidza

GEOTECHNIK, spol. s r. o.
Spišská Nová Ves

GEOSTATIK, spol. s r. o.
Bytčická 32
010 39 Žilina

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

HYDROSTAV, a. s.
Miletičova 21
820 06 Bratislava

HYDROTUNEL
Mojmírova 14
972 01 Bojnice

HORNONITRIANSKE BANE, a. s.
ul. Matice slovenskej 10
971 71 Prievidza

CHÉMIA-SERVIS
Kopčianska 65
851 01 Bratislava

INCO, a. s.
Pri starej prachárni 14
831 50 Bratislava

INGEO, a. s.
Bytčická 16
010 01 Žilina

INFRAPROJEKT, s. r. o.
Kominárska 4
832 03 Bratislava

KŘÍŽÍK, a. s.
Solivárska 1
080 01 Prešov

MAGISTRÁT hl. m. Bratislavy
Primaciálne nám. 1
814 99 Bratislava

RUDNÝ PROJEKT
Holding a. s.
Festivalove nám. 1
041 95 Košice

SLOVENSKÁ BANICKÁ SPOLOČNOSŤ

ul. 9. mája č. 2
974 01 Banská Bystrica

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST
Miletičova 19
820 09 Bratislava

SLOVENSKÉ TUNELY, spol. s r. o.
Lamačská 16
841 03 Bratislava

SOLHYDRO, spol. s r. o.
Ml. nivy 61, P. O. BOX 31
826 06 Bratislava

STU Bratislava, Stavebná fakulta
Radlinského 11
813 68 Bratislava

ŠPECIÁLNE ČINNOSTI
Kuklovská 60
841 05 Bratislava

TECHNICKÁ UNIVERZITA KOŠICE, Fakulta baníctva
Letná 9
042 00 Košice

TERRAPROJEKT, a. s.
Podunajská 24
821 06 Bratislava

ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV KOŠICE
Watsonova 45
043 53 Košice

UNIVERZITA KOMENSKÉHO Katedra inž. geológie
Mlynská dolina
842 15 Bratislava

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

VÁHOSTAV, a. s., GR
Hlínská 40
011 18 Žilina

VODOHOSP. VÝSTAVBA, š. p.
Karloveská 2, P.O.BOX 45
840 00 Bratislava

VUIS – Zakladanie stavieb, spol. s r. o.
Lamačská 8
817 14 Bratislava

ZIPP BRATISLAVA, spo. s r. o.
Stará Vajnorská cesta 16
832 44 Bratislava

ŽELEZNICE SR, GR
Klemensova 8
813 61 Bratislava

ŽILINSKÁ UNIVERZITA
Katedra geotechniky
Komenského ul. 52
010 26 Žilina

ŽELBA, a. s.
Šafárikovo nám. 4
052 54 Spišská Nová Ves

9. ROČNÍK, č. 2/2000
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunnel

Časopis Českého tunelářského komitétu
a Slovenské tunelárske asociácie
Založen ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

OBSAH

Úvodník:	str. 1
Ing. Ludvík Hegrlík, ředitel společnosti, INSET, s.r.o	
Interakce kanalizační stoky „Q” se základy mostu barrandovské tramvajové estakády	str. 3
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.	
Technologicky nutný nadvýlom při razení tunelů tržavinami	str. 9
Prof. Ing. Ondřej Dojčár, CSc., Katedra dobývání ložisk a geotechniky, Technická univerzita, Košice	
Razba tunelu Niederhausen v SNR	str. 17
Ing. Miroslav Uhlík, SUBTERRA, a.s.	
Inženýrsko-geologické poměry a podmínky pro razení tunelů na dálnici D8 - tunel Panenská	str. 20
RNDr. Otakar Tesaf, DrSc., GeoTec-GS, a.s.	
Kontrola kvality tunelového ostění nedestruktivními zkušebními metodami	str. 23
Ing. František Řehoř, METROSTAV, a.s.	
Parkovacie a obchodné centrum v podzemí námestia SNP v Bratislavě	str. 27
Ing. Miloslav Frankovský, TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava	
Nová injekční štola pod přehradní hrází VD Mšeno	str. 31
Ing. Otakar Vrba, SG Geotechnika, a.s., Praha	
Štolové přivaděče Vírského oblastního vodovodu	str. 37
Ing. Alice Smolová, AQUATIS, a.s., Ing. Miroslav Uhlík, SUBTERRA, a.s.	
Ze světa podzemních staveb	str. 44
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu ITA/AITES	str. 45
Životní jubilea	str. 46
Knihovna ČTuK	str. 48

REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar – INSET, s.r.o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloslav Novotný – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

VYDAVATEL

Český tunelářský komitét a Slovenská tunelárska asociácia ITA/AITES
pro vlastní potřebu

REDAKCE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7
tel./fax: 667 93 479
Ved. redaktor: Ing. Karel Matzner
Odborní redaktori: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Grafická úprava: Petr Mišek

Sazba, tisk: GRAFTOP

Redakce v případě zájmu poskytne odborný překlad do angličtiny

Fotografie na obálce: Rekonstruovaná stoka s čedičovými žlaby

VOLUME 9, No. 2/2000
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunnel

Magazine of the Czech Tunnelling Committee
and the Slovak Tunnelling Association ITA/AITES
Established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

CONTENTS

Editorial:	pg. 1
Ing. Ludvík Hegrlík, ředitel společnosti, INSET, s.r.o	
Interaction between foundations of Barrandov tram bridge and the sewer „Q” structure in Prague	pg. 3
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.	
Technically necessary overbreak at the drill-and-blast tunnelling	pg. 9
Prof. Ing. Ondřej Dojčák, CSc., Katedra dobývání ložisk a geotechniky, Technická univerzita, Košice	
Excavation of the Niederhausen tunnel in the FRG	pg. 17
Ing. Miroslav Uhlík, SUBTERRA, a.s.	
Engineering and geological conditions and excavation conditions at the tunnels on the D8 motorway - Panenská tunnel	pg. 20
RNDr. Otakar Tesaf, DrSc., GeoTec-GS, a.s.	
Quality control of the tunnel lining by non-destructive methods	pg. 23
Ing. František Řehoř, METROSTAV, a.s.	
Underground parking and shopping centre under the SNP square in Bratislava	pg. 27
Ing. Miloslav Frankovský, TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava	
A new grouting gallery under the Mšeno dam	pg. 31
Ing. Otakar Vrba, SG Geotechnika, a.s., Praha	
Tunnel conduits of the Vír regional water mains	pg. 37
Ing. Alice Smolová, AQUATIS, a.s., Ing. Miroslav Uhlík, SUBTERRA, a.s.	
World of underground constructions	pg. 44
Czech Tunnelling Committee reports	pg. 45
Life jubilees	pg. 46
Library of the ČTuC	pg. 48

EDITORIAL BOARD

Chairman: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar – INSET, s.r.o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloslav Novotný – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

PUBLISHED FOR SERVICE USE

by the Czech Tunnelling Committee and the Slovak Tunnelling Association
ITA/AITES

OFFICE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7
tel./fax: 667 93 479
Editor-in-chief: Ing. Karel Matzner
Technical editors: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: Petr Mišek

Printed: GRAFTOP

The editorial board provides translations into English by request

Cover photo: Reconstructed sewer with cast basalt troughs

Český tunelářský komitét ITA/AITES
si Vás dovoluje pozvat na 9. konferenci

PODZEMNÍ STAVBY

Termín: 9.-11. 10. 2000

The Czech Tunnelling Committee
of the International Tunnelling Association
would like to invite you to its 9th Conference

UNDERGROUND CONSTRUCTION

Time: October 9-11, 2000

PRAHA 2000



K PREZENTACI VAŠÍ FIRMY NA VÝSTAVCE NABÍZÍME:

panely s látkovým povrchem 1,40 X 0,90 m
stolky 0,80 X 0,80 m

- nájem 3000,-Kč/kus
- nájem 3000,-Kč/kus

OUR OFFER FOR PRESENTATION OF YOUR FIRM IN THE EXHIBITION SPACE:

fabric covered display panels 1,40 X 0,90 m
tables 0,80 X 0,80 m

- rent USD 150/piece
- rent USD 150/piece



2000 / 10 / 9 - 11

PRAGUE • PRAG • ПРАГА • PRAHA

Vážení čtenáři,

každé nové číslo časopisu TUNEL ve mně vzbuzuje nové očekávání. Očekávání, s čím nás naši kolegové chtějí seznámit, s čím se chtějí pochlubit a o jaké zkušenosti se s námi chtějí podělit. Zamýšlel jsem se nad tím, co nás vede k tomu, že se chceme dozvídat stále něco nového a proč stále toužíme po nových zkušenostech. Odpověď je možná velmi jednoduchá. S trochou nadsázky je možné říci, že jsme trochu ješitní a dělá nám dobře, když něco umíme. Je to ješitnost v tom nejlepší smyslu, je to jeden z motorů, který nás žene kupředu. A mohu jen s lehkce schýlenou hlavou poděkovat celému týmu okolo TUNELU, že o nás tak pečují a snad je trochu potěší, pokud mohu mluvit za sebe, že jim fandím do další práce.

Chtěl bych říci i pár slov o firmě INSET kde pracuji. Máme v tomto roce desetileté výročí činnosti. Možná to není mnoho, ale kus práce již máme za sebou. Dětským střevíčkům jsme odrostli a našich 60 pracovníků po celé republice je připraveno být zázemím pro všechny investory. Široké spektrum činnosti od průzkumu, přes diagnostiku konstrukcí, měření a kontroling akreditované laboratoře jde napříč celým stavebnictvím. Pochopili jsme, že bez vlastního přístrojového i programátorského vývoje není možné v budoucnosti konkurovat a jsem rád, že se v této oblasti máme čím pochlubit. Jsme si vědomi že týmová práce ve firmě a úzká spolupráce mezi dalšími společnostmi s podobným zaměřením je budoucností nás všech.

Přeji všem čtenářům TUNELU sílu i odvahu jít celý život kupředu.



Distinguished readers

Every new issue of the Tunel magazine evokes new expectations inside of me. Expectations, to what our colleagues want us to introduce, with what they want to vaunt and what experiences they wish to share. I have thought about what guides us to the desire to always learn something new and why we still fever for new experiences. Possibly, the answer is very simple. With a bit of exaggeration it is conceivable to say, that we are still a bit conceited and we feel satisfied when we know something. However, it is a conceit in the best meaning, it is one of the engines that pushes us forwards. And I can only with a slightly crouched head thank the entire team around the Tunel, they so look after us and, maybe, it will even a bit please them if I personally say that I cheer for their further work. I also want to say a few words about the INSET company, where I work. This year we have a tenth anniversary of our activity. It is not much perhaps, but we still have some work behind us. We have grown up the childish slippers and our 60 workers all over the republic are ready to present a haven for all the investors. A wide area of activity, from exploration through diagnostics of the constructions, measurements and monitoring by the accredited laboratory, goes throughout the entire building industries. We have taken in that without our own proper instrumentation and programming development there is no possibility to compete in the future and I am glad, that within this field we have something to vaunt about. We are aware of the fact that teamwork within the company and close cooperation between other companies with a similar aim is a future for all of us.

To all of the Tunel readers I wish a strength and courage to go forwards during the entire life.

Ing. Ludvík Hegrlík
ředitel společnosti INSET s.r.o.
Director of the INSET s.r.o. company

INTERAKCE KANALIZAČNÍ STOKY „Q“ SE ZÁKLADY MOSTU BARRANDOVSKÉ TRAMVAJOVÉ ESTAKÁDY

INTERACTION BETWEEN FOUNDATIONS OF THE TRAM BRIDGE AND THE SEWER „Q“ STRUCTURE IN PRAGUE

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

ÚVOD

Pro zlepšení úrovně hromadné dopravy do oblasti barrandovského sídliště je navrženo protažení tramvajové trati z Hlubočep (současná konečná stanice) na Barrandov. Realizace této tramvajové trati bude mít i významný dopad ekologický, protože stávající hromadná doprava ze sídliště a okolí je vázána výhradně na autobusovou dopravu, kterou nelze rozhodně pokládat za příliš „přátelskou“ z hlediska ochrany a tvorby životního prostředí, nanejvýš v oblasti mezi chráněnými přírodními tvůrky Barrandovské skály a Prokopského údolí (obr.1).

Nová tramvajová trať povede paralelně a těsně vedle silniční barrandovské radiály (obr.2), takže vzhledem ke stejné morfologii terénu bude mít i z hlediska stavebního prakticky stejný charakter. To znamená, že bude nutno vybudovat podél spodní části Prokopského potoka dva mosty, z nichž delší (pro orientaci horní) přechází tzv. Růžičkovu rokli ve výšce dosahující místně více než 30 m (obr. 3a, b).

A právě tento most, který bude nutno založit v obtížných terénních podmínkách Růžičkovy rokly, se dostává svými základy do kolize s kanalizační stokou „Q“, svádějící dešťové vody z oblasti Barrandova do akumulčních nádrží v Hlubočepích.

GEOLOGICKÉ POMĚRY A NÁVRH ZALOŽENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Geologické poměry v Růžičkově rokli jsou poměrně dost komplikované; to vyplývá jak z údajů průzkumných sond nových i archivních [1], tak ze seismického radarového a vrtného průzkumu, provedeného firmou INSET [2].

Skalní podklad je tvořen zvětřalými a navětřalými devonskými vápenci zlíčovských vrstev, překrytých vrstvou deluvialně fluvialních sedimentů mocností 5 - 10 m, v oblasti mezi 4. a 5. pilířem horního mostu mocností až 14 m. Oblastí Růžičkovy rokly, jak ostatně naznačuje morfologie terénu a místní název, zřejmě probíhá poruchová zóna (případně tvořená několika zónami dílčími), v níž se nacházejí fosilně zvětřalé vápence s málo kvalitními fyzikálně-mechanickými charakteristikami, které tyto polohy řadí až mezi zeminy typu jílovitých a hlinitých štěrků, a to do značných hloubek (40 a více m pod terénem).

Základové poměry je nutno hodnotit jako složité, a to jak vzhledem k nepravděpodobnému průběhu skalního podkladu, tak vzhledem k vlastnostem zastřešených v oblasti předpokládaných základových spar mostních pilířů, které jsou navrženy do hloubek 2 až 5 m pod těleso stoky „Q“ (obr.5). Přetvárné vlastnosti zemin a hornin v aktivní zóně základových spar se mohou až řádově lišit - pro vápence rozložené na štěrky hlinité až jílovité $E_{def} \approx 60$ MPa, pro zlíčovské vápence zvětřalé středně rozpukané $E_{def} \approx 200$ MPa, pro zlíčovské vápence navětřalé málo rozpukané $E_{def} \approx 1500$ MPa. Tyto rozdíly se podle stávajících podkladů vyskytují i v základových sparách sousedících mostních pilířů (např. u 3. a 4. pilíře, pravděpodobně u 5. a 6. pilíře). Z tohoto důvodu může být potřebné eliminovat větší nerovnoměrnosti sedání jednotlivých v různém prostředí založených pilířů zlepšením základové půdy pomocí proinjektování aktivní zóny, a to i v případě použití rektifikace v uložení mostu na pilířích.

Odpovědný návrh založení mostu vyžaduje z výše uvedených důvodů provedení doplňujícího IG průzkumu jádrovými vrty přímo v místě jednotlivých mostních pilířů (obr.6). Zásadně je nutné použít hlubinné založení pod úroveň kanalizační stoky „Q“, a to buď pomocí vrtaných širokoprofilových pilot nebo šachtových pilířů. Oba tyto způsoby založení lze pokládat v daných podmínkách, kdy dochází k interakci se stávajícím podzemním dílem, prakticky za rovnocenné.

K preferencím vrtaných pilot patří zejména „šetrný“ způsob rozpojování horniny a uchování výhodné všesměrné napjatosti při jejich provádění; k záporům patří možnost ztráty výplachu v prostředí prostoupeném puklinovými kolektory ev. dalšími krasovými jevy a obtížná sanace (zlepšení) základové půdy pod patou piloty v případě potřeby.

The new tram bridge to one suburb of Prague is founded in difficult conditions. Its deep pillars are in a complicated interaction - during the construction and under traffic conditions - with the line of one important sewer. The article describes measures removing dangerous influence of the tram bridge upon the sewer lining.

1. INTRODUCTION

To improve the situation of mass transport to the area of Barrandov housing estate, there has been designed an extension of the tram-line from Hlubočepy (the present-day final station) to Barrandov. The realization of this tram-line will be important even from the ecological point of view, because the existing mass transport from the housing estate and its neighborhood depends exclusively upon the bus transport, which cannot be considered as too „friendly“ with respect to protecting and forming environmental conditions, particularly among protected natural creations of Barrand Rocks and Prokop Valley (Fig.1). The new tram-line will be situated parallelly and just alongside the Barrandov radial road (Fig. 2), so that - with respect to the same terrain morphology - it will be in fact of the same character from the constructional point of view. It means that it will be needed to build up two bridges along the lower part of the Prokop Brook, the longer of which (for orientation: the upper one) passes through the so called Růžička Gorge in the height being locally more than 30 m (Figs. 3a, b).

And just foundations of this bridge which must be founded in difficult terrain conditions of the Růžička Gorge are in collision with the sewer „Q“ for draining rain-water from the Barrandov area to accumulation basins in Hlubočepy.

2. GEOLOGICAL CONDITIONS AND DESIGN OF THE BRIDGE STRUCTURE FOUNDATION

Geological conditions in the Růžička Gorge are considerably complicated. It is obvious both from data obtained from new trial pits and filed ones [1] as well as from seismic radar and boring investigation carried out by the firm INSET [2].

The bedrock consists of weathered and partially weathered Devonian limestones of Zlíčov layers, covered with a layer of diluvially-fluvial sediments being 5 to 10 m thick, and in the area between the 4th and 5th pillar of the upper bridge being thick up to 14 m. Through the area of Růžička Gorge, as it is indicated by the terrain morphology and by the local name, there passes evidently a weakness zone (possibly formed by several partial zones), where weathered fossiliferous limestones take place, the physical-mechanical characteristics of which are of a poor quality, and that is why said positions are ranked among soils of loamy and clayey gravel type, viz. up to considerable depths (40 m and more under the ground.)

Foundation conditions must be evaluated as complicated ones, both with respect to an irregular course of the bedrock and with respect to properties of respective rocks in the area of anticipated foundation base of bridge pillars which have been designed up to depths of 2 to 5 m under the body of the sewer „Q“ (Fig. 5). Deformation properties of soils and rocks in the active zone of foundation bases may differ even in orders - for limestones disintegrated to loamy gravel up to clayey gravel $E_{def} = \text{approx. } 60$ MPa, for weathered Zlíčov limestones mainly fissured $E_{def} = \text{approx. } 200$ MPa, for Zlíčov limestones, partially weathered and not too fissured $E_{def} = \text{approx. } 1500$ MPa. Said differences, according to existing documents, take place even in foundation bases of neighbouring bridge pillars (e.g. at the 3rd 4th pillar, probably at the 5th

K preferencím šachtových pilířů patří přehledný způsob provádění, možnost předstihové sanace horninového prostředí při průchodu okolo stoky (injektáž, mikropilotový výtěr s nosným obloukovým efektem), možnost zlepšení základové půdy pod patou šachtového pilíře v případě potřeby; k záporům patří seismické účinky při rozpojování hornin pomocí trhacích prací, napjatostní uvolnění v horizontálním směru při průchodu okolo stoky a obtížná práce při velké hloubce šachtového pilíře (přes 20 m).

Vzhledem k morfologii terénu bude některé z mostních pilířů nutné v každém případě založit na šachtových pilířích (hlubočepská opěra, pilíř č.1 a č.6), neboť v daných místech nelze umístit těžkou vrtací soupravu pro provádění širokoprofilových pilot. Konečné rozhodnutí o použití šachtových pilířů či vrtaných pilot pro založení ostatních mostních pilířů bude možno provést po vyhodnocení údajů z doplňujícího vrtného průzkumu, situovaného přímo v osách jednotlivých pilířů.

STAVEBNÍ USPOŘÁDÁNÍ STOKY „Q“, JEJÍ SOUČASNÝ STAV A ROZSAH POTŘEBNÉ SANACE

Stoka "Q" je dešťovým sběračem světlého kruhového průřezu cca 2,2 m. Definitivní ostění je z prostého monolitického betonu B20, který je ve spodní polovině světlého profilu obložen keramickými tvárnicemi (obr.7).

Ražba sběrače byla prováděna klasickým postupem pomocí trhacích prací, provizorní vystrojení bylo tvořeno nosnými rámy z ocelové TH-výztuže se zátažným pažením plechovými pažinami typu UNION.

Současný stavební stav stoky "Q" byl ověřován geofyzikálním průzkumem [2] v celé délce stoky od západní opěry horního mostu až k akumulacím nádrží dešťové vody (obr.8). Vyhodnocení měření pulsním georadarem stanovilo podél stoky anomální oblasti, v nichž se mohou nacházet za rubem ostění nevyplněné dutiny vzniklé při ražbě a vystrojování stoly, či oslabené zóny, které mohou být vázány i na původní stav horninového masívu (obr.9).

Vrtný průzkum ostění stoky a líce výrubu byl proveden v rámci [4] v osách jednotlivých mostních pilířů. Tento průzkum potvrdil zjištění radarového průzkumu, neboť navrtané dutiny za rubem ostění se v obou markantních případech (3. a 5. pilíř) kryjí s oblastmi radarových anomálií. Výsledky vrtného průzkumu pro oblast 3. pilíře jsou vyneseny v osách průzkumných vrtů (2 boční, 1 dovrchní); vyšrafován je idealizovaný, i když pravděpodobný průběh líce výrubu za rubem definitivního ostění (viz obr.7).

and 6th pillar). That is why it may be necessary to eliminate uneven settlement of individual pillars seated in various environment by improving the foundation ground by means of grouting of the active zone, viz. even in case that a rectification is installed in the bridge bearings on pillars.

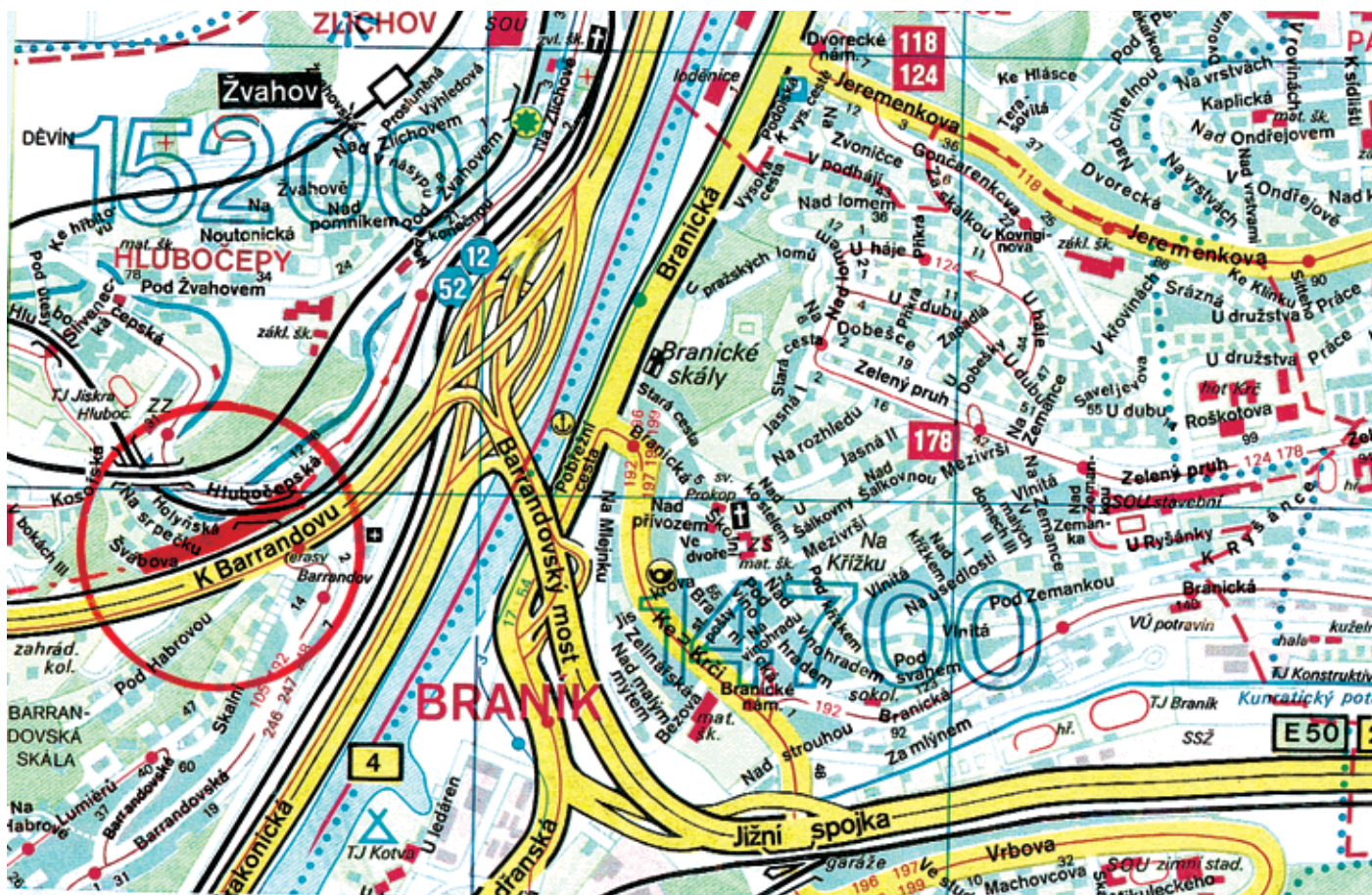
A responsible design of the bridge foundation requires, with respect to the above mentioned reasons, a performance of an additional EG investigation by means of core bores directly in the spot of individual bridge pillars (Fig. 6). It is absolutely necessary to apply a deep foundation below the level of the sewer „Q“, viz. either by means of bored large diameter piles or shaft pillars. Both said foundation methods may be considered in these conditions, when an interaction with the existing underground work comes in question, in fact as equivalent.

Preferences of bored piles reside particularly in a „considerate“ way of rock disintegration and keeping an favourable omnidirectional stress during their construction.

As drawbacks, there may be mentioned a possibility of a drilling slurry loss in conditions where fissure collectors, possibly further karst effects and a difficult rehabilitation (improvement) of the foundation ground under the pile foot in case of need take place.

Preferences of shaft piles reside in a lucid way of performance, a possibility of a previous improvement of rock environment in advance of the excavation passing near the sewer (grouting, micro pile fan with a supporting arch effect), a possibility to improve the foundation ground under the footing of the shaft pillar in case of need. As drawbacks, there may be mentioned seismic effects at rock disintegration by means of blasting, relieving of stress in the horizontal direction at the passage near the sewer, and a difficult work, if the shaft pillar is seated very deep (more than 20 m).

With respect to the terrain morphology, it will be necessary, for some bridge pillars to be founded on shaft pillars in any case (Hlubočepy-side abutment, pillar No. 1 and No. 6), because it is impossible to situate a heavy boring machine for performing large profile piles in respective required places. The final decision whether shaft pillars or bored ones for foundation of the other bridge pillars shall be applied, may be made after having evaluated data received from the additional survey drilling situated directly in axes of individual pillars.



Obr. 1 Fig.1
Situation
Layout

Barrandov



Obr. 3a,b Fig. 3a,b
Silniční most přes Růžičkovu rokli
Road bridge over Růžicka valley

Stavební stav stoky, který nikterak nevybočuje z kvalitativního normálu běžného pro řadu štol obdobné provenience (období 70. a 80. let), však nelze pokládat za vyhovující s ohledem na situování stoky v aktivní zóně základových konstrukcí pilířů tramvajové estakády. Pro zajištění stability ostění při provádění hlubinného založení mostu je nutno provést bezpodmínečně sanační výplňovou injektáž v oblasti zjištěných radarových anomálií a v oblastech jednotlivých mostních pilířů, minimálně 10 m na obě strany od osy pilíře [3]. Z pouhého pohledu na situace obou k sanaci navrhovaných úseků (viz obr.9) je zřejmé, že je vhodné provést sanaci za rubem ostění v celém rozsahu horního mostu.

INTERAKCE MEZI OSTĚNÍM STOKY „Q“ A ZÁKLADOVÝMI KONSTRUKCEMI MOSTU

Vzájemné působení základových konstrukcí a ostění dešťového sběrače bude dvojího typu:

- interakce v průběhu výstavby základových konstrukcí
- interakce po výstavbě mostní konstrukce

4.1 INTERAKCE V PRŮBĚHU VÝSTAVBY ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

Tato interakce vyplývá především z faktu, že v průběhu hloubení základových konstrukcí dochází ke značnému přiblížení obou konstrukcí (tloušťka horninového pilíře mezi základy mostu a stokou se pohybuje v rozmezí 1 - 2 m). Jedná se sice o lokální oslabení horninového prostředí, v němž je uloženo ostění stoky „Q“, jeho následky jsou však zjevné:

- V určité délce ostění dojde k jednostrannému uvolnění napjatosti v horizontálním směru, což pro ostění stoky představuje nebezpečné snížení pasivního odporu horninového prostředí; pasivní odpor výrazně ovlivňuje únosnost ostění na svislé zatížení, neboť jeho snížením, v nejhorším případě úplnou ztrátou, většinou značně vzrůstají ohybové momenty v ostění.

Na základě orientačního statického výpočtu provedeného v podkladu [4] lze konstatovat, že vliv jednostranného uvolnění boku stoky při hloubení šachtových pilířů nebude ohrožovat stabilitu jeho ostění.

3. CONSTRUCTION ARRANGEMENT OF THE SEWER „Q“, ITS PRESENT - DAY CONDITION AND EXTENT OF NEEDED REHABILITATION

The sewer „Q“ is a rain-water collector of the internal circular cross-section of about 2.2 m. The final lining is made of plain monolithic concrete B20, which is lined with ceramic moulded bricks (Fig. 7) in the lower half of the net internal profile.

The collector driving was carried out in the classical way by means of blasting operations. The temporary support was represented by supporting frames made of steel TH-reinforcement with tightenable lagging by means of UNION-type steel sheet lagging.

The present-day construction condition of the sewer „Q“ was inspected through the geophysical investigation [2] in the whole length of the sewer from the western support of the upper bridge up to rainwater accumulation basins (Fig.8). An evaluation of measurements by means of a pulse georadar determined anomalous areas along the sewer, where there may take place behind the reverse side of the lining unfilled cavities arisen during driving and support the gallery, or weakness zones which may be in connection even with the original condition of the rock massif (Fig. 9).

The boring investigation of the sewer lining and of the face of the excavation was carried out within [4] in axes of individual bridge pillars. Said investigation certified findings out of the radar investigation, because the bored cavities behind the reverse side of the lining are the same in both striking cases (3th and 5th pillar) as areas of radar anomalies. Results of the investigation drilling for the area of the third pillar are shown in axes of investigation bores (2 side bores, 1 upward). The ideal, even probable course of the excavation face behind the reverse side of the final lining is hatched (see Fig. 7).

The sewer construction condition which does not leave the line of a quality standard usual for many analogous galleries (period of the seventies and eighties), but they cannot be taken as suitable, with respect to the sewer location in the active zone of foundation structures of the tram bridge pillars. After having found out the lining stability when realizing the underground bridge foundation must be carried out unconditionally by means of compensation back grouting in the area of found out radar anomalies, and in areas of individual bridge pillars, at least 10 m to both sides from the pillar axis [3]. It is obvious that it is suitable to perform the rehabilitation behind the reverse side of the lining in the whole extent of the upper bridge.

4. INTERACTION BETWEEN THE LINING OF THE SEWER „Q“ AND FOUNDATION STRUCTURES OF THE BRIDGE

Mutual effects of foundation structures and lining of the rain-water collector will be of two types:

- interaction in the course of construction of foundation structures
- interaction after the construction of the bridge structure.

4.1. INTERACTION IN THE COURSE OF CONSTRUCTION OF FOUNDATION STRUCTURES

This interaction is resulting, first of all, from the fact that in the course of sinking of foundation structure, both structures became considerably near one to the other (thickness of the rock pillar between foundations of the bridge and the sewer varies within the scope of 1 to 2 m). In spite of the fact that it concerns only a local weakening of a rock environment, where the lining of the sewer „Q“ is seated, its consequences are obvious:

In a certain length of the lining there takes place a one sided relieving of stress in the horizontal direction, which represents for the lining of the sewer a dangerous decreasing of the passive resistance of the rock environment. The passive resistance affects considerably the bearing capacity of the lining with respect to any vertical load, because due to its decreasing, in the worst case a complete loss, bending moments in the lining usually increase in a considerable extent.

On the basis of an informative static calculation made in the document [4], it may be stated that the effect of a one-sided relieving of the sewage side, when sinking shaft pillars, will not endanger the stability of its lining.

It is obvious that when making large profile piles bored under the support of a dense slurry, an analogous effect will not take place, because static pressure of slurry will prevent the rock massif from side relieving. Vice versa it causes an increase of sidepressures which means, if the rehabilitation grouting behind the reverse side of the lining is carried out well, that the bearing capacity of the lining as to any vertical load is increased.



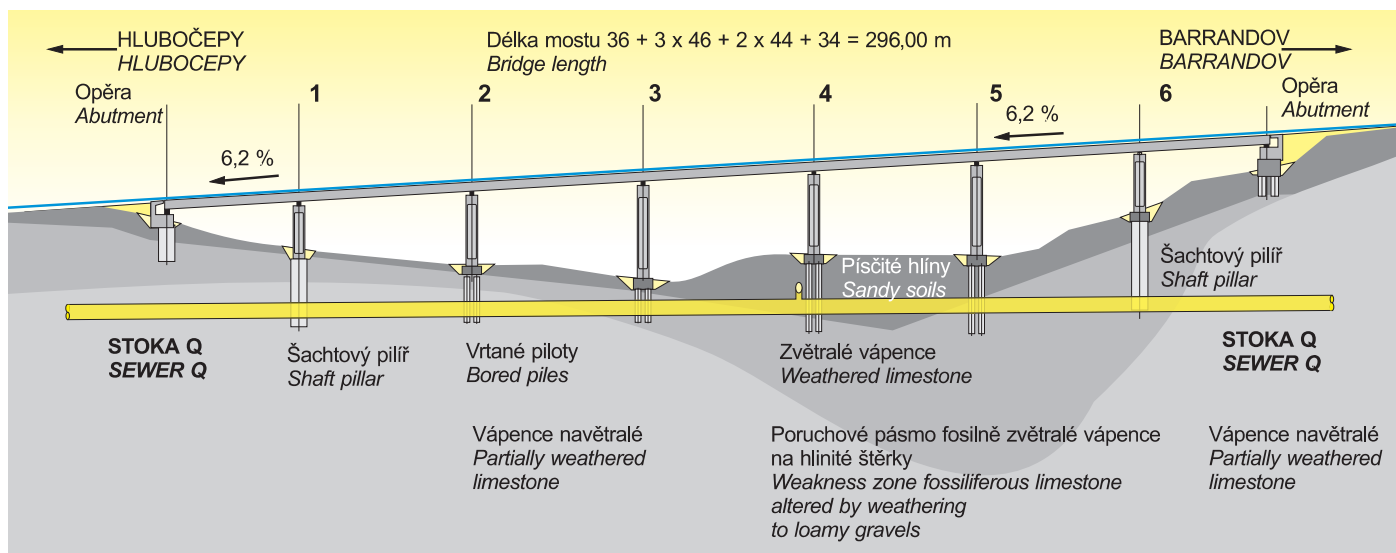
Obr. 2 Fig. 2
Poloha tramvajového mostu Hlubočepy-Barrandov
Position of the Hlubočepy-Barrandov tram bridge

Je zřejmé, že při provádění širokoprofilových vrtaných pilot pod hustým výplachem k obdobnému efektu nedojde, protože hydrostatický tlak výplachu zabrání bočnímu uvolnění horninového masivu; ten působí naopak ve smyslu zvětšení bočních tlaků, což při dobře provedené sanační injektáži za rub ostění znamená zvětšení únosnosti ostění na svislé zatížení.

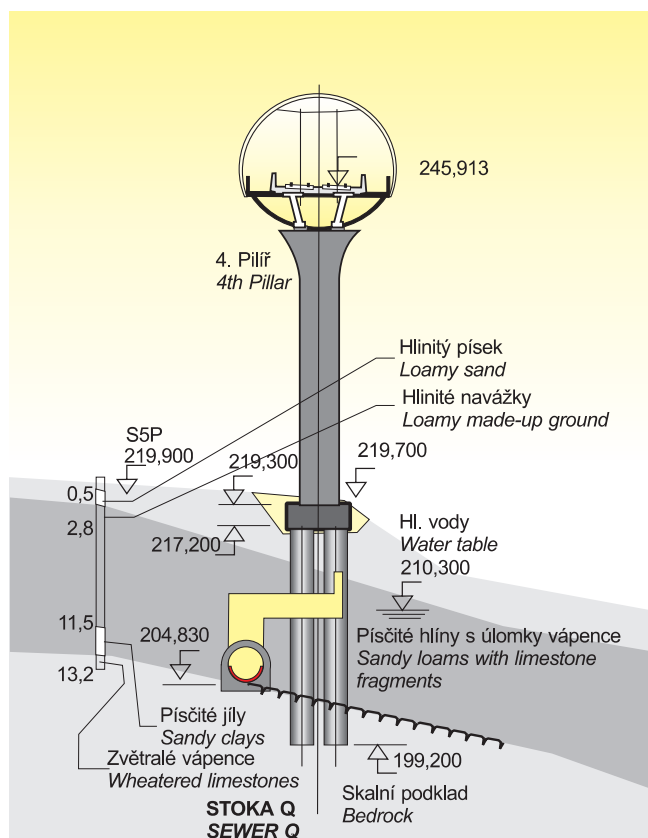
- Značně oslabený horninový pilíř mezi ostěním stoky a základovou konstrukcí před stavuje nedostatečné tlumení pro seismické účinky vznikající při rozpojování hornin, a to jak impaktory, tak zejména trhacími pracemi. Oba tyto způsoby rozpojování jsou typické pro provádění šachtových pilířů v poloskalních a skalních horninách. Téměř úplně jsou seismické účinky naopak potlačeny při provádění širokoprofilových pilot, u nichž se rozpojování horniny provádí odvrtáváním.

A considerably weakened rock pillar between the sewer lining and the foundation structure represents an insufficient damping for seismic effects arising at disintegration of rocks, viz. both by means of impactors and particularly by means of blasting operations. Both said ways of disintegration are typical for making shaft pillars in semi-rocky grounds and rocky ones. Vice versa, seismic effects are suppressed nearly completely when making large profile piles, when the rock disintegration is realized by drilling off.

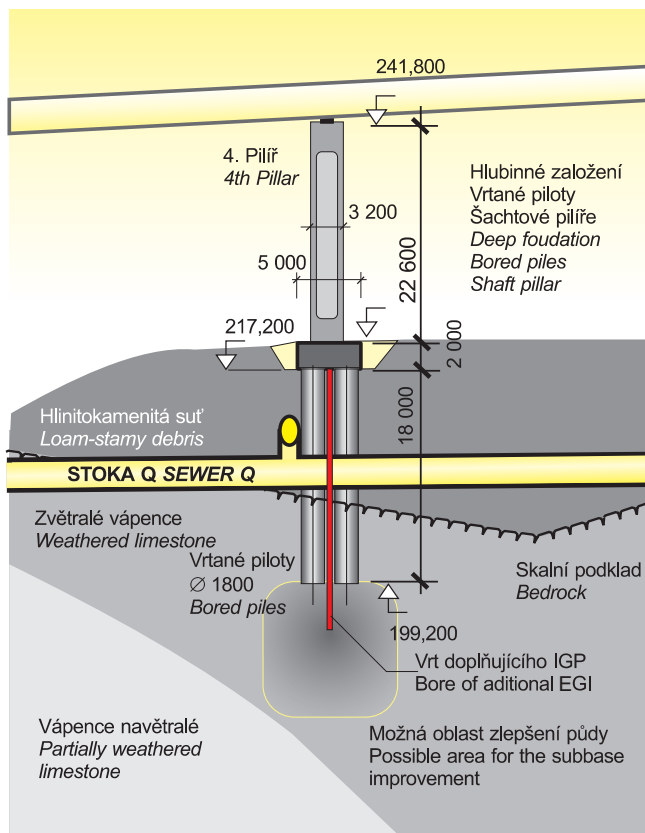
Seismic effects of blasting operations upon the sewer of an analogous type (the sewer „P“ in the crossing with the tunnel Mrázovka) have been limited by values of oscillation velocity $v = 80 \text{ mm/sec}$ (for the sewer lining) and $v = 40 \text{ mm/sec}$ (for the ceramic lining) and at present there are known favourable results of seismic



Obr. 4 Fig. 4
Tramvajová estakáda Hlubočepy - Barrandov
Hlubočepy - Barrandov tram bridge



Obr. 5 Fig. 5
Příčný řez 4. pilířem
Cross section through the 4th pillar



Obr. 6 Fig. 6
Řez v oblasti 4. pilíře
Section in the area of the 4th pillar

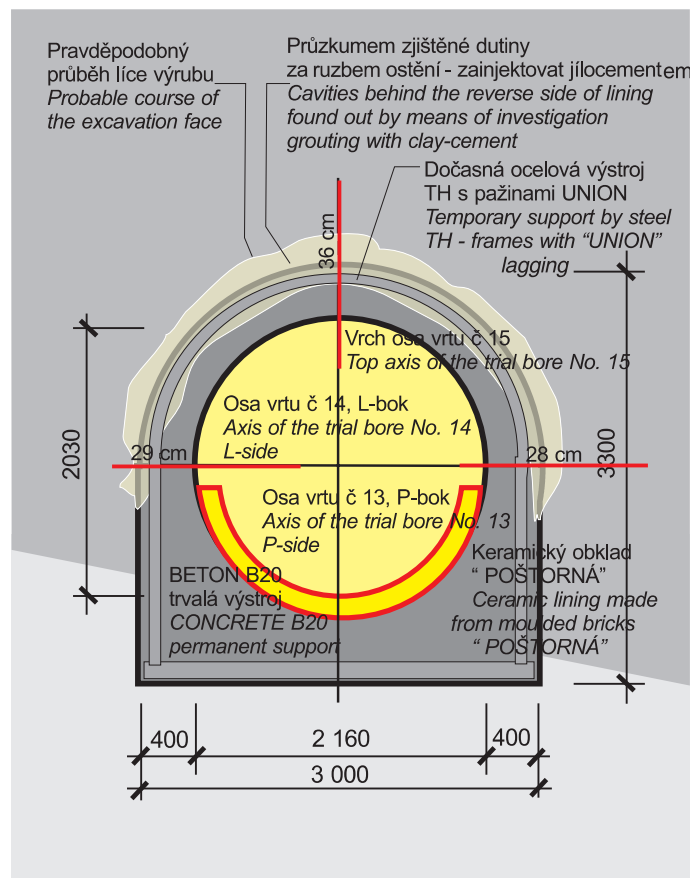
Seismické účinky trhacích prací na stoku obdobného typu (stoka "P" v křížení s tunelem Mrázovka) byly limitovány hodnotami rychlostmi kmitání $v = 80 \text{ mm/s}$ (pro ostění stoky) a $v = 40 \text{ mm/s}$ (pro keramický obklad) a v současné době jsou již známy příznivé výsledky měření seismických účinků trhacích prací a poznatky ze sledování stavebního stavu u zmíněné stoky "P". Analogický návrh trhacích prací, respektující omezení negativních účinků seismického zatížení na ostění stoky "Q" a vypracovaný na základě analýzy bezprostředního přechodu stoky "P" tunelem Mrázovka, umožní s velkou pravděpodobností bezproblémový přechod hloubení šachtových pilířů v blízkosti stoky "Q".

4.2 INTERAKCE PO VÝSTAVBĚ MOSTNÍ KONSTRUKCE

Tato interakce vyplývá z přenosu statického i dynamického zatížení mostní konstrukce do základových konstrukcí a horninového masivu, v němž je umístěno ostění dešťového sběrače "Q".

- Statické zatížení z mostní konstrukce obsahuje 5 složek reakce (ΣN , ΣH_x , ΣH_y , ΣM_y , ΣM_x), které musí základové konstrukce přenést do horninového masivu. Výrazně prostorový charakter zatěžování i geometrie problému by vyžadoval pro výstižné posouzení vzájemné interakce základových konstrukcí mostu a ostění stoky použití 3D - matematického modelu s numerickým řešením

Na základě zjednodušené úvahy o přenosu vodorovných a svislých složek reakcí pilířů lze usoudit, že nejvýraznější se na ovlivnění ostění stoky bude podílet normální síla ΣN , která bude převáděna z podstatné části v úrovni základové spáry do podloží konstrukce. Základová spára bude sice umístěna min. 2 m pod dnem stoky, avšak deformace vyvolané zatížením základové spáry (a plášťovým třením) zasáhnou i do nadloží stoky; tím dojde k podélnému "vlnění" stoky a vzniku podélných ohybových momentů. Momenty tohoto typu běžně v ostění podzemních staveb nepůsobí resp. nejsou sledovány, nechá se však předpokládat, že díky značné ohybové tuhosti profilu v podélném směru budou sanovaným ostěním stoky přeneseny. Spolupůsobení lze v tomto smyslu očekávat od podélně ukládaných ocelových pažin provizorní výstroje, které se pro provedení injektážních prací za rubem ostění stanou integrální součástí nosného betonového průřezu tl. 40 až 50 cm a budou se nepochybně podílet na přenosu podélných ohybových momentů, zejména v horní části průřezu. U dna průřezu je tloušťka ostění cca 70 cm, takže jeho únosnost je značná.



Obr. 7 Fig.7

Řez stokou "Q" ve zvětralých vápencích. Průzkumné vrt v oblasti 3. pilíře
Section through the sewer "Q" in weathered limestones. Investigation
by means of bores in the area of the third pillar

effects of blasting operations and pieces of knowledge as to watching the construction condition of the mentioned sewer „P“. An analogous proposal for blasting operations, respecting the limitation of negative effects of seismic load of the sewer „Q“ lining and elaborated on the basis of an analysis of a direct passage of the sewer „P“ near the tunnel Mrázovka, will make it possible, with a high probability, a troublefree passage of shaft pillar sinking near the sewer „Q“.

4.2. INTERACTION AFTER THE CONSTRUCTION OF THE BRIDGE STRUCTURE

The interaction results from the transfer of a static and dynamic load of the bridge structure into foundation structures and into the rock massif, where the lining of the rain-water collector „Q“ has been seated.

The static load from the bridge structure comprises reaction components (ΣN , ΣH_x , ΣH_y , ΣM_y , ΣM_x) which must be transferred by the foundation structures into the rock massif. The considerably spatial character of loading, as well as the problem geometry would require, for a precise evaluation of the mutual interaction of the foundation structures of the bridge and lining of the sewer, that the 3D mathematic model with a numerical solution may be applied.

On the basis of a simplified consideration concerning the transfer of horizontal and vertical components of pillar reactions, one may be of the opinion that the normal power ΣN which will be transferred from the essential part in the level of the foundation base into the subbase of the structure, will take part in affecting the sewer lining in the most striking part. It is true that the foundation base will be seated at least 2 m under the bottom of the sewer, but the deformation caused by loading of the foundation base (and by the skin friction) will affect even the overburden of the sewer. In this way there will take place a longitudinal „warping“ of the sewer and a rise of longitudinal bending moments. Moments of said type usually do not exist, resp. they are not watched, in lining of underground constructions, but one cannot suppose that due to a considerable flexural rigidity of the profile in the longitudinal direction they will be transferred through the rehabilitated sewer lining. A joined effect may be expected in this sense from longitudinally installed steel lagging of a provisional support, which, after injecting grout behind the reverse side of the lining, will become an integral part of the supporting concrete cross-section, 40 to 50 cm thick, and they will surely take part in the transfer of longitudinal bending moments, particularly in the upper part of the cross-section. The thickness of the lining at the cross-section bottom is about 70 cm, so that its bearing capacity is considerably high.

A dynamic load caused by traffic on the bridge structure will be sufficiently dampened by the earthy environment surrounding both foundation structures and rain-water sewer. With respect to the relatively high resistance of the sewer lining and of the ceramic lining towards seismic load (allowed oscillation velocity have been laid down to about 80 resp. 40 mm/s), there will arise not even first signs of damage on the structure due to said cause with a high probability.

4.3. MONITORING IN THE SEWER „Q“ AT FOUNDING AND DURING THE OPERATION OF THE NEW TRAM-LINE

In the course of construction of foundation structures, at least the following measurements must be performed on the rain-water collector:



Obr. 8 Fig. 8

Monitoring ve stoce „Q“
Monitoring in the sewer „Q“

- Dynamické zatížení od provozu na mostní konstrukci bude dostatečně utlumené zemním prostředím, obklopujícím základové konstrukce i dešťovou stoku.
- Vzhledem k poměrně vysoké odolnosti ostění stoky i keramického obkladu vůči seismickému zatížení (připustné rychlosti kmitání byly stanoveny na cca 80 resp. 40 mm/s) nevzniknou z této příčiny na konstrukci s velkou pravděpodobností ani první známky škod.

4.3 MONITORING VE STOCE "Q" PŘI ZAKLÁDÁNÍ A ZA PROVOZU TRAMVAJOVÉ ESTAKÁDY

V průběhu výstavby základových konstrukcí je minimálně nutno provádět na dešťovém sběrači tato měření:

- nivelační měření v podélné ose stoky v celém rozsahu mostní konstrukce; umístění měřených nivelovaných bodů bude totožné s měřnými profily konvergence
- konvergenční měření na ostění stoky; tříbodové měřné profily budou umístěny vždy v ose pilíře, 5 m před a za pilířem a v polovině zbývajících vzdáleností mezi pilíři; četnost měření v závislosti na postupu hloubení je třeba podrobně specifikovat v projektu měření
- seismická měření na ostění stoky a keramickém obkladu; měřné profily budou umístěny v ose pilířů.

Stejná měření je třeba provádět po uvedení mostu do provozu po dobu cca 2 let. Jejich četnost však bude značně menší (max. 4x za rok s klesajícím počtem v 2. roce).

5. ZÁVĚR

Pro založení tramvajové estakády přes Růžickovu roklí v Praze 5 jsou charakteristické složité základové poměry. Konkrétní způsob hlubinného založení, buď šachtové pilíře či vrtané širokoprofilové piloty, bude možno upřesnit na základě výsledků doplňujícího IG průzkumu.

Značnou komplikací při provádění základových konstrukcí a výstavbě mostu představuje interakce s kanalizační stokou "Q". Z rozboru tohoto problému vyplývá, že při provedení navrhované sanace, dodržení určitých omezujících opatření při eventuálním provádění trhacích prací a při cíleném monitoringu nedojde k ohrožení stability ostění stoky.

LITERATURA

- [1] Příčné řezy DSP v místě mostních pilířů a podélný řez tramvajovým mostem přes Růžickovu roklí v Praze 5 s vyznačením existujících průzkumných děl a možného průběhu skalního podkladu. Zpracovala fa NOVÁK & PARTNER, 11/99.
- [2] Tramvajová trať Hlubočepy - Barrandov, geofyzikální průzkum dešťového sběrače. Zpracovala fa INSET, s.r.o., 11/99.
- [3] Návrh sanace stoky "Q". Zpracovala fa KOKA, s.r.o., 12/99.
- [4] Odborné vyjádření k vlivu založení mostních pilířů tramvajové estakády přes Růžickovu roklí na ostění kanalizační stoky "Q". Zpracoval prof. Barták, 12/99.

- levelling measurements in the longitudinal axis of the sewer within the full extent of the bridge structure; situation of measured levelling points will be identical with measuring of the convergence profiles

- convergence measurements on the sewer lining; three point measuring profiles will be located always in the pillar axis, 5 m in front of and behind the pillar, and in the half of the remaining distance between pillars; the number of measurements in dependence upon the progress of sinking must be specified in details in the measuring plan

- seismic measurements on the sewer lining and ceramic lining; measuring profiles will be situated in the axis of pillars.

The same measurements must be performed after having set the bridge into operation, viz. during a minimum period of two years. Their frequency, though, will be considerably lower (max. 4 times per year with a decreasing number during the second year).

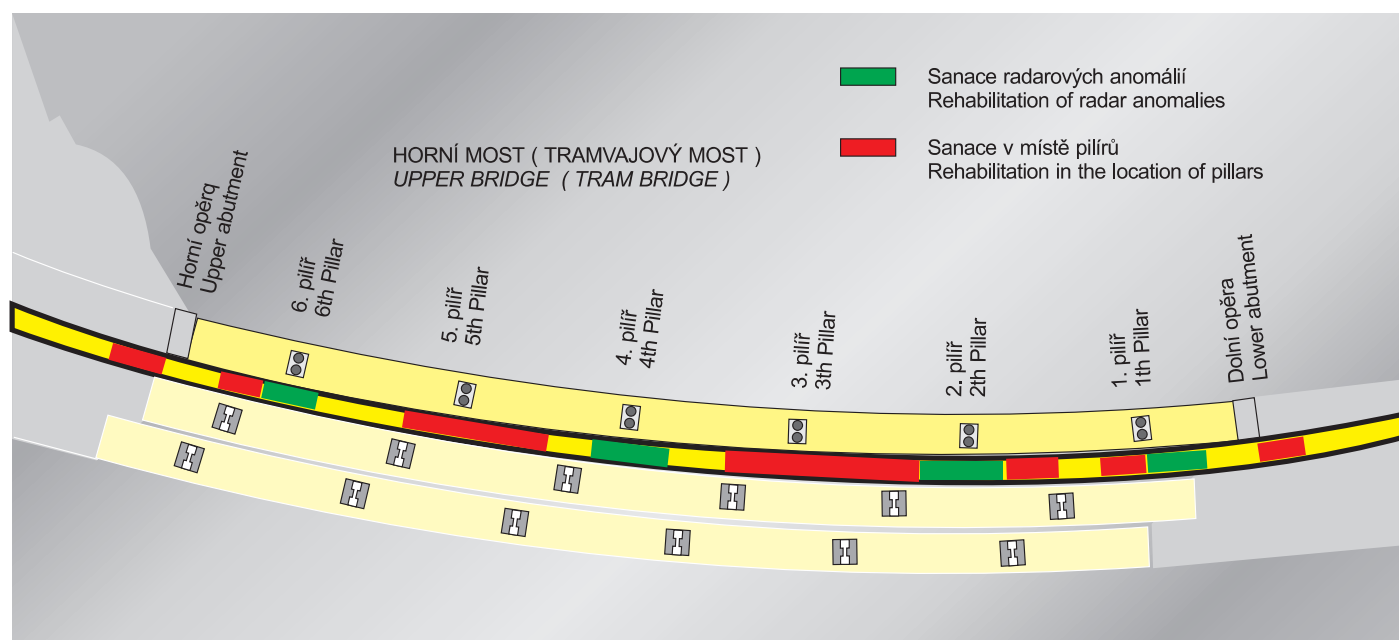
5. CONCLUSION

For the foundation of the new tram-line over the Růžicka Gorge in Prague 5 there exist characteristic complicated foundation conditions. A particular way of sinking foundation, either shaft pillars or bored large profile piles, may be made more precise on the basis of results of an additional EG investigation.

The interaction with the sewer „Q“ forms a considerable complication for performing foundation structures and bridge construction. From the analysis of this problems it results, that when performing the proposed rehabilitation, keeping certain limiting measures during a possible performance of blasting operations and aimed monitoring, the stability of the sewer lining will be not endangered.

BIBLIOGRAPHY

- [1] Cross-sections of DSP in the spot of bridge pillars and a longitudinal cross-section of the tram bridge over Růžicka Gorge in Prague 5, with marking existing trial works and possible course of the bedrock. Elaborated by the firm NOVÁK & PARTNER, 11/99.
- [2] The tram-line Hlubočepy - Barrandov, geophysical investigation of a rain-water collector. Elaborated by the firm INSET, s.r.o., 11/99.
- [3] Rehabilitation design of the sewer „Q“. Elaborated by the firm KOKA, s.r.o., 12/99.
- [4] Professional standpoint to the effect of foundation of bridge pillars for the new tram-line over the Růžicka Gorge upon the lining of the sewer „Q“. Elaborated by Prof. Barták, 12/99.



Obr. 9 Fig.9

Úseky nutné sanace stoky "Q"

Section of necessary rehabilitation of the sewer "Q"

TECHNOLOGICKÝ NUTNÝ NADVÝLOM PRI RAZENÍ TUNELOV TRHAVINAMI

TECHNICALLY NECESSARY OVERBREAK AT THE DRILL-AND-BLAST TUNNELLING

PROF. ING. ONDREJ DOJČÁR, CSC., KATEDRA DOBÝVANIA LOŽÍSK A GEOTECHNIKY,
TECHNICKÁ UNIVERZITA V KOŠICIACH

Článok sa zaoberá technologicky nutným nadvýlomom /TNN/, hodnota ktorého závisí od spôsobu rozpojovania hornín, v tomto prípade od použitej metódy trhacej techniky. Sú analyzované hlavné činitele ktoré nadvýlom ovplyvňujú: divergencia a deviácia vrtov v závislosti na postupe na odstrel, metóda rozpojovania i iné faktory s poukazom na možnosti minimalizácie TNN. Práve otázka nadvýlomov poskytuje dobrý dôkaz, že trhacia technika tvorí nedeliteľný celok s vŕtacou technikou.

Úvod

Nadmerný výlom, ako skutočný technický a ekonomický problém razenia, obr. 1, je normálnym sprievodným znakom razenia podzemných líniových /dlhých/ i priestorových diel. Obe anomálie sa týkajú hrubého priečného prierezu diela a vždy znamenajú menšie alebo väčšie zvýšenie merných nakladov razenia, zvlášť v tých dielach, ktoré je treba vystužovať.

Nadvýlom možno všeobecne definovať ako kladný rozdiel medzi skutočným hrubým a projektovaným hrubým priečnym prierezom tunela; podvýlom je záporný rozdiel oboch prierezov. Hrubým priečnym prierezom diela rozumieme prierez získaný rozpojovaním, teda pred zabudovaním primárnej a sekundárnej výstuže /ostenia/.

Príspevok sa nezaobrá geologickým nadvýlomom, ani dočasným nadvýlomom /nadvýlom pre dotvarovanie obrysu diela/, hodnoty ktorých ovplyvňujú hlavne charakteristiky horninového masívu ku väzbe na spôsob ich rozpojovania.

Technologicky nutný nadvýlom predstavuje trvalé zväčšenie hrubého projektovaného priečného prierezu diela, ktorého hodnotu podmieňuje zvolená metóda rozpojovania hornín. Hodnoty TNN je nutné udržiavať počas celého razenia preto, aby vôbec bolo možné danou metódou rozpojovania vyraziť dielo projektovaných rozmerov. TNN je závislý na veľkom počte činiteľov, ako napr. divergencia vrtov, deviácia vrtov /obr. 2/, presnosť vytyčovania, zavŕtavania a smerovania obrysových vrtov, odchýlky vrtov v priebehu ich vŕtania /obr. 2, 3, 4/ a iné, ďalej technická úroveň použitej vŕtacej a trhacej techniky - možnosť presného vytyčovania vrtov a nastavenia uhla ich divergencie, vhodné trhaviny a roznečovadlá, obr. 7, metóda rozpojovania /klasická, hladký výlom/, vlastností horninového masívu /hlavne štruktúrne-tektonické, diskontinuita a heterogenita/ a v neposlednom rade technická úroveň, erudícia a skúsenosti projektčných, riadiacich i realizačných pracovníkov i iné.

Prírodné - geologické podmienky sú daným, nemenným vstupným parametrom, ktorý je treba dopredu poznať, pretože sú jedným z hlavných faktorov nadvýlomov, pričom všetky ostatné parametre razenia sú voliteľné. V prvom priblížení dospievame k trom hlavným faktorom technologicky nutného nadvýlomu: divergencia vrtov, deviácia vrtov, metóda rozpojovania. V ďalších úvahách je treba dôsledne rozlišovať:

- postup na odstrel H /pracovný cyklus/: zväčšenie dĺžky diela na jeden odstrel /cyklus/, obr. 2,
- záber náloží V, V_{max}: najkratšia vzdialenosť nálože trhaviny od voľnej plochy, obr. 2.

The article deals with the technically necessary overbreak (TNO), the extent of which is affected by the rock fragmentation technique, namely, in this specific case, by the method of drilling and blasting used. The article analyses main factors affecting the TNO, i.e. the divergence (look-out) and deviation of holes depending on the advance per round, the fragmentation method and other factors, with a view to the possibilities of minimising the TNO. It is the issue of overbreaks what provides a good example proving that the blasting technique forms an indivisible complex with the drilling technique.

INTRODUCTION

An overbreak, as a real technological and economic problem of driving (as well as an underbreak), see Fig.1, is a normal attendant feature of excavation for underground line (long) as well as large space structures. Both anomalies affect the gross cross section of the works. They always entail more or less increased unit costs of driving, in such works above all where supporting is necessary.

In general, the overbreak can be defined as a plus difference between the actual and the designed (theoretically required) gross cross section of the tunnel; the underbreak is a minus difference between the above mentioned two cross sections. The gross cross section of the works means the cross section after excavation, i.e. before installation of primary and secondary support (lining).

The article does not deal with a geological overbreak nor with a temporary overbreak (an overbreak for the works contour yielding), the extent of which is affected, above all, by the rock mass characteristics, in relation to the technique of the rock fragmentation.

The technically necessary overbreak represents a permanent enlargement of the gross designed cross section of the works, the extent of which depends on the rock fragmentation method chosen. The TNO extent must be maintained throughout the whole time of driving to be able to build a structure of designed dimensions using the given fragmentation method. The TNO depends on a large number of factors, e.g. divergence of the holes, deviation of the holes (see Fig.2), accuracy of setting out, collaring and setting directions of perimeter holes, deviations of holes in the course of drilling (see Fig. 2,3,4) and others; technical level of drilling and blasting equipment, i.e. the possibility of precise setting out of the holes and setting of their divergence angle, suitable explosives and detonators (see Fig.7), the disintegration method (classical, contour blasting), the rock mass nature (structural and tectonic properties, discontinuity and heterogeneity above all) and, last but not least, the technical level, erudition and experience of designing, managing and operative personnel, and others.

Natural (geological) conditions are an implicit, constant entry parameter, which must be known in advance as they are one of the main factors contributing to overbreaks, while all of the other parameters of driving are facultative. In first approach, we arrive to three main factors of the technically necessary overbreak: divergence of holes, deviation of holes, method of fragmentation. It is necessary for further speculations to distinguish consistently:

DIVERGENCIA VRTOV

Divergencia vrtov $/DI/$ je rozbiehavosť, resp. vybiehanie odrysových vrtov za obrys tunela, obr. 2. Má vylúčiť zmenšovanie priečného prierezu diela s postupom jeho razenia. Všetky obrysové vrtvy musia preto smerovať za obrys - za projektovaný hrubý priečný prierez diela pod úhlom divergencie γ , ktorý zvierajú obrysové vrtvy s pozdĺžnou osou tunela [1, 2, 9]. Výsledkom je stupňovitý povrch tunela. Hodnota divergencie je funkciou jedine šírky vrtacieho ramena použitého vrtacieho voza M /obr. 2./, resp. šírky vrtacieho kladiva pri ručnom vrtaní. Pre vrtvanie nasledovného postupu, divergencia vytvára na obvode tunela dostatočný priestor pre polohu vrtacieho ramena tak, aby ústia obrysových vrtov mohli ležať na projektovanom hrubom obryse diela /ľavá časť obr. 2/. Tým je vytvorený predpoklad pre elimináciu podvýlomov a vyrazenie tunela o projektovanom priečnom priereze.

Výrobca vrtacích vozov Boomer 352, fa. Atlas Copco, nasadených v tuneli Branisko, udáva minimálnu šírku ramena pri zvislom pootočení 88 mm, takže $DI = 88 + \text{rezerva} = 120 \text{ mm}$. Divergencia je pre dané vrtacie zariadenie hodnota konštantná a nezávislá na postupe na odstrel. Zábery náloží, $V_{\max}$ na budúcej čelbe a záber V na pôvodnej čelbe, musia počítať s divergenciou vrtov, (obr. 2)

$$V_{\max} = V + DI, \text{ resp. } V = V_{\max} - DI \quad /m/ \quad /1/$$

Potrebný uhol divergencie vrtov γ , pre zaistenie potrebnej hodnoty DI je funkciou postupu na odstrel (obr. 2 - ľavá časť)

$$\text{tg} \gamma = DI/H_s, \text{ resp. } DI = H_s \text{ tg} \gamma \quad /2/$$

DI, H_s - divergencia vrtov a skutočný postup na odstrel $/m/$,

γ - uhol divergencie obrysových vrtov $/^\circ/$,

$H_s = \eta H$, H - dĺžka obrysových vrtov, obr. 2, η - účinnosť odstrelu,

u priamych zalomov obvykle $0,95 \geq \eta \geq 1,0$.

Merný nadvýlom spôsobený divergenciou vrstov NDI , t.j. objem nadvýlomu pripadajúci na 1 m dĺžky diela - tunela, nie je funkciou postupu na odstrel

$$NDI = 0,5 DI P \quad /m^3/m/ \quad /3/$$

DI - divergencia vrtov $/m/$, P - projektovaný hrubý obvod tunela $/m/$.

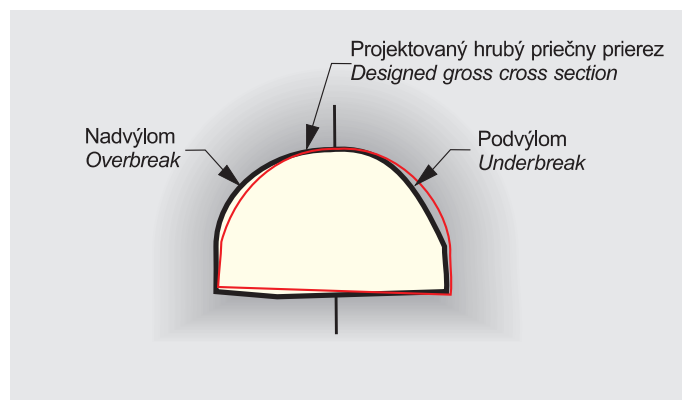
Uskutočnená analýza ukazuje a hodnoty v tabuľke 1 potvrdzujú, že:

1. Absolútna hodnota divergencie vrtov závisí iba od parametrov vrtacej techniky a pre každý priečný prierez tunela, druh horniny a postup na odstrel je hodnota konštantná.
2. Technologicky nutný nadvýlom spôsobený divergenciou obrysových vrtov nezávisí od postupu na odstrel ani od druhu horniny, je úmerný obvodu tunela /resp. ploche priečného prierezu tunela/, súčiniteľom úmernosti je je civergencia vrtov.

Táto analýza TNN vo vzťahu k divergencii vrtov by platila len za ideálneho teoretického stavu, čiže pri absolútnej presnosti vrtania vrtov, teda vrtanie bez deviácií vrtov. Reálne úvahy musia však vždy počítať s deviáciami vrtov.

DEVIÁCIE VRTOV

Deviáciou vrtov $/D/$ rozumieme odchýľky vrtov od ich projektovaných parametrov. Aj pri vysokej presnosti vypracovania projektu rozpojovania,



Obr. 1 Fig. 1
Presnosť realizácie výrubu priečného prierezu tunela
Accuracy of realisation of tunnel cross section excavation

- an advance per round H (advance per blasting, working cycle): extension of the works at one blasting (cycle), see Fig.2,
- a burden of charges $V, V_{\max}$: the shortest distance of a charge from the free surface, see Fig.2.

DIVERGENCE OF HOLES

Divergence of holes (DI) is a projection of perimeter holes beyond the tunnel contour, see Fig.2. Its purpose is to eliminate reduction of the cross section of the works further down the driving job. Therefore, all perimeter holes must aim beyond the perimeter - beyond the designed gross cross section of the works, at an angle γ , which is the angle between the perimeter holes and the tunnel longitudinal axis [1,2,9]. This manner results in a step-like surface of the tunnel. The divergence extent is a function of M only, which is the width of the used drilling rig feed (see Fig.2), or the width of a hand-held drill in case of manual drilling. The divergence creates a sufficient space for the feed along the tunnel perimeter to enable the collars of the perimeter holes to be located at the designed gross perimeter of the works (see the left-hand side of Fig.2). By this manner, a condition for elimination of underbreaks and for driving the tunnel with the designed cross section is met.

Atlas Copco, the manufacturer of Boomer 352 drilling rigs deployed in the Branisko tunnel, states the minimum width of the vertically turned feed to be of 88 mm, so $DI = 88 + \text{a reserve} = 120 \text{ mm}$. The divergence is a constant datum for the given drilling rig, independent on the blasting procedure. Burdens of charges $V_{\max}$ at the next face, and the burdens V at the original face, must take into account the divergence of the holes (see Fig.2).

$$V_{\max} = V + DI, \text{ alternatively } V = V_{\max} - DI \quad /m/ \quad /1/$$

The holes divergence angle χ , needed for assurance of the DI value necessary, is the function of the advance per round (see Fig.2 - left-hand side)

$$\text{tg} \chi = DI/H_s, \text{ alternatively } DI = H_s \text{ tg} \chi \quad /2/$$

DI, H_s - divergence of holes and the actual advance per round $/m/$

χ - angle of the perimeter holes divergence $/^\circ/$

$H_s = \eta H$, H - the length of perimeter holes (see Fig.2), η - efficiency of the blast, for straight cuts usually $0,95 \geq \eta \geq 1,0$.

The unit overbreak caused by the holes divergence NDI , i.e. the volume of the overbreak for 1 m of the works (tunnel) length, is not the function of the advance per round.

$$NDI = 0,5 DI P \quad /m^3/m/ \quad /3/$$

DI - divergence of holes $/m/$, P - designed gross circumference of the tunnel $/m/$

The analysis performed suggests, and the values shown in the table confirm that:

1. The absolute value of the holes divergence depends on parameters of drilling equipment only, and the value is constant for each tunnel cross section, rock type and advance per round.
2. The technically necessary overbreak caused by the perimeter holes divergence is neither dependent on the advance per round nor the rock type. It is proportional to the tunnel circumference (i.e. to the tunnel cross section area), with the coefficient of proportionality equal to the holes divergence.

The above analysis of the TNO regarding the holes divergence would be valid under ideal theoretical conditions, i.e. the conditions of an absolute accuracy of drilling the holes, which means drilling without deviations of the holes. Although, realistic considerations must always account for the holes deviations.

DEVIATIONS OF THE HOLES

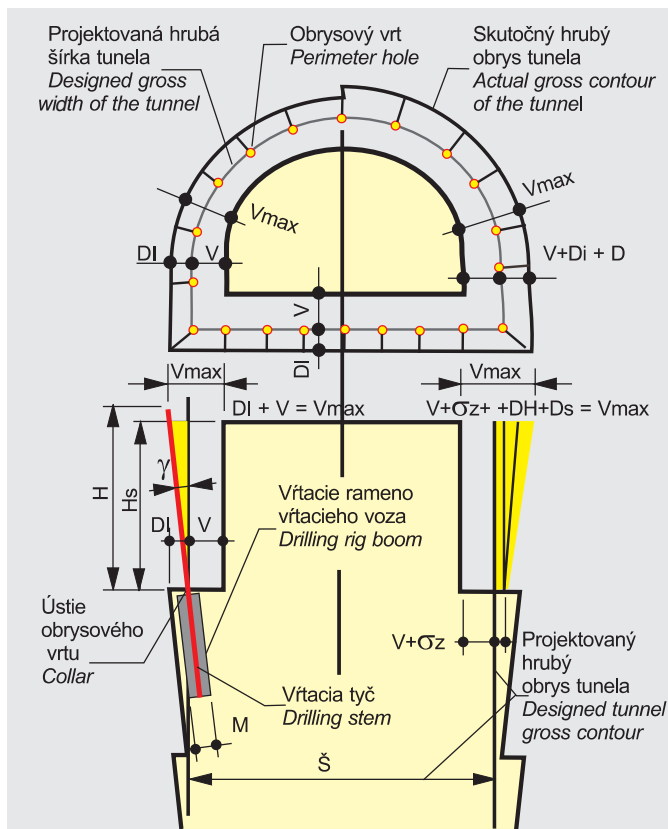
Deviations of the holes (D) is to be understood as their deviations from designed parameters. Even if the design of disintegration is highly precise, its realisation and the result of disintegration are affected very negatively by inaccuracies connected with the work. As a result of various factors, e.g. inaccuracy in setting out, collaring and setting directions of the holes, etc., deviations of the holes occur which, apart from other negative consequences, affect the volume of overbreaks considerably. Generally, the overall review of errors possible in the course of drilling the holes is shown in the Fig. 3 [4]. Major inaccuracies in the holes drilling can be the main, deciding source of overbreaks.

The total deviation of holes consists of two parts (see Fig.4,3) : the

jeho realizáciu a výsledok rozpojovania veľmi negatívne ovplyvňujú nepresnosti spojené s jeho realizáciou. Vplyvom rôznych činiteľov, ako je napr. nepresnosť vytýčenia, zavrtávania a smerovania vrtov, atď., vznikajú deviácie vrtov, ktoré okrem iných negatívnych dôsledkov, v značnej miere

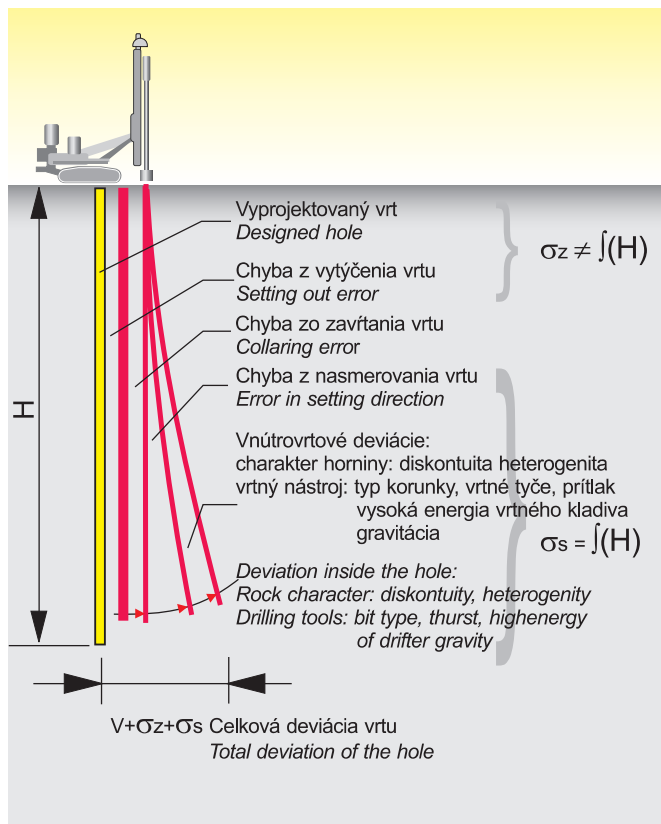
collaring error σ_z , and the error due to the failure to maintain the direction σ_s .

The collaring error comprises above all: inaccuracies in setting out and collaring of the holes, inaccurate setting of the drilling feed, its technical level, structural drawbacks, uneven surface of the rock etc. The error may amount



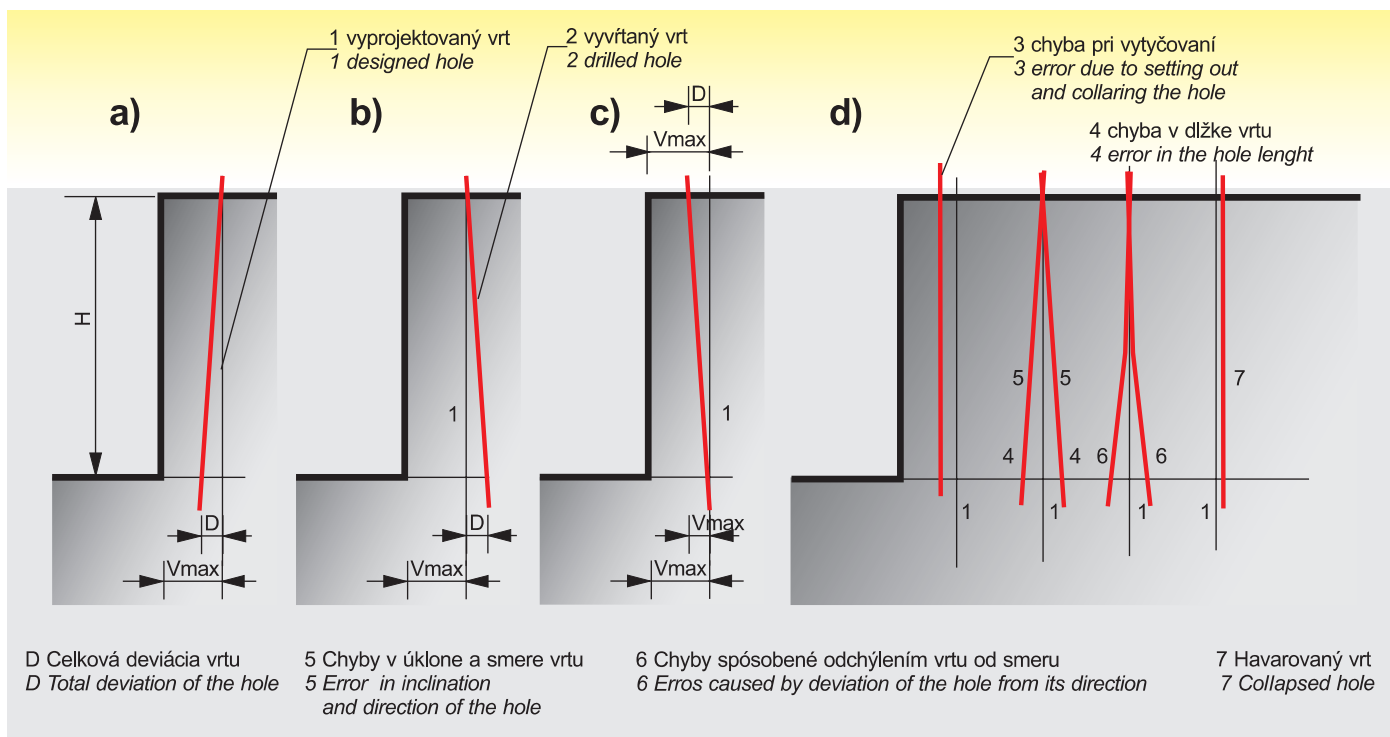
Obr. 2 Fig. 2

Technologicky nutný nadvýlom: divergencia a deviácia vrtov pri razení tunela
Technically necessary overbreak: divergence and deviation of holes at tunnel driving



Obr. 4 Fig. 4

Príčiny chýb pri vŕtaní, ktoré spôsobujú deviáciu
Causes of drilling errors entailing deviations of holes



Obr. 3 Fig. 3

Presnosť vŕtania vrtov = deviácia vrtov
Accuracy of the holes drilling - the holes deviations

vplývajú na objem nadvýlomov. Obecné, celkový prehľad možných chýb pri vŕtaní vrtov je na obr. 3, 4. Vysoké nepresnosti pri vŕtaní vrtov môžu byť hlavným - rozhodujúcim zdrojom nadvýlomov.

Celková deviácia verov sa skladá z dvoch častí /obr. 4, 3/: chyba zo zavŕtavania d_z a chyba z nedodržania smeru d_s .

Chyba zo zavŕtavania d_z , zahŕňa hlavne: nepresnosti vytýčenia a zavŕtavania vrtov, nepresné postavenie vŕtacieho ramena, jeho technickú úroveň, konštrukčné nedostatky, nerovnosti povrchu horniny a iné. Chyba môže dosahovať $d_z = 50$ až 100 mm i viac, nezávisí od postupu na odstrel, obr.2,3.

Chyba z nedodržania smeru d_s , zahŕňa hlavne: nesprávne nastavenie smeru - uhla divergencie vrtov, /u vŕtácich vozov Boomer 352 absentuje zariadenie pre nastavenie týchto parametrov/. Všetky už zmienené chyby sú väčšinou v "kompetencii" vŕtáča. Ďalej sú to deviácie ktoré vznikajú v priebehu vŕtania: odchýlky vrtov od smeru, ktoré sú zapríčinené hlavne vrstevnatosťou, diskontinuitou a heterogenitou horninového masívu, ďalej chyby z výberu či nedostatkov vŕtacieho náradia, ako je typ vŕtacej korunky, kvalita vŕtácich tyčí - ich ohybnosť, vysoký prítlak - vysoká energia hydraulického vŕtacieho kladiva a s tým súvisiaci ohyb vŕtácich tyčí, vplyv gravitácie na vŕtacie náradie a iné. Každý z uvedených faktorov sám, alebo vo vzájomnej súčinnosti môže sa spolupodieľať na deviacii vŕtacieho nástroja - korunky. Výskumy v posledných rokoch ukázali dôležitosť výberu typu vŕtacej korunky [5]. Maximálne deviácie, až $D = 500$ až 600 mm/7,8 m, vykazovali guľčkové vŕtacie korunky. Podstatne lepšie výsledky dávali menej výkonné krížové korunky a deviácie blízke nule vykazovali krížové korunky so zosilnenou - predĺženou bázou korunky, ktorá pôsobí ako vodiaci valec [5]. Teda, zle zvolené a prispôbené náradie, nevhodné a asymetrické vŕtacie korunky, príliš ohybné vŕtacie tyče, predimenzovaný výkon vŕtacieho kladiva a pod., môžu deviácie vrtov ďalej zvyšovať.

Merná chyba zo smeru býva $\sigma_s = 10$ až 50 mm/m vrtu i viac, pri ručnom vŕtaní často až 100 mm/m [3, 4]. Celková chyba zo smeru D_s , rastie s dĺžkou vrtu - postupom na odstrel H_s

$$D_s = \sigma_s H_s \quad /4/$$

a veľmi negatívne vplýva na objem nadvýlomu, obr. 4, 5, tab. 1.

Celková deviácia vrtu je daná súčtom oboch deviací (obr.4)

$$D = \sigma_z + \sigma_s H_s \quad /5/$$

H_s - skutočný postup na odstrel /m/, δ_s - merná chyba zo smeru /m/m/, d_z - chyba zo zavŕtavania /m/.

Celkový prehľad možných chýb pri vŕtaní vrtov je na obr. 3 a kvalifikácie chýb na obr. 4. Vrt sa môže smerovať k voľnej ploche - do tunela, teda k možnosti vzniku podvýlomu. Z hľadiska rozpojenia záberu V a veľkosti nadvýlomu, najnepriaznivejší je prípad odchýlky vrtu smerom do masívu - hlboko za projektovaný obrys diela. V oblasti dna vrtu môže tak byť prekročený maximálny záber nálože V_{max} a pri odstrele môžu zostávať nerozpojené časti horniny, tzv. "pätky" s "pišťalami", čiže dôjde ku sníženiu účinnosti odstrelu, obr. 2, 3b. Aby sa tieto negatívne dôsledky deviácie vrtov minimalizovali, pri razení a v ťhacej technike vôbec, sa deviácia vrtov zohľadní v projekte odstrelu tak, že vrt sa umiestni v pôvodnej čelbe s menším záberom V , ako to znázorňuje obr. 3c, [3, 4], teda

$$V = V_{max} - D = V_{max} - (\sigma_z + \sigma_s H_s) \quad /6/$$

čím na budúcej čelbe nebude prekročený záber V_{max} .

Úlohou obrysových náloží je zaistiť hrubý projektovaný prierez tunela s minimálnym nadvýlomom a bez vzniku podvýlomov. Pripustenie podvýlomu by znamenalo zmenšenie hrubých projektovaných rozmerov tunela a tým aj hrúbky projektovaných ostiení, primárnej, resp. sekundárnej, prípadne oboch súčasne. Chyba zo zavŕtavania d_z môže voči projektovanému obrysu diela nadobudnúť hodnotu $+ \sigma_z =$ nadvýlom, alebo hodnotu $- \sigma_z =$ podvýlom. Nepripravená je akákoľvek hodnota podvýlomu. Preto sa záber obrysových vrstov $V_{musí}$ zvýšiť o chybu $+ \sigma_z$, čím ústia obrysových vrtov budú zdanlivo vŕtané o hodnotu d_z za projektovaným hrubým obrysom tunela, ako to vidieť z pravej časti obr. 2. Maximálny záber na ploche budúcej čelby

$$V_{max} = (V + \sigma_z) + D + \sigma_s H_s \quad /7/$$

odkiaľ záber obrysových náloží na pôvodnej čelbe

$$V + \sigma_z = V_{max} - D - \sigma_s H_s \quad /8/$$

Vzťah /7/ teoreticky komplexne rieši otázku divergencie a deviácie vrtov pri razení podzemných diel a tunelov.

to $\sigma_z = 50$ to 100 mm and higher. It is independent on the advance per round. Its total identical value is transferred to the advance per round, see Fig.2,3.

The error due to the failure to maintain the direction, σ_s , comprises above all: incorrect setting of the direction, i.e. the holes divergence angle (Boomer 352 drilling rigs lack a facility for setting these parameters). All of the above mentioned errors are mostly caused by drill rig operators. Further, there are deviations arising in the course of drilling: deviations of the holes from their directions, caused mainly by bedding, discontinuity and heterogeneity of the rock mass, errors due to wrong choice or lack of drilling tools as the type of drill bits, quality of drifter rods (their flexibility), high thrust (high energy of the hydraulic drifter causing the drifter rods bending), the effect of gravity on drilling tools, and others. Each of the above mentioned factors by itself, or in concurrence with the others, can contribute to the deviation of the drilling tool, i.e. the bit. The research conducted in the past years showed how important the choice of the drill bit is [5]. Maximum deviations, up to $D = 500$ to 600 mm/7.8 m, occurred at button bits. Significantly better results were achieved by using less efficient cross bits, and deviations near to zero were achieved by using cross bits with strengthened (lengthened) base of the bit, which acts as a guide cylinder [5]. Therefore, the tools chosen or adapted in a wrong manner, improper and asymmetric drill bits, too flexible drifter rods, inadequate output of the drifter etc. can further increase the holes deviations.

The unit directional error is usually $\sigma_s = 10$ to 50 mm per one meter of a hole, even more. At manual drilling it often amounts up to 100 mm/m [3,4]. The total directional error, D_s , increases with the hole length - the advance per round, H_s ,

$$D_s = \sigma_s H_s \quad /m/$$

and it affects the volume of the overbreak in a very negative manner (see Fig.4,5, Table 1).

The total deviation of a hole is given by totalling the both deviations (see Fig.4).

$$D = \sigma_z + \sigma_s H_s \quad /m/$$

H_s - actual advance per round /m/, δ_s - unit directional error /m/m/,

σ_z - collaring error /m/.

The overall review of all errors possible in the course of the holes drilling is shown in Fig.3, and the errors qualification is in Fig.4. A hole may deviate in any direction (see Fig.3a,b). The hole deviation may head towards the free surface, i.e. to the tunnel, which fact results into the possibility of an underbreak. From the aspect of fragmentation of a burden V and the extent of an overbreak, a case of the hole deviation towards the rock mass, i.e. deep beyond the designed perimeter of the works, is most unfavourable. The maximum burden V_{max} of the charge may be exceeded by that way in the area of the hole bottom, and parts of the rock may remain without fragmentation after blasting, which means a reduction of the blast efficiency (see Fig.2,3b). To minimise the above mentioned negative consequences of the holes deviations arising in the course of driving and as a result of blasting technique, the holes deviation is taken into consideration in the blasting design by locating the hole in the original face with smaller burden V , as shown in the Figure 3c, [3, 4], which means

$$V = V_{max} - D = V_{max} - (\sigma_z + \sigma_s H_s) \quad /6/$$

by which way the burden V_{max} will not be exceeded at the next face.

The role of perimeter charges is to ensure that the gross designed cross section with minimum overbreaks and without occurrence of underbreaks be achieved. Permitting an underbreak would mean reduction of gross designed dimensions of the tunnel, including the designed linings thickness, i.e. the primary or secondary lining or both of them. The collaring error σ_s may, with reference to the designed profile of the works, amount to $+ \sigma_z =$ an overbreak, or to $- \sigma_z =$ an underbreak. No extent of an underbreak is permissible. Therefore, the burden of perimeter holes V must be increased by the error $+ \sigma_z$, by which way the collars of the perimeter holes will be drilled in the distance σ_z , seemingly beyond the designed gross cross section of the tunnel, as shown in the right-hand side of Fig.2. The maximum burden in the area of the next face

$$V_{max} = (V + \sigma_z) + D + \sigma_s H_s \quad /7/$$

from that the burden of perimeter charges at the original face

$$V + \sigma_z = V_{max} - D - \sigma_s H_s, \text{ or } V = V_{max} - D - \sigma_z - \sigma_s H_s \quad /8/$$

The relation /7/ solves theoretically, in a complex manner, the issue of divergence and deviation of holes during excavation of underground works

Pre jeho praktické využitie je otázka voľba konkrétnych hodnôt deviácií vrtov, nutných pre objektívne stanovenie TNN v súlade s realitou.

Merný nadvýlom z chyby zo zavrtania

$$N_z = \alpha_z P \quad /m^3/m/ \quad /9/$$

α_z - chyba zo zavrtania /m/, P - projektovaný hrubý obvod tunela /m/. Zo vzťahu /9/ vidieť, že merný nadvýlom z chyby zo zavrtania nie je závislý na postupe na odstrel H ; je priamoúmerný obvodu tunela P so súčiniteľom úmernosti α_z . Nadvýlom z chyby α_z je funkciou technickej úrovne vŕtacieho voza, skúseností operátora a charakteristik rozpojovanej horeniný.

Merný nadvýlom z chyby zo smeru

$$N_s = 0,5 \sigma_s H_s P = 0,5 D_s P /m^3/m/ \quad /10/$$

σ_s - merná deviácia zo smeru /m/m/, H_s - skutočný postup na odstrel /m/, D_s - celková deviácia vrtov zo smeru /m/, P - projektovaný hrubý obvod tunela /m/

Vzťah /10/ ukazuje, že merný nadvýlom spôsobený chybou zo smeru vrtu je funkciou postupu na odstrel - dĺžky vrtov H ; je priamo úmerný celkovej deviácii vrtov zo smeru, konštantou úmernosti je merná deviácia zo smeru vrtov σ_s . Hodnota N_s závisí hlavne od technickej úrovne vŕtacieho voza /možnosť presného nastavenia uhla divergencie γ /, od skúsenosti operátora a ďalších činiteľov uvedených v súvislosti s chybou σ_s . Obr. 5 však ukazuje, že vplyv vrstevnatosti horniny, resp. prevládajúceho systému diskontinuit, môže mať v tuneli alebo podzemnom diele, na rozdiel od stavebnej jamy alebo zárezu, na deviáciu zo smeru komplexný vplyv, a síce:

- hodnota mernej deviácie zo smeru σ_s nemusí byť po celej dĺžke vrtu konštantná, jej hodnota i smer sa vzhľadom k vrstevnatosti môže s dĺžkou vrtu meniť /viď obr.5/, čím celková chyba zo smeru D_s nemusí byť pre všetky vrt, resp. skupiny vrtov hodnota konštantná - rovnaká, čo môže súčasne
- podstatne zväčšovať nadvýlom /pravá časť obr. 5/, alebo môže viesť až ku vzniku podvýlomu, čiže
- vzťahy /4/, /5/, /10/, nemusia mať lineárny priebeh, čím
- skutočná hodnota merného nadvýlomu zo smeru N_s , nemusí odpovedať presne hodnotám vypočítaným zo vzťahu /10/.

Komplexné riešenie by si vyžadovalo stochastický a nie deterministický model riešenia. Problém sa stáva vypuklejším s narastaním dĺžky vrtov /postupu na odstrel/. V podmienkach razenia podzemných diel a tunelov, kde dĺžky vrtov sú rádovo maximálne v metroch, úplne vystačíme i s uvedeným jednoduchým modelom.

Celkový merný nadvýlom, zahŕňujúci divergenciu i deviáciu vrtov, je daný súčtom jednotlivých merných nadvýlomov a predstavuje maximálnu teoretickú hodnotu

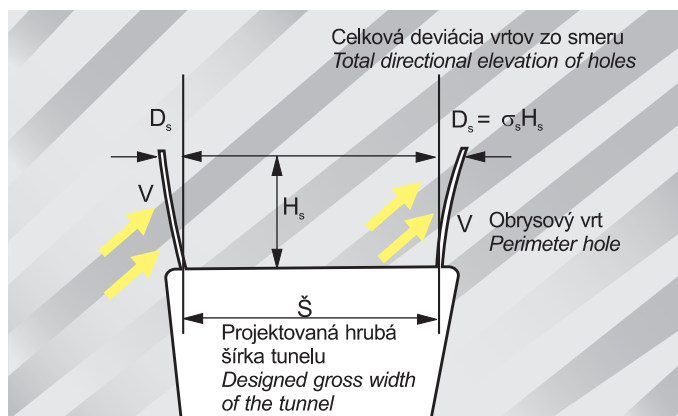
$$N_c = 0,5/DI + D_s + 2 \alpha_z P \quad /m^3/m/ \quad /11/$$

a v percentách projektovaného hrubého prierehu tunela S

$$N_{c\%} = N_c/S/100 \quad \%/ \quad /12/$$

Priemerná hrúbka nadvýlomu /predstavuje maximálnu teoretickú hodnotu/

$$h = N_c/P.1 \quad /m/ \quad /13/$$



Obr. 5 Fig. 5

Vplyv vrstevnatosti, resp. prevládajúceho systému diskontinuit horninového masívu na deviáciu vrtov zo smeru σ_s
Effect of a rock mass bedding, i.e. of prevailing system of discontinuities, deviation of holes out of the direction σ_s

and tunnels. Its practical utilisation depends on the choice of specific values of the holes deviations necessary for the objective determination of the TNO, in compliance with reality.

The unit overbreak due to the collaring error

$$N_z = \alpha_z P \quad /m^3/m/ \quad /9/$$

α_z - collaring error /m/, P - the designed gross perimeter of the tunnel /m/.

It is obvious from the relation /9/ that the unit overbreak due to the collaring error does not depend on the advance per round H . It is directly proportional to the tunnel circumference P , with the coefficient of proportionality α_z . The overbreak due to the error α_z is a function of the technical level of the drilling rig, operator's experience, and characteristics of the rock to be fragmented.

The unit overbreak due to the directional error

$$N_s = 0.5 \sigma_s H_s P = 0.5 D_s P /m^3/m/ \quad /10/$$

σ_s - the unit deviation of holes from the direction /m/m/, H_s - actual advance per round /m/, D_s - total deviation of holes from the direction /m/, P - designed gross perimeter of the tunnel /m/.

The relation /10/ suggests that the unit overbreak caused by the error caused by the hole direction is a function of the advance per round, i.e. of the holes length H . It is directly proportional to the total directional deviation of the holes; the proportionality constant is the unit deviation from the holes direction σ_s . The value of N_s depends mainly on the technical level of the drill rig (a possibility of accurate setting of the divergence angle γ , operator's experience, and other factors stated above in connection with the error σ_s). Although, the Fig. 5 shows that the influence of the rock bedding or of the prevalent system of discontinuities can have a complex influence on the directional deviation in a tunnel or underground works, as opposed to a construction pit or an open cut, namely:

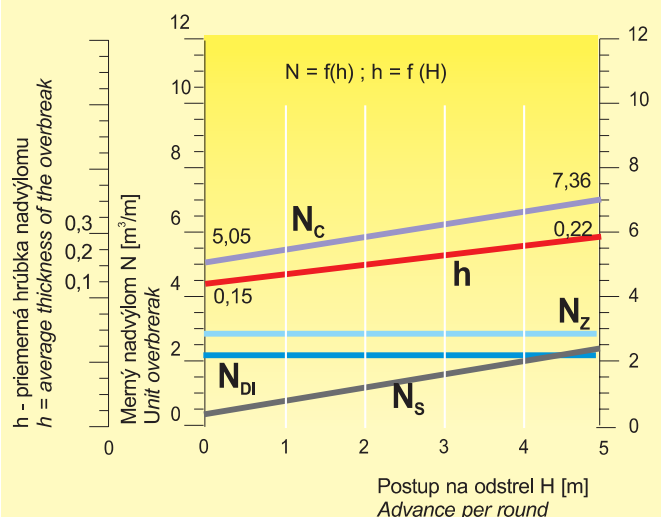
- the value of the unit directional deviation σ_s does not have to be constant along the whole length of the hole. The value and direction can vary with the hole length with respect to the bedding (see Fig. 5), thus the total directional error D_s does not have to be constant - equal for all holes or groups of holes.

N_z - merný nadvýlom z deviácie zo zavrtania z divergencie vrtov
 N_z - unit overbreak caused by the collaring divergence

N_{DI} - merný nadvýlom z divergencie vrtov
 N_{DI} - unit overbreak caused by divergence of holes

N_c - celkový merný nadvýlom
 N_c - total unit overbreak

h - priemerná hrúbka nadvýlomu
 h - average thickness of the overbreak



Obr. 6 Fig. 6

Závislosť merného technologicky nutného nadvýlomu a priemernej technologicky nutnej hrúbky nadvýlomu h na postupe na odstrel H
Relation of the unit technically necessary overbreak and technically necessary overbreak h to the advance per round H

Uvedená analýza divergencie a deviácie vrtov vo vzťahu k nadvýlomu, umožňuje teoretický výpočet očakávaných maximálnych hodnôt TNN. Na ilustráciu uvedme príklad, ktorý bude predstavovať približné podmienky razenia tunela Branisko na Slovensku:

horniny kryštalinika, trieda výrubu I až IV, priemery guľčkových vrtáčich korúnok

/priemery vrtov/ 40 až 50 g

dĺžka vrtov $H = 0,53$ až $5,26$ m, účinnosť odstrelu $\eta = H_s/H \leq 95\%$,

divergencia vrtov /Boomer 352/, $DI = 0,12$ m,

chyba zo zavrtávania $\sigma_z = 0,08$ m,

merná chyba zo smeru $\sigma_s = 0,03$ m/m,

projektovaný hrubý priečný prierez tunela $S = 83,16$ m²,

projektovaný hrubý obvod tunela $P = 34,21$ m.

Výsledky riešenia sú v tabuľke 1. Z údajov v tabuľke 1 je v grafe na obr. 6 zobrazený celkový merný technologicky nutný nadvýlom, jeho zložky ako aj priemerná hrúbka technologicky nutného nadvýlomu "h", v závislosti na postupe na odstrel. Vidieť, že celkový merný nadvýlom N_c , nadvýlom z chyby zo smeru vrtov N_s , ako aj priemerná hrúbka nadvýlomu "h", sú funkciou postupu na odstrel H ; s narastaním hodnoty H , nadvýlom rastie lineárne a tento nárast je závislý na hodnote mernej chyby zo smeru σ_s .

Vypočítané teoretické hodnoty v tabuľke 1 potrebujú stručný komentár. Pri nasadení vrtáčich vozov staršej generácie, bez možnosti presného nastavovania vrtov, napr. Boomer 352, aj naskúsenejší operátor nie je schopný presnejšie odhadnúť a nastaviť potrebný uhol divergencie /tab.1/. Prax potvrdzuje, že ľahko dôjde k jeho dvoj, či trojnásobnej chybe. Ak chyba v uhle vzrastie napr. dvojnásobne, celkový nadvýlom spôsobený chybou vrtov N_s vzrastie o $2,05$ m³/m a priemerná hrúbka nadvýlomu z $0,15$ až $0,22$ na $0,21$ až $0,28$ m, teda celkový nárast o 40 až 28% v závislosti na postupe na odstrel, ako to ukazuje prepočet v dolnej časti tabuľky 1. Aj táto úvaha poukazuje a potvrdzuje veľkú dôležitosť precízneho vypracovania a realizácie projektu rozpojovania.

METÓDA ROZPOJOVANIA

Jedná sa o rozpojovanie horniny v poslednom zábere na obryse tunela, obvykle v bokoch, v strope, prípadne aj v počve. Nálož v obrysoch vrtov možno dimenzovať buď klasicky, alebo aplikovať metódy hladkého výlomu /predštep/ [3,1,6,10]. Výber metódy rozpojovania v značnej miere ovplyvní hodnoty nadvýlomov. Pri klasickom rozpojovaní dochádza k silnému

This fact can, at the same time,

- increase the overbreak substantially (the right-hand side of Fig. 5), or lead to development of an overbreak, which means that
- relations /4/, /5/, /10/ do not have to have a linear course, thus
- the actual value of the unit overbreak caused by direction N_s does not have to correspond exactly with the values calculated on the basis of the relation /10/.

A complex solution would require a stochastic solving model, not the deterministic one. The issue becomes more expressive with increasing length of the holes (advance per round). However, the above mentioned simple model will be fully sufficient for us under the conditions of driving tunnels and underground works where the lengths of the holes are in the order of meters as a maximum.

The total unit overbreak comprising the divergence and deviation of the holes is given by totalling individual unit overbreaks, and it represents the maximum theoretical value

$$N_c = 0.5 / DI + D_s + 2 \sigma_z / P \text{ /m}^3/\text{m/} \quad /11/$$

and expressed in per cents of the designed tunnel gross cross section S

$$N_{c\%} = N_c / S / 100 \text{ /%}/ \quad /12/$$

Average thickness of the overbreak (it represents a maximum theoretical value)

$$h = N_c / P.1 \text{ /m/} \quad /13/$$

The above analysis of holes divergence and deviation in the relation to an overbreak renders a theoretical calculation of anticipated maximum values of the TNO possible. For illustration, we can present an example, which will approximately reflect the excavation conditions of the tunnel Branisko in Slovakia:

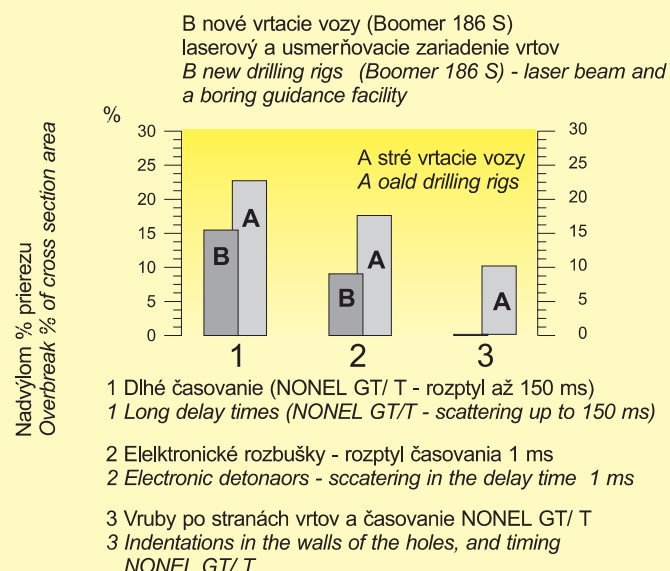
crystalline rocks, excavation class I to IV,
button bits diameters (holes diameters) 40 to 50 mm,
length of holes $H = 0.53$ to 5.26 m, blast efficiency $\eta = H_s / H \leq 95\%$,
divergence of holes (Boomer 352), $DI = 0.12$ m,
collaring error $\sigma_z = 0.08$ m,
unit directional error $\sigma_s = 0.03$ m/m,
designed gross cross section of the tunnel $S = 83.16$ m²,
designed gross circumference of the tunnel $P = 34.21$ m.

The results of the calculation are shown in the Table 1. The chart shown in Fig.6, which was developed on the basis of the data contained in the Table 1, shows the total unit technically necessary overbreak, its components and the average thickness of the technically necessary overbreak "h", in relation to the advance per round. It is obvious that the total unit overbreak N_c , the overbreak caused by the error due to the holes direction N_s , and the average thickness of the overbreak "h" are a function of the advance per round H ; the overbreak increases linearly with increasing value of H . This increase depends on the value of the unit directional error σ_s .

The calculated theoretical values shown in the Table 1 need a brief commentary. If an older generation of drilling rigs is used for which an exact setting of holes is impossible, for example Boomer 352, even the most experienced operator is not able to predict and set the divergence angle needed (see Table 1). The praxis confirms that a double- or triple-fold error may easily occur. If the error in the angle for example doubles, the total overbreak caused by the error due to the holes direction N_s increases by 2.05 m³/m, and the average thickness of the overbreak jumps from 0.15 to 0.22 m up to 0.21 to 0.28 m, which means a total growth by 40 to 28% , depending on the advance per round, as it is obvious from the recalculation at the foot of the Table 1. This consideration also shows and confirms the high importance of a precise elaboration and implementation of the design of fragmentation.

FRAGMENTATION METHOD

It is the matter of the rock fragmentation in the last phase, along the tunnel perimeter, usually at the walls, roof or invert. Charges for the perimeter holes can be sized either by the classical way or by applying the methods of contour blasting (smooth blasting or pre-splitting) [3,1,6,10]. The option of the fragmentation method will affect the values of overbreaks significantly. At classical fragmentation, heavy disturbance of the rock occurs in the pillar behind the tunnel perimeter, and, depending on the rock mass strength and



Obr. 7 Fig. 7

Hodnoty nadvýlomov (% plochy prierezu tunela) v závislosti na type vrtacieho ramena a druhu roznetu - časovanie náloží [5]
Values of overbreaks (per cent of the tunnel cross section area) relation to the boom type and the of initiation, i.e. the delay time of charges [5]

Teoretický výpočet technologicky nutného nadvýlomu pri razení tunela trhavinami

Tabuľka 1

Projektovaný hrubý pričný prierez $S \text{ /m}^2$	83,16					
Projektovaný hrubý obvod $P \text{ /m/}$	34,21					
Dĺžka vrtov - postup na odstrel $H \text{ /m/}$	0,53	1,05	2,10	3,15	4,20	5,26
Skutočný postup na odstrel $H_s \text{ /m/}$	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Divergencia vrtov $DI \text{ /m/}$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Uhol divergencie $\gamma \text{ /o/}$, vztťah /2/	13,5	6,8	3,4	2,3	1,7	1,4
Nadmerný výlom z divergencie $N_{DI} \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /3/	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
Deviácia zo zavrtávania vrtov $\alpha_s \text{ /m/}$	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
Memý nadvýlom zo zavrtávania $N_z \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /9/	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74
Memá deviácia zo smeru $\alpha_s \text{ /m/m/}$	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Celková deviácia zo smeru $D_s \text{ /m/}$, vztťah /4/	0,015	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15
Memý nadvýlom zo smeru $N_s \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /10/	0,26	0,51	1,03	1,54	2,05	2,57
Celkový memý nadvýlom $N_s \text{ /m}^3\text{/m/}$ $N_c = N_{DI} + N_z + N_s$	5,05	5,30	5,82	6,33	6,84	7,36
Celkový memý nadvýlom $N_c \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /11/	5,05	5,30	5,82	6,33	6,84	7,36
Celkový memý nadvýlom v % prierezu tunela $N_{c\%} \text{ /%/}$, vztťah /12/	6,07	6,37	7,00	7,61	8,23	8,85
Priemerná hrúbka nadvýlomu $h \text{ /m/}$, vztťah /13/	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22

Výpočet nárastu nadvýlomu pri zväčšení uhla γ na hodnotu 2γ

Zväčšenie celkovej chyby $D_s = H_s \cdot \tan \gamma \text{ /m/}$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Zväčšenie celkového nadvýlomu zo smeru $N_s \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /10/	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
Celkový memý nadvýlom $N_c \text{ /m}^3\text{/m/}$, vztťah /11/	7,10	7,35	7,87	8,38	8,89	9,41
Priemerná hrúbka nadvýlomu $h \text{ /m/}$, vztťah /13/	0,21	0,22	0,23	0,25	0,26	0,28
Zvýšenie celk. memého nadvýlomu, resp. priemernej hrúbky nadvýlomu /%	40,0	38,0	35,0	32,0	30,0	28,0

porušovaniu horninového pláštia a v závislosti na pevnosti horninového masívu a stupni jeho porušenia - diskontinuite ho môžu doprevádzať značné nadvýlomy. Pri $DI = \text{konš.}$ a klasických trhacích prácach bez riadneho výlomu, so znižovaním pevnosti hornín a súčasnom pribúdaní ich diskontinuity, rastie tiež riziko zväčšovania nadvýlomu nad hodnoty dané predošlou analýzou, ilustrovanou príkladom v tabuľke 1. Je to dôsledok drvenia - porušovania horniny v okolí náloží i smerom do zaobrysového masívu.

Pre eliminovanie, resp. zmenšenie týchto nepriaznivých účinkov sa v zahraničí bežne na obryse aplikuje hlavne hladký odstrel /smooth blasting/, ktorý je účinnejší a ľahšie realizovateľnejší ako predštep /presplitting/.

Úlohou metód riadeného výlomu je zmenšiť porušovanie horniny v pilieri, získať hladšiu - rovnejšiu plochu výlomu, teda znížiť hodnoty TNN

Možné vzťahy: hornina - metóda rozpojovania - nadvýlom

Tabuľka 2

Trieda výrubu	I	II	III	IV
Priemerná hrúbka nadvýlomu "h" /m/, tab.1	0,15 až 0,22			
Pokles pevnosti a rast diskontinuity hornín	→			
Klasické trhacie práce bez riadeného výlomu na obryse tunela	/ ? + /	+	++	+++
Metódy riadeného výlomu na obryse tunela	-	-	/ ? + /	+

Poznámka: + znamená nárast hrúbky nadvýlomu v 2. riadku tabuľky

? pochybnosť o úplnej platnosti +

Theoretical calculation of the technically necessary overbreak at the drill-and-blast tunnelling

Table 1

Designed gross cross section $S \text{ /m}^2$	83,16					
Designed gross circumference $P \text{ /m/}$	34,21					
Length of holes						
- advance per round $H \text{ /m/}$	0,53	1,05	2,10	3,15	4,20	5,26
Actual advance per round $H_s \text{ /m/}$	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Divergence of holes $DI \text{ /m/}$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Divergence angle $\gamma \text{ /}^\circ$, relation /2/	13,5	6,8	3,4	2,3	1,7	1,4
Overbreak caused by divergence $N_{DI} \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /3/	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
Deviation caused by collaring $s_s \text{ /m/}$	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
Unit overbreak caused by collaring $N_z \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /9/	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74
Unit directional deviation $D_s \text{ /m/}$, relation /4/	0,015	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15
Unit overbreak caused by direction $N_s \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /10/	0,26	0,51	1,03	1,54	2,05	2,57
Total unit overbreak $N_c \text{ /m}^3\text{/m/}$ $N_c = N_{DI} + N_z + N_s$	5,05	5,30	5,82	6,33	6,84	7,36
Total unit overbreak $N_c \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /11/	5,05	5,30	5,82	6,33	6,84	7,36
Total unit overbreak in % of a tunnel cross section $N_{c\%} \text{ /%/}$, relation /12/	6,07	6,37	7,00	7,61	8,23	8,85
Overbreak average thickness $h \text{ /m/}$, relation /13/	0,15	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22

Calculation of the overbreak increase with the angle γ increased to the value 2γ

Increase in the total error $D_s = H_s \cdot \tan \gamma \text{ /m/}$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Increase in the total overbreak caused by direction $N_s \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /10/	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
Total unit overbreak $N_c \text{ /m}^3\text{/m/}$, relation /11/	7,10	7,35	7,87	8,38	8,89	9,41
Overbreak average thickness $h \text{ /m/}$, relation /13/	0,21	0,22	0,23	0,25	0,26	0,28
Increase in the total unit overbreak or the overbreak average thickness /%	40,0	38,0	35,0	32,0	30,0	28,0

the degree of its fracturing, i.e. its discontinuity, also the risk grows that the overbreak will cross the values given by the above analysis, illustrated by the example in the Table 1. It is a result of crushing - fracturing of the rock in the surroundings of charges, even in the direction towards the massif, outside the perimeter.

To eliminate or reduce these unfavorable effects, smooth blasting application is mostly preferred abroad, which is more efficient and easier to realize than presplitting.

The target of the contour blasting methods is to reduce disturbance of the rock in the pillar, to obtain smoother - more even surface of the excavated space, i.e. to decrease the values of the TNO, and, at the same time, to influence in a positive manner (to reduce) geological or other kinds of overbreaks. The contour blasting methods "spare" the rock, which fact is especially important and efficient in a rock mass with low and medium

Relations possible: rock - fragmentation method - overbreak

Table 2

Excavation class	I	II	III	IV
Overbreak average thickness "h" /m/, Tab.1	0,15 až 0,22			
Strength reduction and rock discontinuity increase	→			
Classical drill-and-blast without contour blasting	/ ? + /	+	++	+++
Contour blasting methods	-	-	/ ? + /	+

Note: + means an increase in the overbreak thickness in the second line of the table

? means doubts about the complete validity of +

a zároveň pozitívne ovplyvniť /zmenšiť/ geologický, prípadne i iné nadvýlomy. Metódy riadeného výlomu "šetrná" horninu, čo je zvlášť dôležité a efektívne v málo a stredne pevných a v stredne a málo porušených horninových masívoch. Pri aplikácii metód riadeného výlomu, riziko silného porušovania horniny v pilieri podstatnou mierou klesá a v kompaktných, málo porušených masívoch sa toto riziko prakticky eliminuje. Požiadavka znižovať nadvýlomy, sa bez aplikácie metód riadeného výlomu nedá plne dosiahnuť. Vzájomné vzťahy: horninový masív - metóda rozpojovania - nadvýlom, nedokážeme na úrovni súčasných poznatkov bližšie kvantifikovať. Pre prax však jednoznačne rezultuje: na obrysoch tunelov a podzemných diel aplikovať metódy riadeného výlomu, z nich predovšetkým hladký odstrel.

Na úrovni hrubých, kvalitatívnych úvah a odhadov, možno vzájomne vzťahy: hornina /trieda výrubu/ - metóda rozpojovania - nadvýlom, predstaviť v podobe akú uvádza tabuľka 2.

K uvedenej analýze nadvýlomov, niekoľko údajov z praxe. Pražské metro: ručné vŕtanie, $H = 1$ až $1,5$ m, priemerná hrúbka nadvýlomu $h_p = 260$ mm /200 až 400 mm/ [11]. Švajčiarsko: staršia gerácia vŕtacích vozov na úrovni Boomeru 352, $H = 2,5$ až $3,5$ m, $h_p = 250$ mm [8]; posledná generácia počítačom riadených vŕtacích vozov so systémom presného nastavenia uhla divergencie, presnej lokalizácie ústia obrysových vrtov, presného vedenia vŕtacích tyčí, iniciácie obrysových náloží hladkého odstrelu elektronickými rozbuškami s maximálnym rozptylom 1 až 2 ms /oproti 100 až 200 ms u časovaných elektrických rozbušiek/, sa behom špeciálneho výskumu dosiahlo $h_p = 100$ až 200 mm [8]. Je to hodnota prakticky zhodná z nutnou divergenciou vrtov, podmienenou parametrami vŕtacieho voza. podobné výsledky boli dosiahnuté i vo Švédsku, ako to dokumentuje obr. 7 [5]. Tu boli porovnané staršie vŕtacie vozy s novšími, elektronické rozbušky s neelektrickými, ale s veľkým rozptylom intervalu časovania. V zahraničí je samozrejmosťou nabíjať obrysové náložie radiálne odľahčenými trhavinami, s priemerom náložiek okolo 20 mm, ktoré sú tiež nutné pre válcové zálomy [2], čo zostáva u nás stále problémom.

Niekoľko predbežných hodnôt z razenia tunela Branisko: vŕtací voz Boomer 352 bez nastavenia uhla divergencie atď., $H = 2$ až 3 m, $h_p = 220$ až 250 mm /okolo 7 až $7,5$ m³/m/. Pre zlepšenie presnosti lokalizácie ústia obrysových vrtov a nastavenia ich uhla divergencie, overili sa jednoduché opatrenia a pomôcky.

1. Jednoduchým "kružidlom" se vytýčil a na čelbe farbou vyznačil obrys kaloty a na ňom ústia vrtov.

2. Pomocou jednoduchšej laty s uhlom divergencie a vodováhou /používa sa pri kontrole úklonu diela/, priloženou na vŕtací tyč, sa nastavili ramená vŕtacieho voza na potrebný uhol divergencie. Tieto opatrenia, nenáročné na čas, s polu s pokusmi aplikovať hladký odstrel, sa v daných podmienkach ukázali vysoko účinné a efektívne.

ZÁVER

1. Bol predložený jednoduchý teoretický spôsob výpočtu technologicky nutného nadvýlomu, ktorý sa opiera o divergenciu a deviácie vrtov.
2. Klasickými trhacími prácami bez použitia metód riadeného výlomu na obryse tunela, nie je možné hodnoty TNN zmenšovať.
3. Podstatne znižovať hodnoty TNN je možné len nasadením počítačom riadených vŕtacích vozov, vhodným výberom vŕtacieho náradia a vhodnými prostriedkami trhacej techniky a vysokou úrovňou projekčných a realizačných prác.
4. Technologicky nutný nadvýlom by mal tvoriť súčasť statického výpočtu primárneho ostenia. TNN totiž tvorí časť priečného prierezu, ktorá je vynútená technológiou. Nepôjde teda asi o nadvýlom, ale výlom podnietený použitou technológiou a mal by tak byť zahrnutý do hodnoty projektovaného hrubého priečného prierezu tunela a za nadvýlom považovať potom len zväčšenie tohoto prierezu.
5. Aj pri nasadení najsofistikovanejšej techniky, alfou a omegou minimalizácia TNN zostáva vysoká presnosť projekčných a realizačných prác, teda erudícia, schopnosti a skúsenosti ľudí.

strength, and which is moderately or heavily fractured. If a contour blasting method is applied, the risk of a heavy disturbance of the rock in the pillar drops in a substantial extent, and it is practically eliminated in little fractured massifs. The demand to reduce overbreaks can not be fully met without application of contour blasting methods. Mutual relations: rock mass - fragmentation method - overbreak, can not be quantified on the basis of the contemporary knowledge. However, there is an unambiguous result for the praxis: to apply contour blasting methods at the perimeters of tunnels and underground works, smooth blasting above all.

The mutual relations between the rock (rock class), the fragmentation method and overbreak can be, at the level of gross, quantitative considerations and anticipations, assembled in the form as shown in the Table 2.

Several data from the praxis regarding the above analysis. The Prague Metro: manual drilling, $H = 1$ to 1.5 m, average overbreak thickness $h_p = 250$ mm [8]; Switzerland: latest generation of computer controlled drill rigs with a facility for precise setting of divergence angles, precise location of perimeter holes collars, precise guidance of drill stems, initiation of perimeter smooth blasting charges with electronic detonators with maximum scattering of 1 to 2 ms (as opposed to 100 to 200 ms at timed electric detonators). In the course of a specialist research, $h_p = 100$ to 120 mm [8] was achieved with the above equipment. This value is practically identical with the necessary divergence of holes which depends on the drill rig parameters. Similar results were also achieved in Sweden, as documented in Fig. 7 [5]. Older types of drill rigs were compared with newer ones in the Table 7, as well as electronic detonators with non-electric ones (but with a large scattering in the delay time). It is a commonplace abroad to charge the perimeter holes with radially decoupled charges, with the diameter of cartridges about 20 mm, which are also necessary for cylindrical cuts [2], which remains to be a problem in our country.

Several preliminary values from excavation of the Branisko tunnel: Boomer 352 drillrig without a facility for setting divergence angles, etc., $H = 2$ to 3 m, $h_p = 220$ to 250 mm (about 7 to 7.5 m³/m). Simple measures and tools were tested for improvement of the accuracy of the perimeter holes collars location and setting of their divergence angles.

1. The contour of calotte and collars were marked (painted) on the face with a simple "pair of compasses".

2. Feeds of the drilling rig were set to the divergence angle needed by means of a simple lath with the divergence angle and a water level (the one which is used for checking on the works slope), put on the drill stem. Those no time demanding measures, together with attempts to apply smooth blasting, proved highly efficient and effective.

CONCLUSION

1. A simple theoretical way of calculation of technically necessary overbreak has been presented, which is based on the holes divergence and deviation.
2. It is impossible to reduce the TNO extent by means of classical blasting work without utilisation of smooth blasting methods along a tunnel perimeter.
3. It is possible to reduce the extent of the TNO significantly only if computer controlled drill rigs are utilised, drilling tools are chosen appropriately, and proper means of blasting technology are used, together with a high level of design and realisation works.
4. The technically necessary overbreak should be a part of the structural analysis of a primary lining. The reason is that the TNO forms a part of the cross section, which is enforced by the technique. Probably it will not be a matter of an overbreak, rather it will be a breaking depending on the technique used. Therefore, it should be incorporated into the designed tunnel cross section area, and only the parts crossing this cross section should be considered as an overbreak.
5. Even if the most sophisticated technology is used, the high accuracy of design and realisation work, i.e. erudition and experience of persons, remain basic for minimisation of the TNO.

RAŽBA TUNELU NIEDERHAUSEN V SRN

EXCAVATION OF THE NIEDERHAUSEN TUNNEL IN THE FRG

ING. JIŘÍ SMOLÍK, SUBTERRA A.S.

ÚVOD

Evropská koncepce rozvoje vysokorychlostních železnic je na území SRN na budovaném úseku Frankfurt a.M. - Köln a.R. dále rozvíjena prováděním následujících systémových úprav.

Dvoukolejná železniční trasa je důsledně vedena v blízkosti stávající dálnice budované před více než padesátí léty. S ohledem na rozdílnost směrových a spádových parametrů obou dopravních tras vyžaduje toto koncepční uspořádání časté řešení křížení obou dopravních systémů realizované vesměs umístěním nové trasy do tunelového podchodu stávající dálnice.

Nově budovaná železnice je zřizována jako součást multimodálního systému dopravních služeb pro veřejnost. Jedna ze zastávek železnice je umístěna v bezprostřední blízkosti odbavovací haly letiště Frankfurt a.M., letiště města Köln a.R. je napojeno odbočkou. Tunelové řešení výstavby nové trasy je uplatňováno všude tam, kde je nejen nezbytné zabezpečit průchod zastavěným územím, ale také v úsecích, ve kterých by výstavbou docházelo k dalšímu nevhodnému rozdělení krajiny (lesy, pole).

Důsledkem uvedených koncepčních úprav je skutečnost, že na trase celkové délky 218 km je v současnosti dokončováno celkem 30 tunelových úseků celkové délky 47 km. Významná část této celkové délky je zřizována jako tunely hloubené.

TUNEL NIEDERHAUSEN ZÁKLADNÍ ÚDAJE, GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Ražená část jednoho ze třiceti tunelových úseků, nazvaná podle blízkého osídlení, vykazuje délku 2101 m, severní hloubená část tunelu je dlouhá 632 m, jižní 32 m.

Z jižního portálu tunelu bylo prováděno ve spodnědevonských pískovcích pohoří Taunus technologií NRTM s vodorovným členěním profilu převážně s pomocí trhacích prací celkem 1829 m ražeb.

Ražba celkem 272 m tunelu ze severního portálu do místa prorážky obou částí ražby byla prováděna technologií NRTM se svislým členěním profilu ve velmi obtížných geologických podmínkách silně zvodněných zvětralín hornin kvarteru a spodního devonu rozpadlých na hlínu, písek a jemný štěr. Hladina spodní vody byla pro provádění výstavby tohoto úseku snížena systémem odvodňovacích studní a vlastní ražbou o 20 m. Souhlas s tímto snížením byl, s ohledem na dotčení vodních zdrojů blízké zastávky, udělen s podmínkou návratu hl. spodní vody do původní úrovně po dokončení stavebních prací. Na základě výsledků měření a pozorování bylo vyhodnoceno, že z celkového sedání nadloží 20 cm v úseku nejobtížnějších prvních 200 m od severního portálu byla polovina jeho celkové hodnoty důsledkem popsaného snížení hladiny spodní vody.

Alternativní rozvaha provádění ražeb ze severního portálu s použitím metody obvodového vrubu nebyla použita s ohledem na předpoklad vyšších nákladů a také s ohledem na doposud malou zkušenost s použitím této metody v SRN.

PROVÁDĚNÍ RAŽEB ZE SEVERNÍHO PORTÁLU

Rozměry, členění raženého profilu a základní údaje o provizorních konstrukcích jsou uvedeny v následujícím obr.č. 1

Úvodních 200 m délky, které byly s ohledem na silné zvodnění nejobtížnější úsekem ražby tunelu, byly délky záběrů ražeb všech částí profilu omezeny na 60 - 80 cm kromě spodní části středového pilíře, kde byla omezena délka záběru na 3,2 m. Ve zbývajícím úseku s ustupujícím zvodněním byly délky záběrů prodlouženy na 80 - 120 cm, respektive 4,8 m ve spodní části středového pilíře. Odstup ražeb horní a spodní části profilu v bočních štolách byl povolen v rozmezí 1,2 - 3,6 m, vzájemný odstup bočních štol (levá, východní stola byla prováděna jako první) se pohyboval v rozmezí 10 - 20 m. Obdobný rozměr odstupů byl udržován mezi spodním pracovištěm ražby pravé boční stoly a pracovištěm ražby horní části středového pilíře a mezi oběma pracovišti ražby středového pilíře. V celé délce ražeb bylo prováděno

INTRODUCTION

The European concept of development of high-speed railways is being further developed in the territory of the FRG on the Frankfurt a. M. - Köln a.R. track section by implementation of the system solutions as follows.

The double-track railway alignment is led close to an existing motorway, built over fifty years ago. This conceptual layout requires, with respect to differing directional and gradient parameters of the two transport routes, frequent solving of the two transport modes realized mostly by placing the new route into a tunnel passing under the existing highway.

The new railway is being built as a part of a multimodal transport system serving to the public. One of the railway stations is located in a direct vicinity of the Frankfurt a.M. airport terminal, while the Köln a.R. airport is linked by a branch. The solution of the new route construction by tunneling has been applied not only where it is necessary to ensure a passing through a built-up area but also in the sections in which another undesirable sectioning of the landscape (woods, fields) would occur as a result of the construction.

The fact that there are 30 tunneled sections in the overall length of 47 km on the 218 km-long route is a result of the above conceptual solutions. A substantial part of that overall tunneled length is cut-and-cover.

THE NIEDERHAUSEN TUNNEL BASIC DATA, GEOLOGICAL CONDITIONS

The driven part of one of the thirty tunneled sections, named after a nearby settlement, is 2 101 m long, the northern and southern cut-and-cover parts respectively are 632 m and 32 m long.

1829 m of the tunnel was driven from the southern portal, in middle-devonian sandstones of the Taunus mountain range, using the NATM technique with a horizontal excavation sequence, largely with application of drill-and-blast.

The excavation of the total length of 272 m from the northern portal to the location where the both sections met was performed by the NATM technique with a vertical sequencing of the cross section, under very difficult geological conditions of heavily saturated weathered quaternary and lower devonian rock decomposed to soil, sand and fine gravel. The ground water level was drawn down by 20 m by means of dewatering wells and by the excavation itself. This drawdown had been agreed on, in view of the effect on the water sources for the nearby housing, under the condition that the water table would return to the original level after completion of the construction. As evaluated on the basis of measurements and observations, a half of the overall settlement value, amounting to 20 cm within the most difficult 200 m - long section starting at the northern portal, had been the result of the above described lowering of the water table.

An alternative consideration of using the peripheral slot pre-cutting method from the northern portal was abandoned with respect to anticipated higher cost, and to the low experience in utilization of this method in the FRG.

EXCAVATION FROM THE NORTHERN PORTAL

Dimensions, sequencing of the excavated cross section, and basic data on temporary structures are illustrated in the following Fig. 1

For the initial 200 m of the tunnel length, which was the most difficult part of the tunnel excavation due to a heavy saturation, the advances per round were limited to 60 - 80 cm at all parts of the cross section, with an exception of the bottom part of the central pillar, where the advance per round was limited to 3.2 m. The advances per round were extended, with the diminishing rate of saturation in the remaining part, to 80 - 120 cm, and to 4.8 m at the bottom part of the central pillar. The distance between

zabezpečení každé dílčí čelby stříkaným betonem tl. min. 7cm. Každý záběr ražby byl vystrojován výztužným obloukem příhradového nosníku obdobného systému jako u výrobku Bretex. Základní rozmístění kotvení profilu dl. 4 m bylo prováděno v síti 1ks / 2-2,5 m².

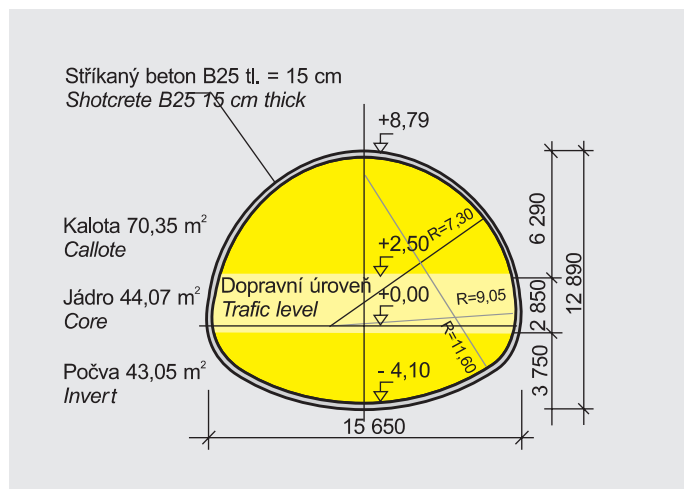
Projektem stanovený rozsah provizorních konstrukcí byl zejména v úvodních 200 m ve velkém rozsahu doplňován zahušťováním sítě kotev, doplnkovým kotvením čeleb, rozsáhlým jehlováním dl. 3 m, Ø 25 mm, prováděním odvodňovacích vrtů, zvětšováním tloušťky konstrukcí stříkaného betonu. Toto doplňování bylo určováno výsledky měření a pozorování a potřebami okamžitého zabezpečování stability a bezpečnosti profilu.

V celé délce ražby ze severního portálu bylo prováděno zlepšování nadloží klenby raženého profilu vždy 18 ks injektovaných mikropilot o 139 mm s roztečí 40 cm délky 14,5 m a odklonem 10°. Mikropiloty byly zřizovány systémem Ulwang. Jednotlivé pláště mikropilot se vzájemně překrývaly o 3,0 - 3,4 m.

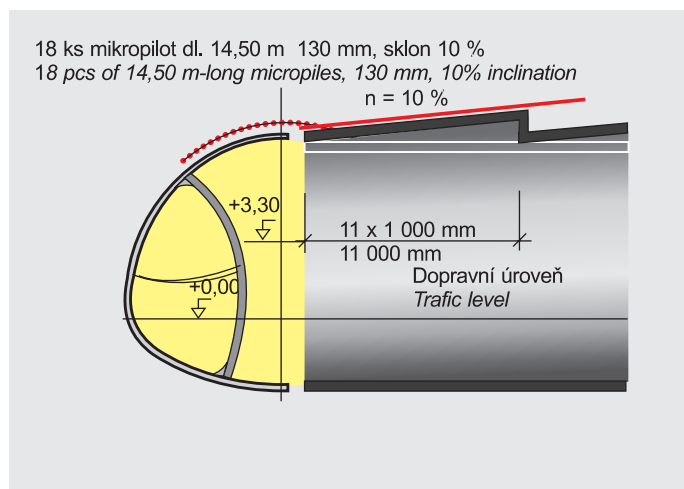
Základní pracovní a dopravní úroveň provádění ražeb byla umístěna 3,5 m nad provizorní konstrukcí spodní protiklenby. Z této pracovní úrovně vytvořené zpětným zásypem rubaniny byly prováděny dovrchní a úpadní rampy dopravní cest na jednotlivá pracoviště ražeb. Odstraňování vnitřních částí konstrukcí provizorních obehávek stříkaného betonu bylo při postupu ražeb ukončováno na úrovni dopravní cesty. Konečné odstraňování těchto konstrukcí výšky 3,5 m bylo, spolu s odstraňováním zpětně nasypané rubaniny, prováděno po skončení ražeb jako jedna z činností příprav na betonáž definitivních konstrukcí tunelu.

PROVÁDĚNÍ RAŽEB Z JIŽNÍHO PORTÁLU

Technologií NRTM s vodorovným členěním profilu bylo z celkové délky 1829 m ražeb provedených z pracoviště jižního portálu realizováno 1480 m ve skalních podmínkách pískovcových hornin s použitím trhacích prací. Závěrečných 349 m, ve kterých ražba procházela stabilním prostředím zvětralín spodního devonu a kvarteru bylo rozpojování hornin, při zachování vodorovného členění profilu, prováděno pomocí skalního bagru.



Obr. 1 Fig. 1
Vodorovné členění tunelu
Horizontal sequencing of the tunnel



Obr. 2 Fig. 2
Mikropilotový deštník - AT systém
Mikropile umbrella - the AT system

the roof and core sections of the side adits profile was allowed within the range of 1.2 to 3.6 m, the distance between the side adits (the left-side, eastern adit was excavated first) fluctuated between 10 and 20 m. A similar distance was maintained between the bottom heading at the right-hand side adit and the top heading at the central pillar excavation, and between both headings at the central pillar excavation. A support of each partial face by sprayed concrete minimally 7 cm thick was performed within the whole length of the excavations. Each round was supported by a lattice arch of a type similar to the Bretex product. Basic layout of 4 m long rock bolts was in a pattern of a net containing 1 piece for 2 - 2.5 m².

The range of temporary structures prescribed by the design was, within the initial 200 m of excavation in a large extent, made up by using a denser net of the rock bolts, by additional anchoring of the faces, extensive 25 mm diameter, 3 m-long forepoling, by drilling dewatering holes, and increasing the shotcrete thickness. Those additions were determined according to the results of measurements and observations, and to the need to ensure an immediate stability and safety of the profile.

Ground improvement at the overburden above the excavated profile by 18 pieces of 139 mm diameter, 14.5 m-long, 10° deviating injected micropiles was performed within the whole length driven from the northern portal. The micropiles were carried out by the Ulwang system. The overlap of the individual circumferences of the micropiles was about 3 to 3.4 m.

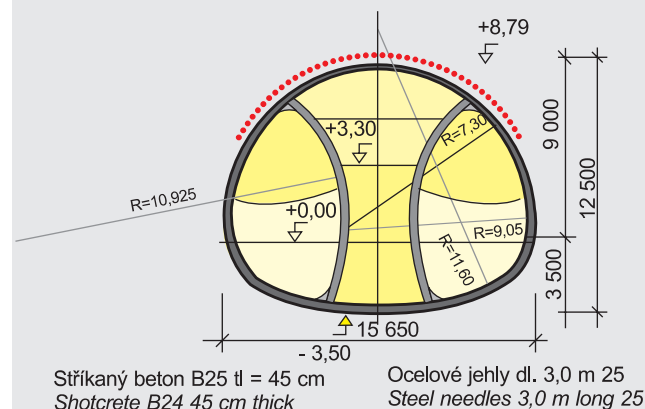
The basic working and transport level for execution of the excavation was 3.5 m above the temporary invert structure. This elevated level, formed by the spoil backfill, was utilized for excavation of the rise adit and the dip adit, serving as transport routes to individual headings. Removal of internal parts of the temporary shotcrete lining with advancing of the excavations was terminated at the level of the transport route. Final removal of those structures 3.5 m high was, together with removal of the spoil backfill, performed after completion of the excavations as one of activities belonging to preparation for casting of final tunnel structures.

EXCAVATION FROM THE SOUTHERN PORTAL

The NATM technique with horizontal sequencing of the profile was utilized at 1480 m out of the total length of 1289 m of the tunnel excavated from the southern portal, under the conditions of sandstone rocks, using drill and blast work. For the final 349 m, where the tunnel excavation passed through a stable environment of weathered Late Devonian and Quaternary rock, fragmentation of the rock was performed by means of a rock excavator, with the horizontal sequencing of the profile maintained.

Excavations from the southern portal were performed in a continuous operation from March, 1996 to the breakthrough day on 20 August, 1999. The average advance rate achieved at the top heading was 110 m per month.

Horní lávka levé štoly 22,02 m²
Spodní lávka levé štoly 26,78 m²
Horní lávka pravé štoly 22,02 m²
Spodní lávka pravé štoly 26,78 m²
Kalota jádra 32,79 m²
Jádro 24,79 m²
Left-hand adit top heading 22,02 m²
Left-hand adit bench 26,78 m²
Right-hand adit top heading 22,02 m²
Right-hand adit bench 26,78 m²
Central pillar top heading 32,79 m²
Central pillar core 24,79 m²



Obr. 3 Fig. 3
Svislé členění tunelu
Vertical sequencing of the tunnel

Ražby z jižního portálu byly prováděny v nepřetržitém provozu od 03/96 do prorážky tunelu uskutečněné dne 20.8.1999. Průměrná dosažená hodnota měsíčních postupů ražby horní části profilu byla 110 m.

PROVÁDĚNÍ RAŽEB KAPACITAMI SUBTERRA A.S.

Subterra a.s. zabezpečovala dokončování ražeb části nejnáročnějšího úseku ražeb ze severního portálu tunelu. Práce Subterra a.s. byly zahájeny v první dekádě 03 / 1999 a ukončeny prorážkou tunelu. V úseku mezi 110 m a 272 m od severního portálu bylo kapacitami Subterra a.s. provedeno celkem 162 m ražeb a provizorních konstrukcí technologií NRTM s výše popsaným svislým členěním profilu. Průměrný dosažený měsíční postup prací byl 27 m, špičkový měsíční výkon v 07/1999 35,2 m v nepřetržitém provozu. Provádění ražeb a provizorních konstrukcí bylo zabezpečováno bezkolejovou technikou pro každou dílčí činnost. Rozpojování převážně zvodnělých zvětralín bylo prováděno skalním bagrem Liebherr, typ 912 s alternativní úpravou tohoto zařízení na rozpojování pomocí impaktoru. Nakládání a odvoz rubaniny včetně zpětného zásypu byly prováděny bezkolejovými mechanizmy výrobce Caterpillar s kapacitami 3,5 m³ pro nakládání a 25 t pro přesun. Vrtání pro potřeby kotvení, jehlování, provádění odvodňovacích vrtů a vrtání mikropilot bylo zabezpečováno vrtacími soupravami výrobce Tamrock typu Paramatic 106 T, 206 T. Celý rozsah konstrukcí stříkaných betonů byl prováděn mokrou směsí s požitím čerpadel betonové směsi výrobce Schwing a manipulátorů. Pomocné a doplňkové práce ve výškách byly zabezpečovány pomocí pojízdných pracovních plošin.

ZÁVĚR

Ražba tunelu Niedernhausen v úseku 272 m od severního portálu byla prováděna v nejobtížnějších geologických podmínkách s uplatněním všech dostupných opatření doprovázejících technologii NRTM se svislým členěním pobírání plochy příčného řezu tunelu. Všechna rizika spojená s použitím zvolené technologie v těchto podmínkách bylo možné přijmout a práce ražeb úspěšně dokončit zejména proto, že tento úsek tunelu neprocházela zastavěným územím.

Provedení celkem 162 m ražeb a provizorních konstrukcí nejnáročnějšího úseku tunelu Niedernhausen se špičkovým měsíčním postupem 35,2 m bylo pro akciovou společnost Subterra významnou zkušeností a současně potvrzením vysoké profesionální úrovně českých tunelářů.

EXCAVATION BY MEANS OF SUBTERRA A.S. COMPANY'S EQUIPMENT

Subterra a.s. was responsible for completion of excavations of the most demanding section, i.e. the excavation from the northern portal. Subterra a.s. commenced its work in the first decade of March, 1999, and completed it by the tunnel breakthrough. In total, 162 m of the tunnel were excavated and supported by temporary structures in the section between 110 m and 272 m from the northern portal by the capacities of Subterra a.s., using the NATM technique, with the above described sequencing of the cross section. The average monthly advance rate achieved was of 27 m, the peak monthly output of 35.2 was achieved in a continuous operation in July, 1999. Execution of the excavation and temporary structures was assured by a trackless haulage provided for each partial activity. Fragmentation of mostly saturated weathered rocks was by means of Liebherr 912 rock excavator modified by installation of an impact breaker. Loading and removal of the spoil, including the backfill, were carried out by trackless equipment manufactured by Caterpillar, with the capacities of 3.5 m³ for loading and 25 t for hauling. Drilling for rockbolts, forepoling, drainage holes and micropiles was performed by drill rigs manufactured by Tamrock, i.e. Paramatic 106 T and 206 T. The whole scope of shotcrete structures was performed using wet mix with shotcrete pumps manufactured by Schwing, and manipulators. Elevated auxiliary and complementary work was ensured by mobile platform lifters.

CONCLUSION

Excavation of the Niedernhausen tunnel within the section starting in the distance of 272 m from the northern portal was performed under the most difficult geological conditions, with application of all measures available, connected with the NATM technique at a vertical sequencing of the tunnel cross section excavation. All risks linking to the use of the technique selected for the above mentioned conditions were acceptable, and it was possible to complete the excavation work successfully for that reason above all that this section of the tunnel did not pass under a built-up area.

Execution of the overall length of 162 m of excavations and temporary structures in the most demanding section of the Niedernhausen tunnel with the peak monthly advance of 35.2 m was a significant experience for Subterra joint stock company, and, at the same time, a confirmation of the high professional level of Czech tunnel



Obr. 4 Fig. 4
Členění výrubu při NRTM
Excavation sequence used at NATM

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY A PODMÍNKY PRO RAŽENÍ TUNELŮ NA DÁLNICI D8 - TUNEL PANENSKÁ

ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS AND EXCAVATION CONDITIONS AT THE TUNNELS ON THE D8 MOTORWAY - THE PANENSKÁ TUNNEL

RNDr. OTAKAR TESAŘ, DrSc, GEOTEC-GS, A.S.

Tunely Panenská jsou na dálnici D8 v současné době jediné, které nejsou zpochybňovány z hlediska životního prostředí.

Tunely jsou navrženy jako dvou a tříproudé. Délka tunelu je 1972 m.

Projektantem je fa Valbek, s.r.o., která spolupracuje s německou firmou BUNK. Tunelový úsek je součástí úseku dálnice D8, pro kterou garantem podrobného průzkumu je fa Arenal s.r.o. Vlastní tunel z hlediska podmínek pro ražení vyhodnocoval RNDr. A. Vašák a RNDr. O. Tesař, DrSc. (dříve z firmy IKE s.r.o.).

Při podrobném průzkumu jsme vycházeli z výsledků průzkumných vrtů, geofyzikálních měření a z geotechnických zkoušek (porušené a neporušené vzorky vrtných jader a presiometrické měření ve vrtech).

VEDENÍ TRASY

Na základě výsledků podrobného geotechnického průzkumu bylo změněno směrové vedení trasy tunelů. Trasa byla odkloněna severním směrem. Tím se dostala do podstatně lepších podmínek pro ražení, zejména v příportálových úsecích, ale prakticky i v celé délce tunelu.

U jižního portálu se budou tunely zahlabovat v úhlu cca 35° k vrstevnicím. Jedná se tedy o úboční tunely. Severní portál vyúsťuje na náhorní plošinu Krušných hor. Opět se jedná o úboční tunel (úhel mezi osou tunelu je 15 - 20°). Nárůst nadloží nad tunely je velmi pozvolný.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Předpokládané geologické poměry jsou zpracovány do podélného geotechnického řezu (viz obr. 1)

Pokryvné útvary charakteru jílovitých a humosných hlin se uplatní v jižním příportálovém úseku. Mocnost pokryvných útvarů dosahuje převážně 1,2 až 2,7 m. V severním příportálovém úseku jsou zeminy charakteru písčitých, měkkých jílu a jílovitých hlin o mocnosti 1,0 až 2,6 m.

Z hornin skalního podkladu se v trase tunelů budou vyskytovat silně a mírně zvětřelé, navětralé až zdravé ortoruly s různým stupněm tektonického porušení. Místně lze předpokládat další typy hornin typických pro danou geologickou formaci jako aplity, mylonity, pararuly, kvarcity a pod. Při ražbě budou zastíženy zlomy a poruchová pásma, která jsou doprovázena tektonicky porušenými horninami v délce až desítek metrů.

V jižním příportálovém úseku se budou vyskytovat rozložené ortoruly charakteru středně zrnitých až hrubozrných písků s úlomky ortorul. V severním příportálovém byly zjištěny lateritizované a sericitizované ortoruly. Horniny u severního a jižního portálu jsou místně tektonicky porušeny.

GEOTECHNICKÉ A TECHNOLOGICKÉ CHARAKTERISTIKY

Při geotechnickém a technologickém zhodnocení jsme vycházeli z výsledků veškerých laboratorních a polních zkoušek prováděných v zájmovém území.

The Panenská tunnels are currently the only tunnels which are not thrown doubt on from the environmental aspect.

The tunnels have been designed as double and three-lane ones. The tunnel is 1972 m long.

The engineering consultant is Valbek s.r.o., which collaborates with a German firm BUNK.

The tunnel forms a part of the D8 motorway section for which the Arenal s.r.o. firm provides the detailed investigation. The tunnel proper was evaluated from the aspect of the excavation conditions by RNDr. A. Vašák and RNDr. O. Tesař, DrSc. (formerly with the IKE s.r.o. firm).

During the detailed investigation, we started from the results of investigation bore holes, geophysical measurements and geotechnical tests (disturbed and undisturbed core samples and pressiometric measurements in boreholes).

THE ROUTE ALIGNMENT

The alignment of the route was changed on the basis of the results of a similar geotechnical investigation. The alignment was diverted to the north. Due to that fact, it has got to substantially better excavation conditions, in the sections close to the portals above all, however, along the whole tunnel length too.

At the southern portal, the tunnels will dip at an angle to contour lines of about 35°. It means that this is the question of an offspur tunnel. The northern portal is located on the Krušné Mountains plateau. Again, this is the question of an offspur tunnel (the angle between the tunnel axis is of 15 to 20°). The increase in the overburden thickness is very slow.

GEOTECHNICAL AND TECHNICAL CHARACTERISTICS

The anticipated geological conditions are illustrated in the geological section (see Fig.1)

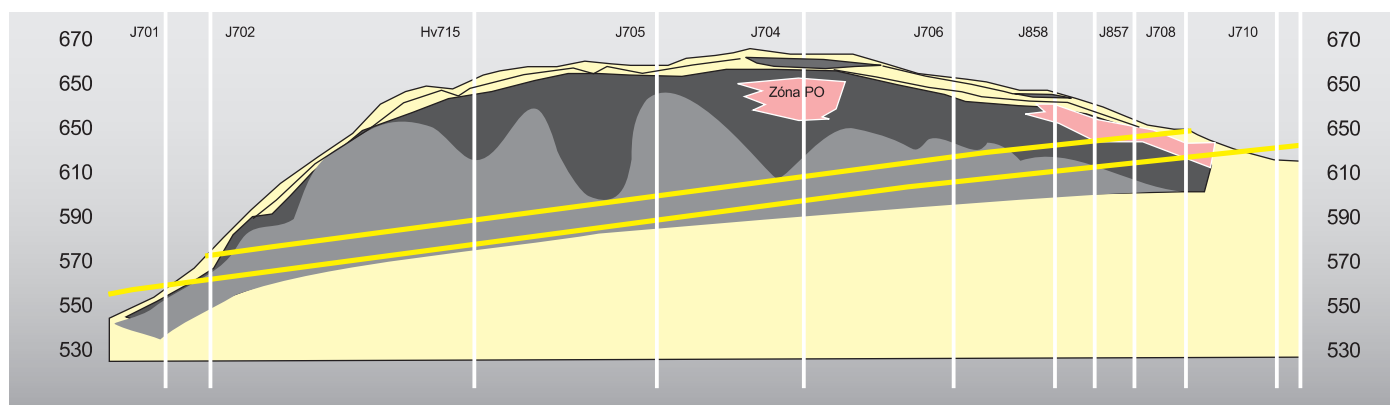
Covers of clayey and humic loams character will occur in the vicinity of the southern portal. The thickness of the covers reaches overwhelmingly 1.2 to 2.7 m. In the vicinity of the northern portal, the soils are of soft sandy clays and clayey loams character, 1.0 to 2.6 m thick.

The basement complex will consist of heavily and moderately weathered, slightly weathered to sound orthogneiss with a diverse degree of tectonic disturbance. Other rock types typical for the given geological formation, as aplites, mylonites, paragneiss, quartzites etc., can be expected locally. In the course of excavation, faults and disturbance zones will be encountered, accompanied by fractured rock within the lengths which may amount to tens of meters.

Decomposed orthogneiss of a character of medium-grained to coarse-grained sands with orthogneiss fragments will occur in the section next to the south portal. In the vicinity of the northern portal, lateritised and sericitised orthogneiss have been found. The rock at the northern and southern portals is tectonically disturbed locally.

GEOTECHNICAL AND TECHNICAL CHARACTERISTICS

When developing the geotechnical and technical evaluation we started from the results of all laboratory and field tests which had been carried out within the area of interest.



Obr. 1 Fig. 1
Tunel Panenská (přehledný podélný řez)
The Panenská tunnel (longitudinal section)

V tabulce č. 1 jsou uvedeny geotechnické charakteristiky ortorul v různém stupni zvětřání a rozpukání, které doporučujeme použít pro statické výpočty.

Dle ČSN 73 7501 "Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů" se v trase silničních tunelů vyskytnou jak složité, tak i jednoduché geologické poměry a to v závislosti na mocnosti nadloží, kvalitě horniny a na vztahu pevnosti v prostém tlaku a trojnásobku hodnoty původního svislého napětí.

Protože ražené tunely jsou náročnou konstrukcí je nutné postupovat podle 2. A 3. geotechnické kategorie podzemních objektů

VLIV PODZEMNÍ VODY NA STAVBU TUNELU A OVLIVNĚNÍ HYDROGEOLOGICKÉHO REŽIMU

Posunutím trasy se rovněž zmenšil vliv povrchové a podzemní vody na tunel. Zvýšené přítoky do tunelu lze očekávat u jižního portálu v období jarního tání a méně silné od atmosférických srážek. Z těchto důvodů doporučujeme práce na portálu a v příportálových úsecích časově přizpůsobit ročním obdobím.

Za severním portálem směrem k hranicím je depresí terénu předurčena vodoteč, která odvádí srážkové i podzemní vody. Hydrogeologické poměry v tomto úseku budou ovlivňovat optimální umístění portálu a příportálové hloubené úseky. Doplnění hydrogeologického průzkumu bude součástí projektu průzkumných štol.

Při ražení budou, kromě příportálových částí, po poruchových zónách prosakovat podzemní vody řádově v desetinách l.s⁻¹. Vzhledem ke zjištěné kvalitě hornin mohou tyto úseky ovlivnit ražení pouze v porušených zónách, kde sníží smykovou pevnost hornin.

VYHODNOCENÍ Z HLEDISKA KVALITY HORNINY PRO TUNELOVÁNÍ

Horninový masiv byl stejně jako u ostatních tunelů na trase D8, rozdělen na kvaziisogenní celky, které vycházejí z výsledků všech archivních i nových průzkumných prací a geotechnických zkoušek. Popis a rozdělení těchto kvaziisogenních celků je uveden v tab. č. 2.

Popis jednotlivých technologických tříd NRTM vyskytujících se v hodnocených tunelech je uveden v tabulce č. 3.

Pro potřeby nabídkových řízení lze využít ŮNORM B 2203 (pro zadávání a provádění podzemních stavebních prací cyklickým způsobem nebo kontinuálním ražením tunelovacím strojem s otevřenou vrtací hlavou viz. tab. 2).

Vytěžený materiál z tunelů bude použitelný do násypů z kamenité sypaniny pro zemní tělesa pozemních komunikací mimo jejich konstrukci. U vytěžených paleozoických ortorul předpokládáme, že velikost a tvar zrn se při zpracování do násypu a po jeho dokončení nebude podstatně měnit. Minimální pevnosti v prostém tlaku jsou < 60 MPa. Sypaninu řadíme k sypaninám z měkkých skalních hornin. Horniny jsou vhodné pro výrobu drceného kameniva

GEOTECHNICKÉ CHARAKTERISTIKY HORNIN tunel Panenská

Tab. č. 1

Hornina Tab. č.1	Stupeň navětrání a intenzita navětrání hornin	Objemová tíha c /kN.m ⁻³ /	Přetvárné charakteristiky			Smykové parametry		Součinitel ložnosti K _{wp} /kN.m ⁻³ /	Zařazení dle ČSN 73 1003	Zařazení dle ON 73 7508 (ražnost)
			Modul přetvárnosti E _{del} /Mpa/	Modul pružnosti E /Mpa/	Poissonovo číslo ν	Smyková pevnost τ /Mpa/	Úhel pevnosti ψ			
ORTORULA ORTHOONEISS	Degree of weathering and intensity of rock fracturing	Density c kN.m ⁻³	Deformation characteristics			Shear characteristics		Loading capacity coef. K _{calc} /kN.m ⁻³ /	Classification according to ČSN 73 1003	Classification according to ON 73 7508 (driving facility)
			Modulus of deformation E _{del} /Mpa/	Modulus of elasticity E /Mpa/	Poisson's ratio ν	Shear strength τ /Mpa/	Strength angle ψ			
	silně zvětřalá heavily weathered rozpukaná fractured	23,5 24,5	155 520	300 900	0,30 0,25	2,00 2,50	25 28	65 197	R5 R4	I. stupeň
	mírně zvětřalá moderately weathered rozpukaná fractured	24,5 26,0	260 700	500 1100	0,20 0,25	4,20 4,20	28 28	185 259	R4 R3	I. stupeň
	mírně zvětřalá až navětralá moderately weathered to weathered rozpukaná fractured	25,5 26,5	670 1100	1100 3300	0,20 0,15	4,20 9,80	28 32	248 399	R3 R2	I. stupeň
	zdravá sound	26,0	1500	2600				543	R2	I. stupeň
	málo až středně rozpukaná little to medium fractured	27,5	3600	6400	0,15	19,5	38	978	R1	litá skála
	alterovaná altered	23,5 25,0	40 80	70 200	0,35 0,30	* 40	** 32	28 78	R6	I. stupeň II. stupeň
	tektonicky porušená, drcená tectonically disturbed, crushed	23,5 24,5	40 250	100 600	0,35	20 60	** 28	16,3 101	R5	I. stupeň II. stupeň

** úhel vnitřního tření

* širší rozmezí přetvárných a smykových parametrů je dáno orientací napětí vůči polohám diskontinuit

The Table 1 contains the geotechnical characteristics of orthogneiss, weathered and fractured to various degrees, which we recommend to be used for static calculations.

According to the ČSN 73 7501 standard "Design of driven underground structures", both difficult and simple geological conditions will occur along road tunnels alignment, depending on the overburden thickness, the rock quality, and on the relation between the direct compression strength and on the treble the value of the original vertical stress.

As driven tunnels represent an exacting structure, it is necessary to proceed according to the geotechnical category of underground structures 1. and 3.

GROUND WATER EFFECT ON THE TUNNEL STRUCTURE, AND THE INFLUENCE ON HYDROGEOLOGICAL REGIME

As a result of shifting the route, even the effect of surface and ground water on the tunnel was reduced. Increased water inflows into the tunnel can be expected at the southern portal during the spring thaw, as well as less strong inflows caused by atmospheric precipitation. For the above reasons, we recommend that timing of the work on the portals and in the portals vicinity be accommodated to the seasons of the year.

Behind the northern portal towards the border, there is a terrain depression predetermining a watercourse, which evacuates both rain and ground water. Hydrogeological conditions in this section will affect the optimal location of the portals and the cut-and-cover sections linking to the portals. A supplement to the geological investigation will be a part of the exploratory adits design.

In the course of tunnelling work, ground water will penetrate, excepting the sections close to the portals, through the fault zones in the order of tenths of l.s⁻¹. Because of the rock quality determined, these sections can affect the excavation in the fractured zones only, where the shear strength will be reduced.

EVALUATION FROM THE QUALITY OF THE ROCK TO BE EXCAVATED ASPECT

The rock massif was, in the same manner as the other tunnels on the D8 route, divided into quasihomogeneous complexes, which are based on the results of all filed and new investigation works and geotechnical tests. Description and segmentation of those quasihomogeneous complexes are shown in Table 2.

Description of the particular NATM technological classes occurring in the evaluated tunnels is shown in Table 3.

The ŮNORM B 2203 (for contracting and building underground structures by a cyclic manner or by a continual excavation with a tunnel boring machine, see Tab.2) can be used.

The material excavated from the tunnels will be used for rockfill embankments of roads, with the exception of the roads structure proper. Regarding the excavated Palaeozoic orthogneiss, we expect that the size and shape of grains will not change significantly during filling to embankments. The minimum direct compression strengths are < 60 Mpa. We classify the riprap as a riprap from soft rocks. The rocks are suitable for production of crushed aggregates usable for concrete and flexible pavement.

THE ROCK GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS The Panenská tunnel

Table 1

použitelného do betonů a pro netuhé vozovky.

Jak je patrné z předcházejícího textu bude při NRTM v poruchových zónách a v silně zvětřalé hornině možno použít rypadla např. typu Liebherr. Procento takto rozpojitelných hornin bude však v tomto tunelu zanedbatelné. Slabě zvětřalou a nezvětřalou horninu je možné rozpojovat pomocí tlacích prací.

NRTM je jednou z vhodných metod ražení v tomto prostředí.

Vzhledem k délce tunelu a kvalitě hornin doporučujeme uvažovat i s použitím razicího stroje s plným záběrem čela (TBM).

Při velké pevnosti hornin (zjištěno až 140 MPa) a velkému nadloží může docházet k odpryskům hornin, které mohou ohrožovat bezpečnost práce.

Jako další průzkumné práce jsou navrženy štolky u obou portálů, které podrobněji ověří složitě inženýrskogeologické poměry a podmínky pro ražení vlastního tunelu.

Kvazihomogenní celky a zařazení do technologických tříd NRTM a ÖNORM B 2203, tunel Panenská, dvoupruhový tunel

Tab. č. 2

Č. úseku	Staničení	Stručný popis horniny	tř. NRTM	ÖNORM B 2203
1	92,140 až 92,260	mírně zvětřalá až navětřalá, v přístropi silně zvětřalá, ortorula, tektonicky porušená, s malým nadložím skalních hornin	50% tř. 4 50% tř. 3	B3, C2 B1, B2
2	92,260 až 93,185	zdravá ortorula, málo rozpukaná až masivní	40% tř. 4 60% tř. 2	B1, B2 A2
3	93,185 až 93,450	zdravá ortorula, rozpukaná, tektonicky porušená	10% tř. 4 65% tř. 3 25% tř. 2	B3, C2 B1, B2 A2
4	93,450 až 93,835	zdravá ortorula, rozpukaná	40% tř. 4 60% tř. 2	B1, B2 A2
5	93,835 až 93,950	zdravá, mírně navětřalá až navětřalá ortorula rozpukaná	30% tř. 4 70% tř. 3	B3, C2 B1, B2
6	93,950 až 94,175	silně zvětřalá až navětřalá ortorula, tektonicky porušená, vyvinutí poruchových pásem	50% tř. 4 50% tř. 3	B3, C2 B1, B2

Technologické třídy NRTM

Tab. č. 3

Technologická třída NRTM	2
<u>Podmínky pro ražení</u>	
stabilita horniny v čase:	2 dny - 2 týdny
délka nevystrojené části výrubu:	omezena stabilita výrubu jen částečně (> 2,5 m)
tvoreni nadvylomů:	ojedinelé (ohrožují pouze bezpečnost práce)
<u>Zabezpečení ražení a provizorní výstroj</u>	
provizorní výstroj:	kotvení přístropi (kaloty) stříkaný beton 5 - 10 m
členění výrubu:	u výšky tunelů nad 7 m horizontální
bezpečnost práce:	zajišťuje provizorní výstroj

Technologická třída NRTM	3
<u>Podmínky pro ražení</u>	
stabilita horniny v čase:	zhoršené
délka nevystrojené části výrubu:	2 hod - 2 dny
tvoreni nadvylomů:	1,5 - 2,5 m
tvoreni nadvylomů:	časté
<u>Zabezpečení ražení a provizorní výstroj</u>	
provizorní výstroj:	stříkaný beton, kotvy, ocelová síť
členění výrubu:	u výšky tunelů nad 7 m horizontální
bezpečnost práce:	zajišťuje provizorní výstroj

Technologická třída NRTM	4
<u>Podmínky pro ražení</u>	
stabilita horniny v čase:	nepriznivé
délka nevystrojené části výrubu:	< 2 hod
tvoreni nadvylomů:	1,5 - 2,5 m
tvoreni nadvylomů:	u nesoudržných hornin velmi časté, jinak plastické přetváření
<u>Zabezpečení ražení a provizorní výstroj</u>	
provizorní výstroj:	nosný věnec ze stříkaného betonu, kotev a rámu, zajištění čelby stříkaným betonem
členění výrubu:	horizontální
bezpečnost práce:	co nejrychlejší zajištění nevystrojené části výrubu

As it is obvious from the above text, it is possible to use an excavator, e.g. of Liebherr type, when the NATM is utilised in the fault zones and in heavily weathered rock. Although, the percentage of the rocks which can be broken by this manner will be negligible. It will be possible to fragment a weakly weathered and unweathered rock by drill-and-blast only.

The NATM is one of applicable methods for excavation under these conditions.

With respect to the tunnel length and to the rock quality, we recommend that even utilisation of a full-face TBM be contemplated.

With respect to the high strength of the rock (as determined, it may amount to 140 Mpa) and a deep overburden, rock burst may occur which may threaten the work safety.

Adits at both portals have been proposed as another investigation work. They will verify the exacting engineering and geological conditions and the conditions of excavation of the tunnel proper in more detailed manner.

Quasihomogeneous complexes and classification by the NATM and ÖNORM B 2203 technological classes, the Panenská tunnel, double-lane tunnel

Table 2

Section No.	Chainage	Brief description of the rock	NATM class	ÖNORM B 2203
1	92,140 to 92,260	Little weathered to slightly weathered; heavily weathered orthogneiss at crown, tectonically disturbed, with shallow rocky overburden	50% cl. 4 50% cl. 3	B3, C2 B1, B2
2	92,260 to 93,185	Sound orthogneiss, little fractured to massive	40% cl. 4 60% cl. 2	B1, B2 A2
3	93,185 to 93,450	Sound orthogneiss, fractured, tectonically disturbed	10% cl. 4 65% cl. 3 25% cl. 2	B3, C2 B1, B2 A2
4	93,450 to 93,835	Sound orthogneiss, fractured	40% cl. 4 60% cl. 2	B1, B2 A2
5	93,835 to 93,950	Sound, slightly weathered orthogneiss fractured	30% cl. 4 70% cl. 3	B3, C2 B1, B2
6	93,950 to 94,175	Heavily weathered to slightly weathered orthogneiss, tectonically disturbed, development of faulted zones	50% cl. 4 50% cl. 3	B3, C2 B1, B2

The NATM technological classes

Table 3

NATM technological class	2
<u>Excavation conditions</u>	
standing capability of the rock	2 days - 2 weeks
the length of unsupported part of excavation:	partial limitation of the excavation stability only (> 2.5 m)
creation of overbreaks:	sporadic (safe working threatened only)
<u>Securing of the excavation and temporary support</u>	
temporary support:	anchoring at the roof (calotte) sprayed concrete 5 - 10 cm
sequencing of the cross section:	horizontal for the tunnels clearance over 7 m
working safety:	provided by the temporary support

NATM technological class	3
<u>Excavation conditions</u>	
standing capability of the rock	worsened
the length of unsupported part of excavation:	2 hours - 2 days
creation of overbreaks:	1.5 - 2.5 m
creation of overbreaks:	frequent
<u>Securing of the excavation and temporary support</u>	
temporary support:	sprayed concrete, anchors, steel mesh
sequencing of the cross section:	horizontal for the tunnels clearance over 7 m
working safety:	provided by the temporary support

NATM technological class	4
<u>Excavation conditions</u>	
standing capability of the rock	unfavourable
the length of unsupported part of excavation:	< 2 hours
creation of overbreaks:	1.5 - 2.5 m
creation of overbreaks:	very frequent in cohesionless rocks, otherwise yielding
<u>Securing of the excavation and temporary support</u>	
temporary support:	a bearing ring from shotcrete, anchors and frames, the face support by shotcrete
sequencing of the cross section:	horizontal
working safety:	securing of an unsupported part of the excavation as fast as possible

KONTROLA KVALITY TUNELOVÉHO OSTĚNÍ NEDESTRUKTIVNÍMI ZKUŠEBNÍMI METODAMI

INSPECTION OF THE TUNNEL LINING'S QUALITY BY NON-DESTRUCTIVE TRIAL METHODS

ING. FRANTIŠEK ŘEHOŘ, METROSTAV A.S.

ÚVOD

Tento článek pojednává o původu závad izolací tunelů, tak jak bylo prezentováno na prosincovém sympoziu STUVA v roce 1997 a na to navazujících zkušenostech s výstavbou podzemních děl prováděných a.s. Metrostav. Většina vyskytujících se závad je převážně způsobena dále uvedenými důvody.

PREFACE

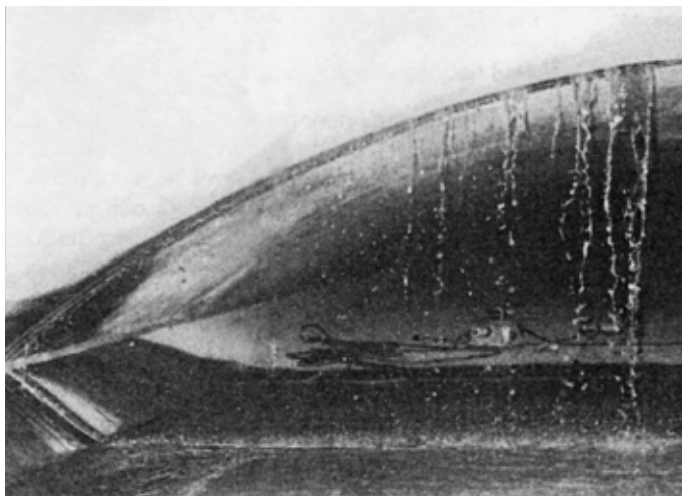
This article deals with origins of the defects of the tunnel insulation, as it was presented on December STUVA symposium in 1997 and out of this arising experiences with underground works, realized by Metrostav a.s. Majority of occurring defects is largely caused by further mentioned reasons.

INTRODUCTION TO THE PROBLEM

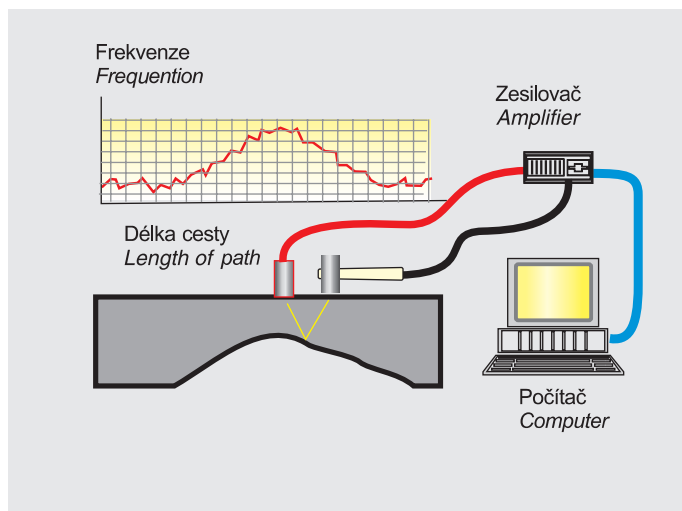
In the past, it has not always been managed to realize tunnel constructions without additional, often very expensive, insulation solution, which would bring them to a satisfactory condition for the owner. Tectonically conditioned additional measures by tunnel tubes, insulated by membranes, are problematic and the result usually comes only after more trials. Therefore, it is in the realizing companies' interest, if the potential problematic spots are known before draining of the accumulated water and if they can be transformed to dry condition, with minimization of expenses and removal of defects.

Until now it has been understood, that leaks origin due to defective joints, leaks caused when the reinforcement of the lining is being fixed, and by similar activities. Therefore, a special attention to the even surface of shotconcrete, welding and the handover of the insulation after installation of reinforcement has been rightfully devoted. Spread of the signal layer, protective membrane in the places of joints, during extreme pressures utilization of double plastic membranes allowing testing and grouting are a result of qualitative thinking, implementing until now imaginary causes into realization. To ensure an area load transfer on internal lining, a grouting of the cavity above the lining crown (meniscus) is elaborated mostly after several weeks. This also serves to fill in smaller cavities, which even under the condition of liquid concrete can not be perfectly sealed off. This work step is concerning preservation of the membrane fully reasonable, however, it is unable to check, whether especially at the vault crown the filling has been achieved.

During the insulation works on tunnel in Baden-Wirtemberg, a reduced thickness in the upper part of the vault, while elaborating sealing bores, was revealed. Thickness of the concrete vault was mere 12 cm. It was not known, whether it was dealt with



Obr. 1 Fig. 1
Výron vody spárou mezi bloky
Leaking joint between blocks



Obr. 2,3 Fig. 2,3
Princip měření Impuls - echo - metodou
Principle of measurement by the Impulse - Echo Method

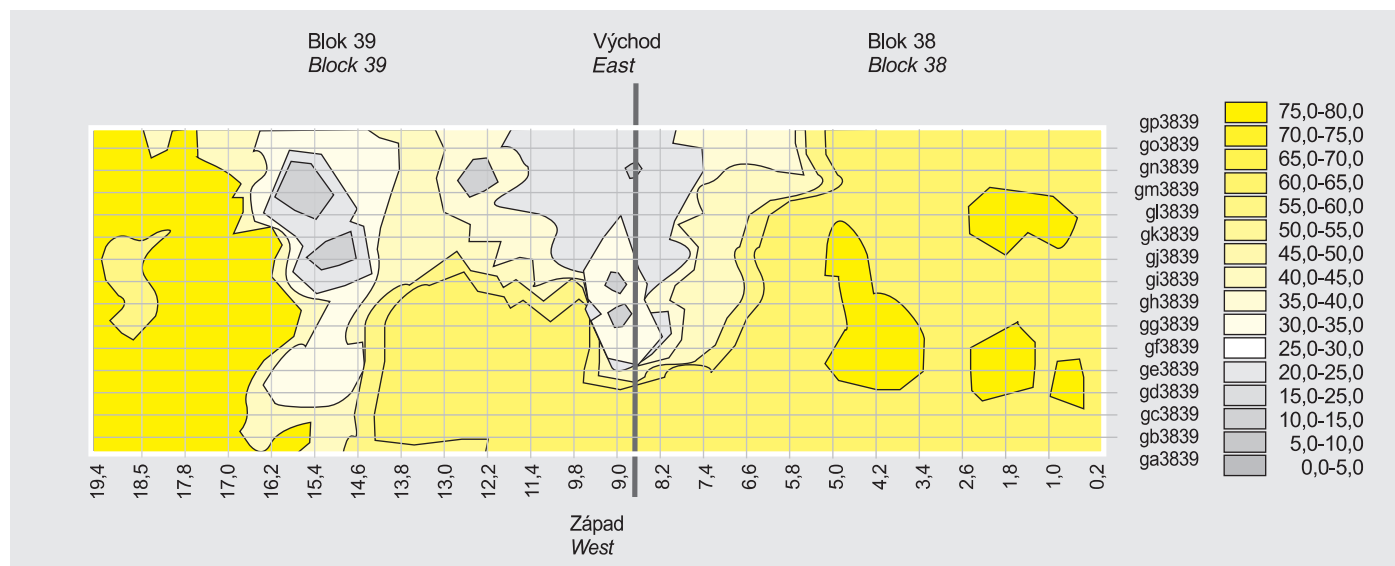
UVEDENÍ DO PROBLÉMU

V minulosti se ne vždy podařilo, realizovat tunelové stavby bez dodatečných, mnohdy velmi nákladných řešení izolací, které je uvedly do přijatelného stavu pro zadavatele prací. Konstruktivně podmíněná dodatečná opatření při tunelových rourách těsněných foliemi jsou problematická a výsledek se dostává většinou teprve po více pokusech. Proto je v zájmu prováděcích podniků, když před vypuštěním zadržené vody jsou známa potenciální problémová místa a mohou být uvedena do suchého stavu, při minimalizaci nákladů na odstranění chyb.

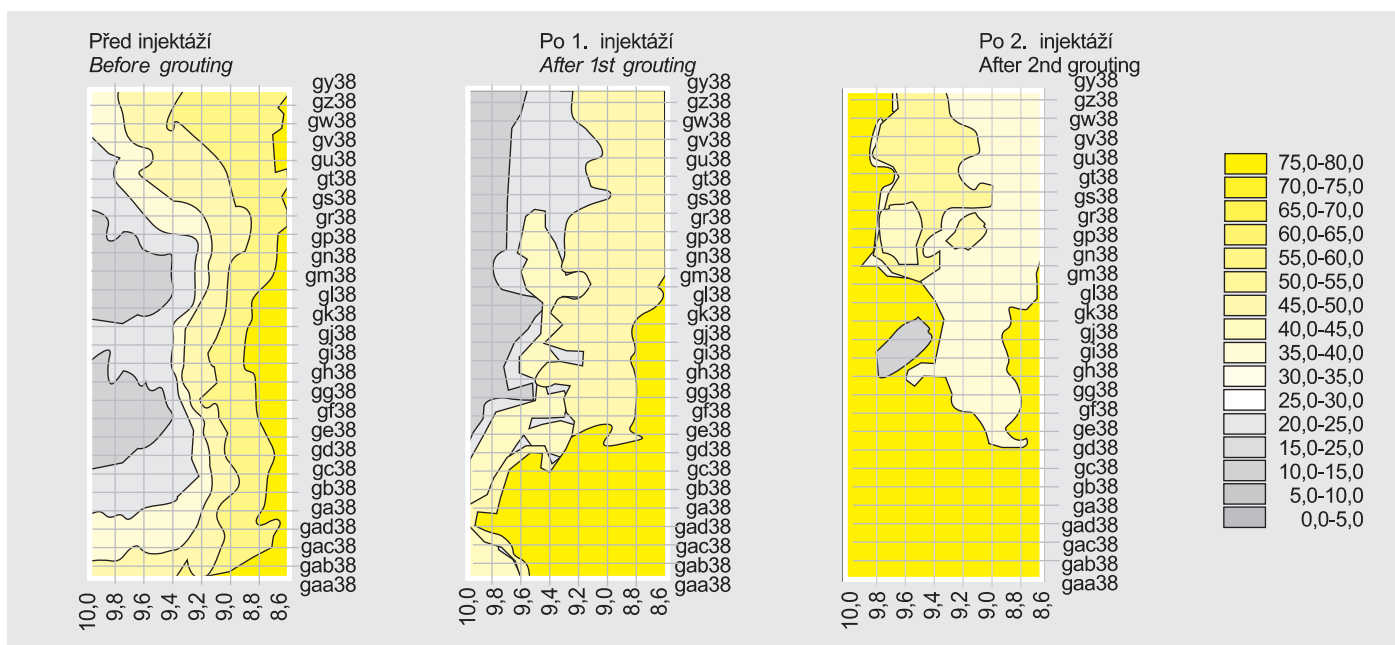
Doposud se mělo za to, že netěsnosti vznikají chybnými svary, trhlinami způsobenými při armování ozezdívky a podobnými činnostmi. Proto byla oprávněně věnována zvláštní pozornost stříkaného betonu, svařování a přejímce izolace po provedení armatury. Nanášení signální vrstvy, ochranné

a single case or a systematically conditioned problem, whose outcome is generally leaking blocks. The tunnel has an insulation of one layer of HDPE-membrane along the whole circumference. An inflow of 0,51 l/s was ascertained, and was taken away by hoses. Not to restrict the operation, the water was taken away into the axial drain. Naturally, it was not possible to reveal all the leaks, under the influence of the thickness of the lining, by boring, also with regards to the operation and possibility of damage done to the membrane. It was decided by the site management to use new methods for this case, and thus those developed and put into operation by firm Bifinger & Berger. The task was a non-destructive wide-area ascertainment of the lining thickness in the vault crown. Considering the fact, that the tunnel had intermediate floor for air-conditioning, the measurement could have been done with uninterrupted operation.

At another tunnel construction, where double insulation was being elaborated, has a damage immediately following a rise of the water pressure occurred almost



Obr 4 Fig. 4
Tloušťka ostění dvou bloků v přístroji
Lining thickness of two blocks in a device



Obr. 5 Fig. 5
Tloušťka ostění v místě závady z obrázku č. 4
Lining thickness in place of defect shown in picture No 4

fólie v místě spár, při extrémních tlacích použití dvojitých umělohmotných fólií, umožňující zkoušky a injektování, jsou důsledkem kvalitativního myšlení, zavádějícího doposud domnělé příčiny do provádění. Pro zajištění plošného přenášení zatížení na vnitřní obezdívku se provádí, nejvíce po několika týdnech, injektáž dutiny nad stropem obezdívky (menisku). Tato slouží rovněž k vyplnění malých dutin, které i při tekutosti betonu nemohou být dokonale uzavřeny. Tento pracovní krok je s ohledem na zajištění folie zcela zdůvodněný, avšak není možné kontrolovat zda bylo zvláště ve stropu klenby dosaženo vyplnění.

V průběhu izolačních prací na tunelu v Badensku-Wirtembersku byla zjištěna menší tloušťka v horní části klenby při vrtání těsnících vrtů. Tloušťka betonové klenby byla pouze 12 cm. Nebylo známo, jestli se jedná o jeden případ nebo systémové podmíněný problém, jehož výsledkem je několik celkově netěsných bloků. Tunel má izolaci celého obvodu z jedné vrstvy HDPE-Folie. Byl zjištěn přítok 0,5 l/sec, který byl odváděn hadicemi. Aby nebyl omezován provoz, byla voda odvedena hadicemi do podélného odvodnění. Nebylo přirozeně možné zjistit všechny netěsnosti vlivem tloušťky obezdívky vrtáním s ohledem na provoz a na možnost poškození folie. Bylo rozhodnuto vedením stavby, použít pro tento případ nové metody, kterou vyvinula a uvedla do praxe firma Bifinger+ Berger. Úkolem bylo plošné a nedestruktivní zjištění tloušťky obezdívky ve stropě klenby. Vzhledem k tomu, že tunel měl mezistrop pro větrání, mohlo být měření prováděno při nepřerušném provozu.

Téměř současně na stavbě dalšího tunelu, kde byla prováděna dvojitá izolace došlo k poškozením bezprostředně po vzrůstu tlaku vody. Také na tomto tunelu se z mezistropu zjišťovala tloušťka klenby. Oba tunely měly tloušťku klenby 40 cm v rozsahu evidovaných závad místo 50 cm. Následky uvedených závad jsou zřejmé z obrázku 1. Spárami mezi bloky vytékalo do tunelu množství cca 1 l/sec. Klenby před a za spárou byly na pohled zcela v pořádku, takže neurčovaly v žádném případě místa poškození.

MĚŘÍCÍ METODA

Využita byla Impuls-Echo metoda. Metoda je založena na šíření zvukových vln tělesem, které se odráží na rozhraní fází. Z hlavního vlnění odraženého signálu může být vypočítána tloušťka průběžného řezu kterým prochází vlnění. Princip měření touto metodou je znázorněn a popsán na obrázku 2. Vytvořené vlny úderem kladiva propustují betonem a odráží se na rozhraní beton-vzduch, beton-voda nebo beton-folie. Odražené spektrum je zaznamenáno speciálním urychlovacím snímačem a předáno přes zesilovač do počítače. Vyhodnocení a určení frekvenčního spektra včetně grafického zobrazení tloušťky proběhne pro tento účel vypracovaným výpočetním programem.

Souvislost mezi hlavní frekvencí a tloušťkou je dána rychlostí šíření zvuku v betonu :

$$d = v_{sg} / 2 f_{IE}$$

kde d = tloušťka betonu

f_{IE} = hlavní frekvence z Impuls-echo měření

v_{sg} = rychlost zvuku v betonu

Před provedením měření se na povrchu betonu vyznačí síť bodů ve vzdálenostech 40 cm.

Nad mezistropem prvního tunelu byl počet bodů 500 na jeden blok. Tato síť je dostatečně vypovídající o průběhu tloušťky v profilu. Provádění měření s jedním přístrojem, kde je v kladivu zabudován snímač, ukazuje obrázek 3. Kontaktní prostředek pro snímač je jedine nutný v případě velmi hrubého povrchu betonu, když měření trvá jenom málo sekund. Pro tlusté stavební části cca přes 70 cm je potřebná modifikovaná měřicí technika, která ovšem vyžaduje delší dobu měření. Pokud se najdou vadná místa, musí se provést dodatečné měření v jejich rozsahu v hustší síti v rastru po 10 cm.

Pro vyhodnocení musí být potřebná míra zkušeností. Každé frekvenční spektrum každého měření se musí při vyhodnocení přesně analyzovat, protože forma signálů může být tak mnohotvárná, má fyzikální zdůvodnění a s čistě matematickým případně automatickým vyhodnocením nemusí vést nutně k správným výsledkům. Zjištěné tloušťky všech měřených bodů jsou vykresleny v profilech s přiřazenými barvami určitým tloušťkovým rozsahům (z důvodu tisku jsou zde pouze v šedivých tónech).

VÝSLEDKY MĚŘENÍ

Na obrázku 4 je příklad výsledků vyhodnocení dvou kleneb představující průběh ve stropu klenby. Označená síť představuje rastr 40 cm. Rozsah tloušťek kterým jsou přiřazeny šedivé tóny je uveden v legendě. Nejdrív byl betonován

simultaneously. Thickness of the vault was being ascertained from the intermediate floor at this tunnel as well. Both tunnels had the vault thickness of 40 cm in the area of filed defects instead of 50 cm. Consequences of presented defects are obvious from the picture 1. The amount of app. 1 l/s was flowing out through the joints between the blocks into the tunnel. The vaults in front and behind the joint were absolutely all right by sight, so not in any case they determined the places of damage.

THE METHOD OF MEASUREMENT

An Impulse-Echo method was used. The method is based on solid's diffusion of sonic waves, which reflect themselves on the interface of phases. Thickness of the running section, through which the sinusoid goes, can be calculated from the main sinusoid of the reflected signal. The principle of this measurement is illustrated and described on picture 2. Waves, created by hammer strokes, go through the concrete and reflect on the interface concrete-air, concrete-water or concrete-membrane. Reflected spectrum is taken down by a specialized accelerating scanner and transmitted through an amplifier to the computer. Evaluation and determination of the frequency spectrum, including graphic image of the thickness, proceeds by for this purpose created computer program.

The formula between the main frequency and the thickness is determined by the speed of sonic diffusion in concrete:

$$d = v_{sg} / 2 f_{IE}$$

If: d = concrete thickness

f_{IE} = main frequency from the Impulse-Echo measurement

v_{sg} = speed of sonic diffusion in concrete

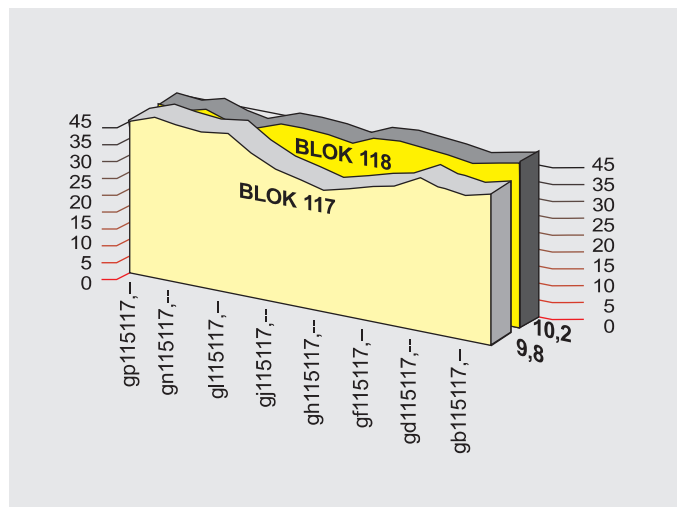
A network of dots in the distance of 40 cm is marked on the concrete surface before the elaboration of the measurement.

Above the intermediate floor of the first tunnel it was amount of 500 dots per block. This network sufficiently testifies about the course of thickness in the profile. Elaboration of the measurement using one device, with a scanner built in the hammer, as shown on picture 3. The contact tool for the scanner is needed only in case of very rough concrete surface, when the measurement lasts for only a few seconds. For thick construction parts, app. over 70 cm, a modified measuring engineering is needed, which on the other hand requires longer period of measurement. If some defective places are found, an additional measurement in their extent, in denser network in raster by 10 cm has to be elaborated.

A requisite level of experience is essential for the evaluation. During the evaluation, each frequency spectrum of each measurement has to be precisely analyzed, because the shape of the signals can be so multiform, it has physical warrant and with only mathematical or automatic evaluation it does not necessarily have to lead towards the correct results. Ascertained thickness at all measured dots are depicted in profiles with designated colors to certain thickness ranges (from the printing reasons they are here only in the shades of gray).

RESULTS OF THE MEASUREMENTS

An example of the evaluation results of two vaults, representing the course in the vault crown, is shown on picture 4. Indicated network represents raster 40 cm. Range of the thickness, to which the gray shades are designated, is to be found in the



Obr. 6 Fig. 6
Dislokace ve spáře mezi sousedními bloky
Dislocation in the joint between neighbouring blocks

blok 39 a potom blok 38, to znamená že postup betonáže byl z leva do prava. Zatím co předepsaná tloušťka ostění 40 cm byla v bloku 39 dosažena, ukazuje se že v rozsahu spáry mezi bloky v bloku 38 je místo s pouze tloušťkou cca 20 cm. V obrázku 1 ukázaný průval vody vznikl ve spáře mezi bloky 38 a 39. Tím byla nalezena příčina škody. Tlakem vody byla izolační fólie vtlačena do výztuže a perforována. K tomu přistoupilo to, že mezi bloky 38 a 39 vzniklo zapuštění více jak 20 cm a fólie byla přes tuto hranu tažena a tím vzniklo místní značné roztažení, které též mohlo vést k poškození.

Aby mohla být zahájena systematická injektáž, bylo provedeno v rozsahu závady další měření v síti po 10 cm. Výsledek tohoto dodatečného měření ukazuje dílčí obrázek vlevo v obrázku 5. Zřetelně jsou dva hloubkové body na bezprostředně po betonáži neviditelné spáře. Tyto velmi detailní informace byly podstatné pro další kroky při opravě. Bylo dosaženo, že vrtání pro injektáž cementovou suspensí mohlo být prováděno na potřebných místech, přičemž hloubkové údaje z nedestrukčního měření velmi pomáhaly při vrtání aby nebyla fólie poškozena. Několik dní po injektáži následovalo další měření jehož výsledky jsou zobrazeny na středním dílčím obrázku v obrázku 5. Zřetelně jsou znát zlepšení stupně vyplnění, přičemž jsou zjištěny menší dutiny které vznikly pravděpodobně vlivem silného proudění vody. Právě po první injektáži byla zaznamenána zřetelná redukce prosakujícího množství vody. Byla nasazena ještě jedno vrtání pro injektáž cementovou suspensí. Výsledky třetího měření několik dní po injektáži ukazuje uspokojivý stupeň vyplnění, jak je ukázáno na prvním dílčím obrázku v obrázku 5. Pronikání vody bylo odstraněno.

Malé tloušťky ostění s méně velkým vlivem na těsnost tunelu mohly být zjištěny na různých jiných blocích. Tím se míni zmenšení tloušťky do 5 cm. Zpravidla jsou taková místa, která jsou většinou velkoplošná, méně kritická pro fólii, když neleží zplna na vnější výztuži. Tato zmenšení tloušťky jsou způsobena snížením profilu obezdívky stříkaného betonu nebo zvětšením světlého profilu. V obou případech není již korekce možná.

Podstatně problematičtější je pokles v rozsahu spar mezi bloky. Ačkoliv je síla obezdívky na všech místech dodržena, může k tomu přistoupit zvýšený profil stříkaného betonu, takže dříve betonovaný blok má větší tloušťku nežli následující blok. Tyto spárové dislokace mohou mít rozdíl až 10 cm. Vodní tlak napíná fólii přes tímto vzniklou hranu s následkem místního velkého protažení fólie. Takovou spárovou dislokaci představuje obrázek 6. Je zde znázorněna poslední řada starého bloku 118 a první řada přibetonovaného bloku 117. Dostí přesně je zde ukázán pokles ve spáře více než 10 cm. I když těsnící fólie není ještě porušena není vyloučena možnost podmiňného poškození po delší době. Proto tedy byla tato zóna odstraněna jílocementovou injektáží a výsledek tohoto opatření potvrzen dodatečným měřením. V tomto případě však nebyl použit ve spáře těsnící pás (Fugenband), což zhoršuje situaci ve vztahu k porušení fólie.

SHRNUTÍ A ZÁVĚRY

Impuls-Echo metodou je k dispozici postup, který umožňuje nedestruktivně zjistit potenční místa poškození v tunelové klenbě. Postup vyžaduje velmi mnoho zkušeností. Firma Bilfinger+ Berger má nyní proměřeno více jak 100000 míst, přičemž v programu jsou tloušťky obezdívek od 30 do 130 cm. Vypovídací přesnost je 3 %, přičemž předběžné informace na př. cejchování v oknech bedního vozu, kterým se určí před betonáží rozměry, nebo na zkušebních kostkách, jsou nutné pro docílení této přesnosti. Na optimalizaci přístrojů se bude nadále ještě pracovat, aby se přesnost ještě zvětšila. Během měření bylo vyjmuta cca 60 vrtných jader, které exaktně s malými výjimkami potvrdili výsledky měření.

Doposud zpracované projekty měly buď za cíl stanovení dodatečného zjištění potenčních vadných míst v betonové klenbě, odstranění vad a kontrolu a přezkoušení s ohledem na systematickou dle dříve popsanych druhů chyb. Touto metodou byli přezkoušeny namátkově tunely Gernsbach, Wattoptunnel, Saukopftunnel, Bürgerwaldtunnel, Tunnel A46 Olpe, Staufertunnel a Engelbergtunnel na základě smlouvy jak se stavebním podnikem tak se stavebníkem. Vedle kontroly nových tunelů může ovšem Impuls-Echo metoda dodat velmi podstatné informace o stavu starých tunelů k projektování jejich rekonstrukcí. Také úspěch injektáží při opravách může být přezkoušen s touto metodou nedestruktivně a plošně. Postup je spolehlivý a také vhodný pro drsný stavební provoz.

Závěrem bych se chtěl zmínit, že na stavbě pražského metra IV B a stejně tak na dalších menších akcích nebylo provedeno dobře dobetonování vrchlíku klenby a důsledně nebyla provedena injektáž menisku klenby, kde zvláště v případě vyztužených částí tunelů pak dochází k výše uvedeným poruchám izolačního systému.

legend. First, concrete was cast on the block 39, then on the block 38, which means that the progress of concrete casting went from left to right. While the requisite lining thickness 40 cm has been in block 39 achieved, it has been revealed, that within the extent of joint between the blocks in block 38 there is a place with mere thickness of 20 cm. A water outflow, illustrated in picture 1, originated in the joint between the blocks 38 and 39. Thus was the cause of the damage discovered. By the water pressure was the insulation membrane forced into the reinforcement and perforated. In addition, a settlement of more than 20 cm arose between the blocks 38 and 39 and the membrane was dragged over this edge and thus a significant local expansion developed, which could have lead to a damage as well.

To allow the systematic grouting to start, further measurement within the defective area in the network by 10 cm was elaborated. A result of this additional measurement is shown by a minor picture, to the left in picture 5. Two depth dots are significantly perceptible on an invisible joint, immediately after concrete casting. This very detailed information was fundamental for further steps of the reconstruction. It was achieved, that the boring for grouting by cement suspension could be elaborated at the needed spots, while the depth data from the non-destructive measurement was greatly helping during the boring, so that the membrane was not damaged. Several days after the grouting, more measurements, whose results are depicted on the middle minor picture in picture 5, followed. Improvements of the scope of filling are significantly remarkable, while small cavities, which probably arose under the influence of strong water flow, are ascertained. Immediately after the first grouting, a significant reduction in the amount of leaking water was recorded. One more boring for grouting by cement suspension was performed. Results of the third measurement several days after the grouting shows satisfactory level of filling, as shown in first minor picture in picture 5. The water penetration was removed.

Small lining thickness with less impact on the tunnel sealing could have been ascertained on various other blocks. As such, a thickness diminution of up to 5 cm is meant. These are usually places of large area, less critical for the membrane, unless they fully lie on the outer reinforcement. These thickness diminutions are caused by reduction of the lining profile of the shotcrete or by expansion of the net tunnel section. In both cases, a correction is no more possible.

A thickness reduction between the joints between the blocks is much more problematic. Although the lining thickness is kept in all places, extended thickness of the shotcrete can come up, so that previously concreted block has a larger thickness than the following one. These joint dislocations can have up to 10 cm differences. A water pressure stretches the membrane over so developed edge, with the consequence of local membrane expansion. Such joint dislocation is shown on picture 6. The 119 block, the last one in the sequence of previously concreted blocks, is depicted here, as well as the newly attached 117 block. A drop in the thickness of the shotcrete exceeding 10 cm at the joint is illustrated very precisely. Although the sealing membrane was not yet damaged, a future possibility of a conditioned damage is not eliminated. Therefore, this zone was removed by a clay-cement grouting and result of this measurement confirmed by an additional measurement. In this case, however, a water bar (Fugenband) in the joint was not used, what worsens the situation in relation to the membrane defect.

EVALUATION AND CONCLUSIONS

Impulse-Echo method offers a procedure, which enables non-destructive ascertainment of potential places of damage within the tunnel vault. The procedure requires very much experience. The firm Bilfinger+ Berger has until now measured over 100000 spots, while measurement of the lining thickness of 30 to 130 cm is in the program. The predicative accuracy is 3%, while preliminary information - for example by calibration in openings in the tunnel form traveler, by which the dimensions are determined before concrete casting or those on sample cubes - is crucial to achieve such accuracy. It still has to be worked on the optimization of the devices, so that the accuracy even increases. During the measurement, app. 60 core samples were taken out, which precisely with minor exceptions confirmed the measurement results.

Already elaborated designs have had their goal in determination of an additional ascertainment of the potential defective places within the tunnel vault, removal of the defects and supervision and verification with regards to the system according to previously described defect types. Tunnels Gernsbach, Wattoptunnel, Saukopftunnel, Bürgerwaldtunnel, A 46 Olpe tunnel, Staufertunnel and Engelbergtunnel have been, on the grounds of contract both with the construction contractor and the owner, haphazardly verified using this method. Nevertheless, beside a supervision of new tunnels, the Impulse-Echo method can also submit significant information about the condition of old tunnels for designing of their reconstruction. In addition, a success of repairs by grouting can be verified, using this non-destructive and wide-area method. The procedure is reliable and suitable for a rough constructional operation as well.

To conclude, I would like to mention that, during the IV B line of the Prague subway construction as well as during other minor activities, the concrete casting of the vault crown and additional grouting of the vault meniscus was not performed well, where, especially in case of reinforced tunnel parts, the above mentioned defects of a tunnel insulation occur.

PARKOVACIE A OBCHODNÉ CENTRUM V PODZEMÍ NÁMESTIA SNP V BRATISLAVE

UNDERGROUND PARKING AND SHOPPING CENTRE IN THE SNP SQUARE IN BRATISLAVA

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, TERRAPROJEKT A.S., BRATISLAVA

ÚVOD

Projekty výstavby v podzemí rovnako ako iné veľké infraštruktúrne projekty je možné rozdeliť z hľadiska charakteru investície do dvoch skupín. V prvej skupine ide o verejnosprospešné investície financované z verejných zdrojov, pri ktorých je otázka návratnosti vložených prostriedkov skôr podružná, vzhľadom na to, že neprinášajú priame merateľné výnosy. Príkladom takýchto investícií môže byť výstavba tunelov na diaľniciach, pokiaľ sa nepredpokladá spoplatnenie prejazdu. Druhú skupinu tvoria investície čisto komerčného rázu, ktorých cieľom je zisk a podstatným parametrom je návratnosť vložených prostriedkov. Príkladom môže byť napríklad Eurotunel vybudovaný a prevádzkovaný v zmysle koncepcie "BOT" (build - operate - transfer), ktorá predpokladá po určitej dobe prevádzky, spravidla dostatočnej pre navrátenie vložených prostriedkov aj s príslušným ziskom, preverenie práv subjektu, vydávajúcemu koncesiu.

Projekt výstavby obchodného a parkovacieho centra pod centrálnym bratislavským námestím SNP je pripravovaný v prvom rade ako komerčný zámer, pričom zároveň ide aj o plnenie niektorých verejno-prospešných funkcií. Vzhľadom na komerčný charakter pripravovaného zámeru bolo potrebné vykonať komplexné podnikateľské zhodnotenie realizovateľnosti projektu, včítane stanovenia parametrov ekonomickej efektívnosti.

PROJEKT VÝSTAVBY V PODZEMÍ NÁMESTIA SNP

Hlavné mesto Slovenskej republiky Bratislava sa borí v poslednom desaťročí s podobnými problémami ako väčšina metropol bývalého východoeurópskeho bloku. Jedným z najviditeľnejších problémov je stav dopravnej infraštruktúry, prejavujúci sa nedostatočnou kapacitou komunikačného systému a zároveň nezmyselným vedením dopravy v tesnej blízkosti historických centier, resp. priamo cez tieto centrá. Akútny nedostatok parkovacích možností v centrálnych mestských zónach je sprievodným znakom tohto stavu a potreba jeho riešenia je dlhodobou súčasťou agendy mestských inštitúcií rovnako v Bratislave ako i v Prahe.

V Bratislave sú problémy so statickou dopravou (parkovaním) v centre dlhodobým javom so zjavne negatívnou tendenciou. Deficit verejnosti dostupných parkovacích miest v centre zostáva značný, čomu prispieva veľké množstvo dlhodobu prenájatých parkovacích boxov v uliciach centra. V poslednom čase bola do prevádzky uvedená len podzemná parkinggaráž Alexia s kapacitou, pričom pokračuje výstavba parkovacích garáží na Hviezdoslavovom námestí a na Uršulínskej ulici. Väčšina ďalších, niekoľko rokov pripravovaných parkovacích garáží zostáva zatiaľ iba na papieri a rastúci počet áut zhoršuje situáciu každým dňom. Ďalším boľavým miestom dopravnej infraštruktúry v meste je absentujúci nosný dopravný systém. Príprava výstavby ľahkého metra síce pokročila vo forme ďalšej verzie projektovej dokumentácie, zatiaľ však bez výsledku v podobe vydaného územného rozhodnutia či stavebného povolenia. Kľúčovými zostávajú otázky financovania, ktoré sú dôvodom na odkladanie začiatku výstavby na neurčito.

Výstavba dopravných zariadení v podzemí je zvyčajne veľmi nákladná a preto investori hľadajú možnosti ďalšieho využitia priestorov a ďalších možných príjmov. V miestach kontaktu podzemnej dráhy s povrchom, ktorými sú nástupné a výstupné stanice, bývajú v podzemí umiestnené obchodné zariadenia využívajúce veľkú koncentráciu cestujúcich. Vzhľadom na úroveň cien nehnuteľností v absolútnych centrách veľkých miest môže byť i nákladná podzemná výstavba výhodnou podnikateľskou príležitosťou. Tam, kde sa kumulujú všetky uvedené faktory, vznikajú podzemné spoločenské centrá s obchodnými, reštauračnými a kultúrnymi zariadeniami, často priamo napojené na stanicu podzemnej dráhy, prípadne na parkovacie garáže. Typickými príkladmi podobných centier sú Le Forum des Halles v Paríži s kinom, galériou a plavárňou alebo na opačnom konci Európy luxusný obchodný komplex Ochotnyj Riad pod Manéžnym námestím v Moskve.

Práve výstavba veľkokapacitných parkovacích garáží spolu s možnosťou napojenia podzemných priestorov na plánovanú stanicu metra Kamenné námestie bola hlavným

INTRODUCTION

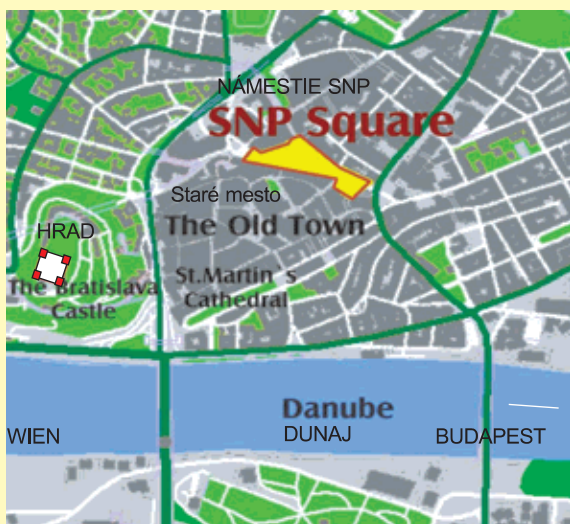
Construction projects in underground, as well as other big infrastructure projects may be divided with respect to the investment character into two groups. In the first group there are public useful investments funded from public sources, at which the question of returnability of invested financial means is of a secondary importance with respect to the fact that they do not produce direct measurable contributions. As an example of such investments may be constructions of tunnels on motorways in case that passage fees are not supposed. The second group is represented by investments of a business character, the aim of which resides in profit, and their essential parameter is a returnability of invested financial means. As an example there may serve e.g. the Euro-tunnel constructed and operated in the sense of „BOT“ (build - operate - transfer) conception, it is supposed that after a certain period of operation, usually sufficient for returning invested means with a certain profit, the rights will be transferred to the legal person issuing the licence.

The construction project of a shopping centre and parking one under the central SNP Square is being prepared in the first place as a business project, but at the same time it concerns a fulfilment of public useful functions too. With respect to the business character of the project being prepared, it was needed to perform a complete entrepreneurial evaluation of the feasibility of the project inclusive laying down of parameters of the economic efficiency.

CONSTRUCTION PROJECT IN UNDERGROUND OF THE SNP SQUARE

The capital of the Slovak Republic, Bratislava, has analogous problems, within the last ten years, as the majority of metropolises of East-European states. One of the most obvious problems resides in the situation in the transport microstructure, represented both by an insufficient capacity of the communication system and simultaneously by an absurd location of the transport just nearby historical centres, resp. directly in and through said centres. An actual absence of parking possibilities in central city zones in an obvious feature of said situation, and the need of solution is a long-term problem of municipal authorities both in Bratislava and Prague.

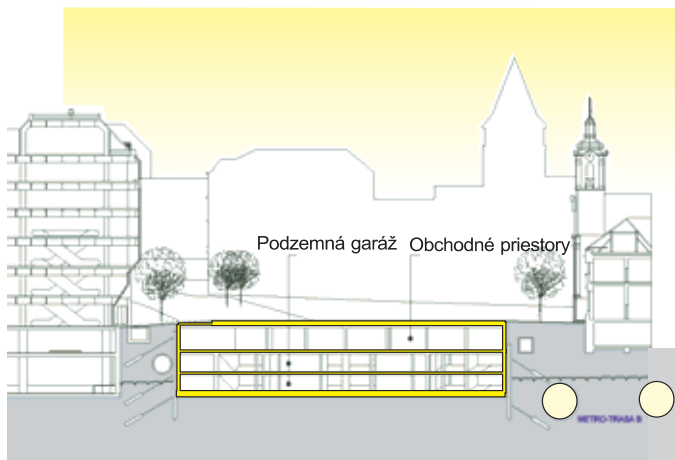
Parking in the centre of Bratislava represent long-term problems with an obviously negative trend. The absence of parking places accessible for the public is evident, and more over, this situation is worsened by parking places in streets of the city leased for a long time. In the last years only the underground parking garage Alexia was set into operation, and there goes on the construction of garages on the Hviezdoslav Square and in Uršulínska Street. The majority of further parking garages, prepared for several years, stays only on paper and the increasing number of cars worsen the situation every day. Another problem of the transport infrastructure in the city is the absence of a reliable transport system. It is true that construction preparations of a light tube railway went on in the form of a further version of the contract documents, but for the time being without the result in the form of a territorial decision or construction permit. The question of funding remains to be a key problem and causes postponing of the construction beginning till an indefinite date. A construction of transport facilities in the underground is usually very expensive and that is why investors try to find



Obr. 1 Fig. 1
Situovanie Námestia SNP v centre Bratislavy
Situation of the SNP Square in the centre of Bratislava



Obr. 2 Fig. 2
Pôdorys prvého podzemného podlažia obchodného a parkovacieho centra
Ground-plan of the first basement of the shopping centre and parking one



Obr. 3 Fig. 3
Rez východnou časťou námestia s vyznačením tunelov metra
Section of the eastern part of the square with marking out tunnels of the tube railway

possibilities of further utilization of spaces and of further possibilities of incomes. In places of a contact of the underground railway with the ground level, which are represented by departure stations and exit ones, there used to be situated underground business facilities utilizing a considerable concentration of passengers. With respect to prices of real estates in the very centres of big towns, even an expensive underground construction may be an advantageous entrepreneurial occasion. Where all mentioned factors are accumulated, there arise underground social centres with business facilities, restaurant and cultural ones, often directly connected to the station of the underground railway, possibly to parking garages. As typical examples of analogous centres there may serve Le Forum des Halles in Paris with a cinema, art gallery and swimming bath, and at the other end of Europe a luxury business complex Ochotnyj Riad under Manežnaja Square in Moscow.

Just the construction of parking garages of a big capacity, together with the possibility to connect underground spaces to a planned underground railway station Kamenné námestie was the main motive for the project of utilization of the underground space of the SNP Square. The initiator of the project named Revitalizing of the SNP Square is the city part Old Town, where this central square of Bratislava takes place. The SNP Square is situated on the place where the contact to the walking zone of Old Town exists and where many bank institutions and department stores take place (Fig. 1). At present, motor vehicle transport and tram one are situated at the surface of this square and many parking lots too. A general impression which makes the square on a visitor of the city, is not the best one, and in an absurd situation which is presented as a joke, a foreign visitor standing directly on the square asks where the city centre takes place.

The revitalizing project should result, besides an intensive utilization of the underground space, in a qualitative change of the square ground level solution with the absence of the majority of transport and in keeping the reverent character of this place with its meeting function. Within the revitalizing project preparation, in the years 1997 and 1998 there were elaborated many documents particularly a transport and town-planning study of the construction, and also a town-planning and architectural solution of the square ground level. Besides the mentioned documentation there was made, in this locality, a detailed engineering-geological and hydro-geological investigation, inclusive modeling of ground water flowing and influence of the underground construction upon said flowing.

The architectural and space arrangement solution under the transport and town-planning study comprised the construction of underground parking spaces under the adjacent Hurban Square and in the western part of the SNP Square, and underground commercial and social facilities in the eastern part of the SNP Square. All parts have been projected as mutually interconnected, and business spaces in the lower part of the square were to be connected to the prepared underground railway station Kamenné Square. The characteristic elements of the solution were three ten-sublevel parking areas with a circular cross-section provided with an automatic parking system. Said parking lots, together with parking spaces situated on two sublevels of the western part of the SNP Square

motívom pre zámer využitia podzemia Námestia SNP. Iniciátorom projektu pod názvom Revitalizácia Námestia SNP je mestská časť Staré Mesto, na území ktorej toto centrálné bratislavské námestie leží. Námestie SNP je situované na kontakte s pešou zónou Starého Mesta a je sídlom viacerých bankových inštitúcií a obchodných domov (obr.1). V súčasnosti je povrchom námestia vedená automobilová doprava a električková trať a sú tu umiestnené tiež viaceré parkovacie plochy. Celkový dojem, ktorý námestie vyvoláva v návštevníkovi mesta nie je najlepší a v absurdnej situácii, ktorá sa traja ako vtíp, sa zahraničný turista stojaci priamo na námestí spytuje na centrum mesta.

Projekt revitalizácie má okrem intenzívneho využitia podzemia priniesť kvalitatívnu zmenu povrchového riešenia námestia s vylúčením prevažne väčšiny dopravy, s ponechaním zhromažďovacej funkcie a pietného charakteru miesta. V rámci prípravy zámeru Revitalizácie boli v rokoch 1997 a 1998 spracované viaceré dokumentácie, najmä dopravnú-urbanistickú štúdiu stavby a tiež urbanisticko-architektonické riešenie povrchu námestia. Okrem uvedených dokumentácií bol v lokalite vykonaný podrobný inžiniersko-geologický a hydrogeologický prieskum vrátane modelovania prúdenia podzemných vôd a vplyvu výstavby v podzemí na toto prúdenie.

Architektonické a dispozičné riešenie podľa dopravnú-urbanistickej štúdie zahŕňalo výstavbu podzemných parkovacích priestorov pod príľahlým Hurbanovým námestím a v západnej časti Námestia SNP a podzemných obchodných a spoločenských priestorov vo východnej časti Námestia SNP. Všetky časti boli navrhnuté ako navzájom prepojené, pričom obchodné priestory v dolnej časti námestia mali byť prepojené s pripravovanou stanicou metra Kamenné námestie. Charakteristickými prvkami riešenia boli tri desaťpodlažné podzemné parkovacie sily s kruhovým priezomom s automatickým parkovacím systémom. Tieto sily spolu s parkovacími priestormi v dvoch podzemných podlažiach v západnej časti Námestia SNP mali zabezpečovať celkovú kapacitu približne 1100 parkovacích miest. Obchodné a spoločenské priestory predstavovali výrazne menšiu časť funkčného využitia podzemných priestorov. Celkové investičné náklady projektu boli v cenovej úrovni roku 1998 odhadované na 2,6 miliardy slovenských korún.

ÚVODNÁ ŠTÚDIA REALIZOVATEĽNOSTI ZÁMERU

Mestská časť Staré Mesto ako iniciátor a nositeľ zámeru realisticky zhodnotila, že pre realizáciu tak náročnej investície pravdepodobne nebudú verejné finančné zdroje dostatočné. Pre ďalší postup prípravy investície mestská časť získala zmluvného konzultanta, medzinárodnú poradenskú firmu KPMG, v spolupráci s ktorým zabezpečovala podnikateľské posúdenie projektu. Začiatkom roku 1999 bola vypísaná obchodná súťaž na Úvodnú štúdiu realizovateľnosti zámeru - Pre Feasibility Study. Vo verejnej obchodnej súťaži uspelo združenie Terraprojekt, a.s. - M.E.S.A. IO., ktoré v priebehu roku 1999 Pre Feasibility Study spracovalo.

Cieľom Úvodnej štúdie bolo zhodnotiť realizovateľnosť projektu v existujúcom stavebno-technickom riešení a prípadne navrhnuť také úpravy, ktoré jeho realizovateľnosť vylepšia. Za týmto účelom boli súčasťou štúdie analýza technickej realizovateľnosti, marketingová a finančná analýza a analýza rizík. Prvá etapa práce štúdie zhodnotila existujúce riešenie a formulovala odporúčenia pre ďalší postup, s cieľom vylepšiť realizovateľnosť projektu, ktorého investičná návratnosť vychádzala na niekoľko desiatok rokov.

Odporúčenia prvej etapy boli formulované nasledovne:

- Zníženie celkového počtu parkovacích miest na úroveň 40 - 60% pôvodne navrhovanej kapacity
- Zväčšenie použitia automatického parkovacieho systému, resp. jeho nahradenia klasickým spôsobom parkovania
- Zväčšenie plochy obchodných priestorov a ich situovanie prednostne v prvom podzemnom podlaží

Dôvodom pre citované odporúčenia bolo niekoľko. Navrhovaná kapacita parkovacích priestorov by mohla mať za následok ich nízku využiteľnosť. Automatický parkovací systém inštalovaný v hlbokých silách je nákladovo veľmi náročný a prináša i nemalé prevádzkové riziká. Naopak obchodné priestory sú pre investora oveľa príťažlivejšie ako parkovacie miesta, nakoľko návratnosť investícií obchodných priestorov je podstatne vyššia ako návratnosť parkovacích miest. Pre formuláciu odporúčaní boli dôležitým podkladom aj posudky zahraničných expertov, ktorí hodnotili navrhované parkovacie zariadenia z pohľadu vlastných skúseností s prevádzkou parkovacích garáží vo Viedni, v Prahe a v Budapešti.

MODIFIKOVANÉ STAVEBNO-TECHNICKÉ RIEŠENIE

Závery a odporúčenia prvej etapy štúdie tvorili podklad pre modifikované stavebnotechnické riešenie, ktoré bolo spracované a zhodnotené v druhej etape prác štúdie. Modifikované riešenie je charakteristické redukováním parkovacích priestorov, ktoré sú koncentrované v jedinom parkovacom sile pod Hurbanovým námestím a v dvoch podzemných podlažiach (druhom a treťom) v západnej časti Námestia SNP. Parkovacie miesta budú využívané na dlhodobé i krátkodobé parkovanie. Pre lepšiu využiteľnosť parkovacích miest je v štúdiu navrhnutý prevádzkový systém "garage sharing", umožňujúci čiastočné využívanie momentálne voľných dlhodoboprenajatých miest pre krátkodobé parkovanie. Prípadná zmena automatického parkovacieho systému v sile za podzemné priestory s konvenčným parkovaním je v ďalších projektových štádiách možná. Vzhľadom na komplikovanosť a stiesnenosť pomerov medzi Hurbanovým námestím a Námestím SNP je však podmienená vylúčením

were to ensure the total capacity of about 1100 parking places. The commercial and social spaces represented a considerably smaller part of the functional utilization of underground spaces. Total investment costs for the project were estimated in the price level of the year 1998 to 2.6 billion Slovak crowns.

THE PROJECT PRE-FEASIBILITY STUDY

The town part Old Town, as the initiator and project bearer, evaluated in a realistic way that public financial means will be not sufficient for realization of such an exacting investment. For the further preparation progress of the investment, the town part won a contractual consulting specialist, viz. the international consulting firm KPMG, in cooperation with which it ensured the entrepreneurial evaluation of the project. At the beginning of the year 1999 there was organized a public tender for the Pre-Feasibility Study. The association of Terraprojekt, a.s. and M.E.S.A. IO., was successful in the public tender and that is why it elaborated, in the course of the year 1999, the Pre-Feasibility Study.

The aim of the Pre-Feasibility Study resided in evaluating the feasibility of the project in existing constructional - technical solution and possibly to propose also modifications which may improve the feasibility. Due to this purpose an analysis of the technical feasibility, a financial and marketing analysis and an analysis of risks formed a part of the study. The first stage of the study evaluated the existing solution and determined recommendations for the further procedure, with the aim to improve the feasibility of the project, the investment returnability of which was assessed for several decades of years.

Recommendations for the first stage were worded as follows:

- To decrease the total number of parking places to the level of 40 to 60 % of the originally projected capacity.
- To consider the application of an automatic parking system, resp. its replacing with a classical parking system.
- To enlarge the area of business spaces and their situation preferentially on the first sublevel.

There are several reasons for the cited recommendations. The projected capacity of parking spaces would result in a low utilization. The automatic parking system installed in considerable depths is very expensive and comprises not neglectable operational risks. On the other hand, business spaces are more interesting for the investor than parking lots, because the returnability of investments in business spaces is considerably higher than the returnability of investments into parking lots. For wording of recommendations there were also important expert opinions of foreign experts who evaluated projected parking facilities from the standpoint of own experience as to operation of parking garages in Vienna, Prague and Budapest.

MODIFIED CONSTRUCTIONAL-TECHNICAL SOLUTION

Conclusions and recommendations of the first stage of the study formed the base for a modified constructional - technical solution which was elaborated and evaluated within the second stage of study works. The modified solution is characterized by reducing parking spaces which have been concentrated in the only space under the Hurban Square and on two sublevels (second and third) in the western part of the SNP Square. The parking lots will be utilized for long-term parking as well as for short-term one. For a better utilization of parking lots, there is projected in the study an operational system "garage sharing", enabling a partial utilization of parking places being leased for a long time, but being free at this very moment, for a short-time parking. The possible change of the automatic parking system in the space under the Hurban Square for underground spaces with a conventional parking may be realized in further project stages. With respect to complicated and cramped conditions between the Hurban Square and the SNP Square is, though, conditioned by excluding the tram transport from the SNP Square which was not yet finally decided.

An essential qualitative change with respect to the original solution is represented by a considerable, more than three times enlarging of the business space area. This result has been achieved by enlarging business spaces onto the first sublevel of the western part of the SNP Square, and in this way a continuous shopping passage under the whole area of the square was formed (Fig. 2).

The constructional - technical solution which is completely situated into the underground, has been based on spacial possibilities and territorial technical limitations which are characteristic for the SNP Square, as well as on geological and hydrogeological conditions of this locality which limit possibilities of the construction. The project comprises solutions of spaces of the proper SNP Square as well as of directly adjacent spaces.

prevádzky električkovej trate z Námestia SNP, k čomu ešte nepadlo definitívne rozhodnutie.

Podstatnou kvalitatívnu zmenou oproti pôvodnému riešeniu je výrazné, viac ako trojnásobné zväčšenie plochy obchodných priestorov. Tento výsledok sa dosiahol najmä rozšírením obchodných priestorov do prvého podzemného podlažia západnej časti Námestia SNP, čím sa vytvorila plynulá nákupná pasáž prakticky pod celou plochou námestia (obr. 2).

Stavebno-technické riešenie, ktoré je celé situované do podzemia, vychádza z priestorových možností a územno-technických obmedzení, ktorými sa Námestie SNP vyznačuje a tiež z geologických a hydrogeologických pomerov lokality limitujúcich možnosti výstavby. Projekt zahŕňa riešenie priestorov samotného Námestia SNP, ako aj bezprostredne priliehajúcich priestorov.

- Na Hurbanovom námestí je navrhnutá podzemná parkovacia garáž s automatickým parkovacím systémom o kapacite 288 parkovacích miest. Parkovacia garáž s deviatimi parkovacími podlažiami bude umiestnená v kruhovom podzemnom sile, vybudovanom pomocou podzemných stien.
- V západnej časti Námestia SNP je navrhnutý trojpodlažný podzemný komplex pod celou plochou námestia. Celé 1. podzemné podlažie bude vyhradené obchodným priestorom, pričom v 2. a 3. podzemnom podlaží je navrhnutá klasická parkovacia garáž o kapacite 510 parkovacích miest.
- Vo východnej časti Námestia SNP sú navrhnuté dvojpodlažné podzemné priestory, kde sa v oboch podlažiach predpokladá obchodné využitie.

Výstavba podzemného komplexu by mala byť realizovaná z povrchu, v otvorenej základovej jame zaistenej pomocou kotvených podzemných stien, s prípadným použitím špeciálnych technológií zakladania v najexponovanejších miestach.

Hlavné funkčné parametre riešenia

Časť	Plocha obchodných priestorov	Počet parkovacích miest
Hurbanovo námestie	0	288
Námestie SNP - západná časť	4 230 m ²	510
Námestie SNP - východná časť	3 450 m ²	0
CELKOM	7 680 m ²	798

Rešpektujúc hlavné pešie komunikačné ťahy na Námestí SNP, stavebno-technické riešenie počítá s dvoma hlavnými vstupmi do obchodného podzemia z Poštovej ulice a z Hurbanovho námestia. Vstupy tvoria kryté schodiská, eskalátory a rampy. Obchodné priestory v 1. podzemnom podlaží Námestia SNP budú navzájom prepojené rampou a schodiskami (eskalátormi), s možnosťou vystúpenia na povrchu. Pešie komunikačné ťahy v 1. podzemnom podlaží sledujú najkratšiu bezkolíznú trasu k spodnej časti námestia.

Prevádzka garážových priestorov bude odlišná v časti pod Hurbanovým námestím a v západnej časti Námestia SNP. Na Hurbanovom námestí je navrhnutý automatizovaný parkovací systém v garážovom sile, ktorý umožňuje parkovanie áut bez účasti vodiča. V 2. a 3. podzemnom podlaží západnej časti Námestia SNP je navrhnutá klasická parkovacia garáž. Vjazd a výjazd z podzemných garáží bude spoločný pre obe časti, pričom ich vzájomné dopravné prepojenie bude tvoriť krátky tunel.

Najvýznamnejšou pripravovanou investíciou, ktorá je v priamom dotyku s posudzovaným projektom je metro (obr. 3). V riešenom území sú v podzemí situované dva jednokolajné traťové tunely metra a stanica Kamenné námestie, ktorá je uvažovaná v tesnom kontakte s priestormi oddielu podzemného centra. Štúdia vo svojich záveroch zdôrazňuje potrebu vzájomnej koordinácie oboch stavieb.

Opísané zmeny stavebno-technického riešenia sa prejavili v znížení celkových investičných nákladov oproti pôvodnému riešeniu, na úroveň 2,2 miliardy Sk. Výsledky finančnej analýzy druhej etapy štúdie potvrdili oveľa priaznivejšie parametre ekonomickej efektívnosti modifikovaného riešenia, čomu napomohla opísaná zmena vzájomného pomeru parkovacích a obchodných priestorov. Rovnako hodnotenie nefinančných ukazovateľov, odrážajúcich napríklad kvalitu života, preukázalo výhodnosť modifikovaného riešenia oproti pôvodnému.

SÚČASNÝ STAV PRÍPRAVY ZÁMERU

Nositeľ zámeru Mestská časť Staré Mesto v súčasnosti vykonáva kroky smerujúce k získaniu investora pre realizáciu zámeru Revitalizácie, ktorým by mala byť zahraničná spoločnosť. Proces akvizície začal účasťou zástupcov Mestskej časti na medzinárodnom realitnom veľtrhu MIPIM 2000 v Cannes, kde záujem o účasť na realizácii zámeru predbežne prejavili viaceré developerské spoločnosti. Nakoľko ide v prípade námestia SNP o citlivý priestor s množstvom krížiacich sa záujmov prijala Mestská časť v spolupráci s profesionálnou agentúrou plán komunikácie s relevantnou verejnosťou, ktorý v súčasnosti naplňa konkrétnymi krokmi, s cieľom minimalizovania rizika zablokovania realizácie zámeru niektorou so záujmových skupín.

Ďalší postup prípravy stavby by už mal byť zabezpečovaný investorskou spoločnosťou, ktorej založením by mal byť završený akvizičný proces. Skutočne priaznivé parametre efektívnosti, ktoré projekt vykazuje, dovoľujú s miernym optimizmom očakávať, že v blízkej budúcnosti sa centrálné bratislavské námestie premení na stavenisko. V jeho podzemí následne vyrastie atraktívny a funkčný komplex, ktorý spolu s úpravou povrchu námestia vytvorí novú a krajšiu tvár Námestia SNP i Bratislavy.

- On the Hurban Square there is projected an underground parking garage with an automatic parking system, having the capacity of 288 parking places. The parking garage with nine parking sublevels will be situated in a round underground space constructed by means of diaphragm walls.
- In the western part of the SNP Square there has been designed a three sublevel complex under the whole area of the Square. The whole first sublevel will be used for business spaces. On the second and third sublevel, a classical parking garage has been designed, having the capacity of 510 parking places.
- the eastern part of the SNP Square there have been designed two sublevel spaces, where in both sublevels utilization for business purposes is supposed. The construction of the underground complex would be realized from the surface level in an open foundation pit, secured by means of anchored diaphragm walls with a possible application of special technologies of foundation in the most exposed places.

Main functional parameters of the solution

Part	Area of business spaces	Number of parking places
Hurban Square	0	288
SNP Square - western part	4 230 sqm	510
SNP Square - eastern part	3 450 sqm	0
TOTAL	7 680 sqm	798

Respecting main pedestrian communication ways on the SNP Square, there are designed, in the constructional-technical solution, two main entrances to the underground business areas from Poštová Street and from the Hurban Square. The entrances are formed by covered staircases, escalators and ramps. Business spaces on the first sublevel of the SNP Square will be interconnected by means of a ramp and staircases (escalators), with a possibility to get off at the ground level. Pedestrian communication ways on the first sublevel follow the shortest collisionless route to the lower part of the square.

The operation of garage spaces will be different in the part under the Hurban Square and in the western part of the SNP Square. On the Hurban Square there has been projected an automatic parking system in a silo-type garage which makes it possible to make parking of cars without a presence of a driver. On the second and third sublevel of the western part of the SNP Square there has been designed a classical parking garage. The entry in and the exit out of the garage will be common for both parts, and a short tunnel will form their transport interconnection.

The most important prepared investment which is in a direct contact with the judged project - that is the underground railway. (Fig. 3). In the area being solved, two single track tunnels of the underground railway have been situated, as well as the station Kamenné námestie, which is considered to be in a close contact with spaces of the underground business centre. The study, in its conclusions, stresses the need of a mutual coordination of both constructions.

Described modifications of the constructional and technical solution resulted in decreasing total investment costs, with respect to the original solution, to the level of 2.2 billion of Slovak crowns. Results of the financial analysis of the second stage of the study proved much more favourable parameters of the economic efficiency of the modified solution which was affected particularly by the described modification of the mutual relation of parking spaces and business ones. The evaluation of non-financial coefficients, reflecting e.g. the quality of life, proved advantages of the modified solution with respect to the original one.

PRESENT-DAY SITUATION OF THE PROJECT PREPARATION

The project bearer, viz. the city part Old Town, performs at present steps for obtaining an investor for realizing the Revitalizing Project, which should be a foreign company. The acquisition process started by a presence of representatives of the city part at the international real estate fair MIPIM 2000 in Cannes, where several development companies showed a preliminary interest in taking part in the project realization. As in the case of the SNP Square it concerns a susceptible space with many crossing interests, the city part, in cooperation with a professional agency, accepted a communication plan with the relevant public, which is at present filled with particular steps, the aim of which is to minimize risks that the project realization will be blocked by any of the interested groups.

Further procedure for the construction preparation should be secured by an investor company, the establishment of which might finish the acquisition process. The really favourable efficiency parameters which result from the project, allow, with a cautious optimism, to expect that the central square of Bratislava will be changed, in the near future, in a building site. Afterwards, in its underground, there will arise an attractive and functional complex which, together with the layout arrangement of the square, will form a new and nicer face of the SNP Square and of Bratislava as well.

NOVÁ INJEKČNÍ ŠTOLA POD PŘEHRADNÍ HRÁZÍ VD MŠENO

A NEW GROUTING GALLERY UNDER THE MŠENO DAM

ING. OTAKAR VRBA, SG - GEOTECHNIKA, A. S. PRAHA

PŘÍPRAVA OPRAVY PŘEHRADY

V uplynulém desetiletí řešili pracovníci Povodí Labe, a. s. Hradec Králové závažný problém nepříznivého technického stavu přehrady VD Mšeno v Jizerských horách, související se založením stavby a připravovali náročnou, složitou a unikátní opravu přehrady. Přehrada byla postavena v letech 1906 - 1909 podle projektu prof. Ing. Otto Intze z Cách (1843 - 1904), který byl jedním ze zakladatelů evropského i světového přehradního stavitelství na přelomu 19. a 20. století. Jedná se o gravitační hráz, zděnou ze žulového stavebního kamene. Délka hráze je 425 m, výška nad terénem v údolí je cca 20 m, max. vzdutí je přibližně 15 m. Hráz má obloukový (kruhový) půdorys o poloměru 350 m. Hlavní problém stavby spočíval v nežádoucích průsaccích vody pod přehradní hrází, které způsobovaly velmi nepříznivé působení vztlačkových sil na celou plochu základu přehradní hráze. Prosakující voda také zapříčinila silné zamokření terénu pod hrází a existovaly oprávněné obavy z nebezpečí zhoršování tohoto stavu, spojeného s rizikem vyplavování jemných částic z podzákladů hráze, případně i ztráty filtrační stability horninového podloží přehrady. Příprava opravy byla do jisté míry nepříznivě ovlivněna nepřesnými výsledky a závěry inženýrsko-geologického průzkumu jedné české firmy na konci osmdesátých let, podle kterých přehrada nebyla založena na žulovém horninovém masivu, ale na přepravených zeminách charakteru směsi písku, štěrku a balvanů žuly. Existovaly obavy nejen z filtračních vlastností této 5 - 8 m mocné vrstvy v podloží hráze, ale také z nepříznivých deformačních vlastností takového horninového podloží.

V r. 1997 uskutečnila SG - Geotechnika, a. s. Praha kontrolní a doplňující geotechnický průzkum, který opravil a uvedl na pravou míru omyly a nepřesnosti inženýrských geologů z minulosti a zpřesnil informace o stavbě a založení přehrady. Průzkum se opíral zejména o tři kontrolní a dva doplňující vrtů v vzdušné paty hráze, doplněné geofyzikálním průzkumem (karotáž vrtů - velký význam měly zejména výsledky akustické metody a rezistivimetrie, dále kontrolní povrchové měření refrakční seizmickou metodou). Značný význam měla reinterpretace záznamů dřívější karotáže vrtů z r. 1987 a 1988. Dále byl realizován stavebně-technický průzkum, založený na studiu historických podkladů z doby stavby (projekt O. Intze, dokumentace skutečného provedení stavby, dobová fotodokumentace, zápisy z Baujournalu etc.). Podrobná srovnávací analýza všech stavebních podkladů a výsledků komplexního geotechnického průzkumu umožnila zpracovat geotechnickou dokumentaci založení přehrady, obsahující základní informace: údaje o skutečném založení přehradní hráze a geotechnické vlastnosti horninového podloží (geotechnický model proudění, geotechnický model deformací, materiálové charakteristiky). Podávalo se v základních rysech stanovit poměrně přesnou diagnózu "choroby stárnoucí přehradní dámy", jako jeden ze základních podkladů pro volbu odpovídající "terapie". Hlavním závěrem kontrolního geotechnického průzkumu bylo zjištění, že založení stavby je bezpečné, rovněž filtrační vlastnosti podloží jsou výrazně lepší, než se dříve předpokládalo a že rozhodně nejsou kritické. Hlavní a zcela zásadní problém spočíval ve špatném a místy až kritickém stavu betonu v konstrukci základů hráze (mimořádně velká propustnost a následný vznik nepřipustného rozložení vztlačku, působícího na základ hráze při plné nádrži).

ZALOŽENÍ PŘEHRADNÍ HRÁZE

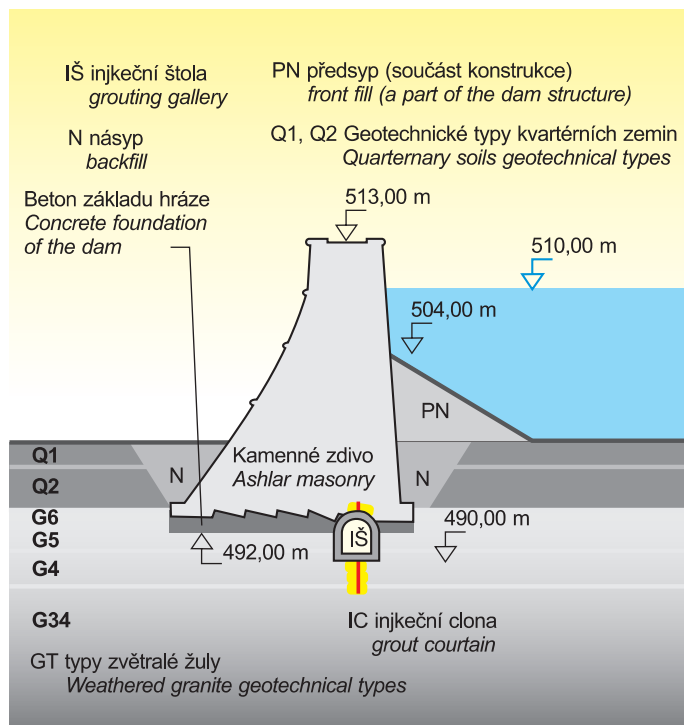
Původní projekt přehrady předpokládal založení hráze v hloubce cca 4 m pod povrchem terénu na pevné žule a to se stupňovitě zazubenou základovou spárou. Na jaře 1906 byli stavitelé překvapeni, když v projektované úrovni základů v hloubce cca 4 m zastihli "granitgruss", čili drťovitou zvětralínu žuly

PREPARATION OF THE DAM REPAIR

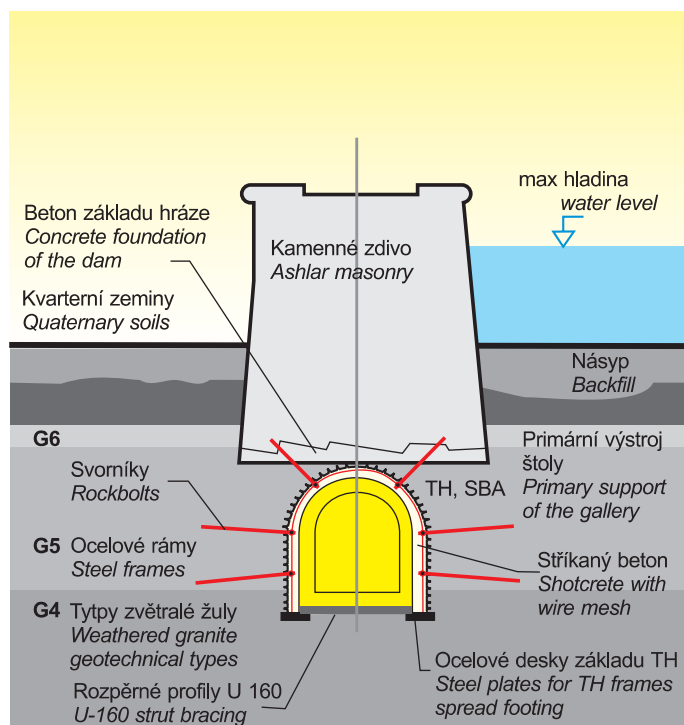
In the course of the past decade, employees of Povodí Labe, a.s., a Hradec Králové-based company controlling the Elb river basin, solved a serious issue of an unfavourable technical condition of the Mšeno dam in the Jizerské mountains, connected with the structure foundation. They prepared a demanding, complex and unique repair of the dam. The dam was built in the years 1906 - 1909 according to the design developed by Prof. Ing. Otto Intz from Aachen (1843 - 1904), who was one of the founders of the European and worldwide dam-building industry at the turn of the 19th and 20th century. A gravity dam built in granite wall stone is in question. The dam is 425 m long, its height is about 20 m above the valley terrain, the storage level about 15 m. The dam is curved (circular) in ground plan, with the radius of 350 m. The main problem of the structure was undesirable water infiltration under the dam body, causing very unfavourable effect of buoyancy forces on the whole area of the dam foundation. Infiltrating water also caused heavy wetting of the terrain downstream of the dam, and a justifiable concern existed about the risk of deterioration of this condition, connected with the risk of fine particles being washed out from the dam subsoil, or even the risk of the loss of the dam bedrock filtration stability. Preparation of the repair was, to some extent, unfavourably affected by inaccurate results and conclusions of an engineering and geological investigation performed by a Czech company in late eighties, suggesting that the dam had been founded on fluvial deposits consisting of a mixture of sand, gravel and granite boulders. A fear existed not only about the filtration properties of this, 5 to 8 m-thick, layer under the dam but also about the unfavourable deformation properties of such a rock base.

In 1997, SG-Geotechnika, a.s. Praha conducted a check and complementary geotechnical investigation, which corrected and rectified past errors and inaccuracies by engineering geologists, and made the information on the dam structure and its foundation more precise. The investigation started, before all, from three check boreholes and two complementary holes drilled at the downstream toe of the dam, complemented by a geophysical survey (holes logging; namely the results of the acoustic method and resistivity were of a great significance, followed by a check surface measurement by the refraction seismic method). A re-interpretation of the borehole logs from the years 1987 and 1988 was also very important. Further, a structural and technical survey was undertaken, starting from the study of historic documents from the time of building the dam (the design by O. Intz, as-built documentation, progress photographs of the period, the Baujournal entries etc.). A detailed comparative analysis of all building records and results of the complex geotechnical investigation allowed elaboration of geotechnical documentation of the dam foundation, containing a basic information, i.e. the data of the actual foundation of the dam, and geotechnical properties of the bedrock (a geotechnical model of the flow, a geotechnical model of deformations, material characteristics). A relatively exact basic diagnosis of the "growing old lady dam" was successfully made. It provided basic data for selection of a corresponding "therapy". The main conclusion of the geotechnical investigation was that the dam foundation was safe, even the filtration properties of the subsoil were better than expected and that they definitely were not critical, by any means. The main, and entirely crucial problem was a poor, locally critical, condition of the concrete of the dam foundation structure (extremely high permeability and subsequent origin of inadmissible distribution of buoyancy forces acting on the dam foundation at the reservoir filled up).

(geotechnický typ G6, víceméně charakteru zeminy). Byly vyhloubeny 4 kopané sondy hloubky 25 - 70 cm, ve kterých byl na dně zastížen "mürber aber fessstiger granit", tedy pevnější, ale drolivá zvětralá žula (geotechnický typ G5). Stavitelé rozhodli prohloubit výkop o 0,4 - 1,0 m tak, aby přehrada byla celá založena na zvětralé žule (geotechnického typu G5). Prohloubenou část výkopu vyplnili podkladním betonem mocnosti (0,2) - 0,4 - 0,7 - (1,0) m (zcela výjimečně na jednom místě až 1,6 m). Na povrchu betonové vrstvy upravili zazubení, v projektu uvažované na povrchu skály, a sice s výškou stupňů 0,3 - 0,4 m a délkou stupňů pravděpodobně kolem 2 m. Na "betonovou desku" se zdilo kamenné zdivo s použitím speciální vápeno-cementové malty s přísadou trasu.



Obr. 1 Fig. 1
Charakteristický příčný řez hráze (Gt model) - st. štoly 175 m
The dam and the grouting gallery typical cross-section - chainage 175 m



Obr. 2 Fig. 2
Profil štoly v západním křídle hráze - staničení 15 m
The dam and the gallery western wing cross-section - chainage 15 m

THE DAM FOUNDATION

The original design of the dam expected that the dam would be founded at the depth of about 4 m below the ground level, on sound granite, with a stepped, indented foundation base. In the spring of 1906, the builders were surprised when they encountered "granitgruss", i.e. weathered granite detritus (G6 geotechnical type, more or less of a soil character). Four trial pits were dug out, 25 - 70 cm deep, in which "mürber aber fessstiger granit" was encountered at the bottom, i.e. more competent but brashy weathered granite (geotechnical type G5). The builders decided to deepen the excavation by 0.4 - 1.0 m, to make the dam foundation on weathered granite (G5 geotechnical type) possible. They backfilled the deepened part with blinding concrete (0.2) - 0.4 - 0.7 - (1.0) m thick (fairly exceptionally, at one location, up to 1.6 m thick). An indentation, which was originally designed in the rock surface, was made in the concrete layer surface. The steps were 0.3 - 0.4 m high and, probably, about 2 m long. The stone wall was built on the "concrete slab" using a special lime-and-cement mortar with addition of trass.

SELECTION OF A CONTRACTOR

In 1998, Povodí Labe, a.s. invited tender for the project called "The Mšeno dam - rehabilitation and sealing of the dam sub-base". Contractors were allowed to choose the technological solution, which, as a matter of fact, could be chosen between the diaphragm wall, jet grouting and classical sealing grouting, performed either from the surface or from a new gallery under the dam body. A need for sealing of the dam sub-base up to the depth of 5 m under the foundation base was expected. A commission of experts appointed by the owner opted for the original and bold solution by a Malé Svatoňovice-based company Erebos s.r.o., consisting in building a grouting gallery within the sub-base, at the contact with the dam foundation structure. Thus the gallery creates a basic part of the 3 m-high sealing member. Remaining 2 m in the sub-base will be sealed by a classical grout curtain. The excavation has been designed as a classical one, with reinforcing and grouting of the surrounding rock in advance of the face in critical locations. Another 2 bids were submitted, considering the gallery option. Although, these bids did not suit the task as the final solution did not comply with the requirement to create a permanent grouting gallery structure in the area of the dam sub-base.

EXCAVATION OF THE GROUTING GALLERY

Erebos, s.r.o. commenced the work at the turn of October and November, 1998. The detailed design for Erebos was prepared by Tubes Praha s.r.o.. Technical supervision was performed by the owner, Povodí Labe Hradec Králové. Professional geotechnical supervision and geotechnical consultancy services were provided by employees of SG-Geotechnika, a.s. Praha. The design of blasting and seismic effects measurement was developed by BARTOŠ-ENGINEERING for the contractor. Specialised check measurements of the dam body and the excavated gallery deformations were provided by Vodní stavby - TBD Praha, a.s., in collaboration with the contractor's own surveyors.

First, a 9 m deep hoisting shaft was sunk in the valley, at the downstream toe of the dam. A 15.8 m-long access gallery was driven from the shaft, followed by a drive of 2 branches (the western and eastern ones) of the grouting gallery, 263.3 m long in total. The aggregated length of the galleries amounts to 275.9 m. First part of the underground work, i.e. the excavation proper with a primary support, including backgrouting, took place from 30.10.1998 to 9.6.1999. From June to November 1999, the reinforced concrete final lining was erected, and backgrouting behind the gallery lining was completed. In October 1999, the work on completion of the sealing member started, i.e. the work on the contact grouting and sealing grouting injected into the overburden and, above all, into the gallery base. Those and other finishing works will be completed in the spring of 2000.

Technical parameters of the grouting gallery : the grouting gallery length - 263.3 m, the excavation width - 3.0 to 3.2 m, the excavation clearance - 3.0 to 3.2 m, excavated area - 7.8 to 9.0 m².

Primary support (basic arrangement): TH steel frames at 0.8 - 1.0 m spacing, wire mesh matting with meshes 100 x 100 x 6.3 mm, sprayed concrete 100 - 150 mm thick.

VÝBĚR ZHOTOVITELE STAVBY

V roce 1998 vypsal Povodí Labe, a. s. výběrové řízení na stavbu nazvanou "VD Mšeno - sanace a utěsnění podloží hráze". Zhotovitelům byla ponechána na vůli volba technického řešení, které prakticky mohlo být vybráno z technologií podzemní stěny, tryskové injektáže, klasické těsnící injektáže, realizovaných z povrchu nebo i z nové štoly pod tělesem přehrady. Před zahájením stavby se předpokládala potřeba utěsnění podloží přehradní hráze do hloubky 5 m pod základovou spáru. Odborná komise investora vybrala k realizaci originální a odvážné technické řešení s. r. o. Erebos, Malé Svatoňovice spočívající ve zřízení injekční štoly v podloží, v kontaktu se základovou konstrukcí přehrady. Štola tak tvoří základní část těsnícího prvku výšky cca 3 m, zbývající 2 m v podloží se utěsní klasickou injekční clonou. Ražba byla navržena jako klasická se zajištěním celiku před čelbou v kritických místech pomocí "armování horniny" a injektáže. Do soutěže byly zaslané další 2 nabídky uvažující stolu. Tyto nabídky ale nevyhověly, neboť konečné řešení nesplňovalo požadavek vytvoření trvalého objektu injekční štoly v oblasti základu přehrady.

RAŽBA INJEKČNÍ ŠTOLY

Erebos, s. r. o. zahájil stavbu na přelomu října a listopadu 1998. Realizační projektovou dokumentaci pro Erebos zpracovávala s. r. o. Tubes Praha. Technický dozor stavby vykonával investor a. s. Povodí Labe Hradec Králové. Odborný geotechnický dozor a geotechnickou konzultační činnost vykonávali pracovníci SG - Geotechnika, a. s. Praha. Projekt tržacích prací a měření seizmických účinků zajišťovala pro zhotovitele firma BARTOŠ - ENGINEERING. Speciální kontrolní měření deformací objektu přehrady a deformací ražené štoly realizovala a. s. Vodní díla - TBD Praha ve spolupráci s měřiči zhotovitele stavby.

Nejprve byla v údolí u vzdušné paty hráze vyhloubena 9 m hluboká těžní jáma, ze které byla vyražena 15,8 m dlouhá přístupová štola a následovala ražba 2 větví (západní, východní) injekční štoly o celkové délce 263,3 m - celková délka štol činí 275,9 m. První část prací v podzemí, tj. vlastní ražba s primární výstrojí a včetně výplňové injektáže proběhla od 30. 10. 1998 do 9. 6. 1999. V období od června do listopadu 1999 se vybuďovalo definitivní železobetonové ostění a dokončila se výplňová injektáž za ostěním štoly. V říjnu 1999 byly započaty práce na dokončení těsnícího prvku (kontaktní injektáž a těsnící injektáž jednak do nadloží a zejména do podloží štoly). Tyto a další dokončovací práce budou dokončeny na jaře roku 2000.

Technické parametry injekční štoly: délka injekční štoly - 263,3 m, šířka výrubu - 3,0 - 3,2 m, výška výrubu - 3,0 - 3,2 m, plocha výrubu - 7,8 - 9,0 m².

Primární výstroj (základní uspořádání): rámy TH v rozestupu 0,8 - 1,0 m, armatura - ocelová síť 100 x 100 x 6,3 mm, stříkaný beton - tloušťka 100 - 150 mm Štola byla přibližně v 90 % délky vedena tak, že výrub přerušil vrstvu podkladního betonu (B) a ve stropní části zasahoval na výšku 0,3 - 1,0 m do žulového kamenného zdiva konstrukce přehradní hráze (KZ). Vzhledem k stupňovitému tvaru spáry KZ - B jak v příčném, tak v podélném směru zasáhla štola na několika místech až kolem 1,5 m do KZ (v jednom místě max. 1,7 m). Vedení štoly v kontaktu se základy hráze si vyžádalo proměnný podélný sklon štoly v rozpětí 0,25 - 46,7 %. Štola byla v celém rozsahu ražena ve zvětralé žule, převládala výše popsaný GT typ G5, místy se vyskytoval poněkud méně zvětralý, ale stále písčité rozpadavý geotechnický typ G4 a ojediněle ve 3 krátkých úsecích geotechnický typ G34 s puklinovou odlučností a úlomkovitým rozpadem horniny.

Jednou z rozhodujících okolností pro úspěšné zvládnutí ražby štoly bylo zajištění stability výrubu v prostředí silně zvětralé až rozložené žuly (G5) pod hladinou podzemní vody s hydrostatickým tlakem při prázdné nádrži 50 - 80 kPa. Před zahájením prací existovala obava, že zvětralá písčitoštěrkovitě rozpadavá hornina pod vodním tlakem nezaručí bezpečnou stabilitu výrubu. Přitom axiomatickou podmínkou stavby bylo 100 % vyloučení jakýchkoliv škodlivých deformací konstrukce přehrady, to znamená že byly absolutně nepřípustné jakékoliv nadměrné nadvýlomy či dokonce porušení horninového masivu v okolí ražené štoly.

Ve stejném období (zima 98 - 99 a jaro 99) razila a. s. INGSTAV, divize Ostrava v Liberci kanalizační stolu pod areálem nádraží. Štola byla v hloubce přes 20 m pod terénem a 10 - 15 m pod povrchem žulového masivu. Také se jednalo o zcela zvětralou, písčité rozpadavou žulu. Hydrostatický tlak podzemní vody byl do 80 kPa. Trebaže se jednalo o stolu minimálního průřezu cca 4,5 m², byla čelba a před štoly zcela nestabilní a ruční ražba byla možná jedině při důsledném používání pečlivě prováděného hnaného pažení a čilkování celé čelby, rámy TH

About 90% of the gallery length was routed in such a manner that the excavation cut the blinding concrete layer (B), and a 0.3 - 1.0 m high part of its crown extended into the granite masonry of the dam (KZ). Due to the stepped configuration of the KZ - B contact surface, both in the cross and longitudinal directions, the gallery broke into the KZ as deep as about 1.5 m at several locations (max. 1.7 m at one particular location). For keeping the gallery in contact with the dam foundation, it was necessary to vary the longitudinal gradient of the gallery within a range of 0.25 - 46.75 %. The whole length of the gallery was driven in weathered granite, with the above mentioned geotechnical type G5 prevailing. Locally, a slightly less weathered but still to sand disintegrating geotechnical type G4 occurred, and, exceptionally within three short sections, the G34 geotechnical type, characterised by grains and quarrying, was encountered.

One of critical conditions of successful performance of the gallery drive resided in stabilisation of the space excavated in an environment of weathered to decomposed granite (G5), under the water table with the hydrostatic head of 50 - 80 kPa at the reservoir empty. Before the work started, a fear had existed that the weathered sand and gravel disintegrating rock under the water pressure would not guarantee a safe stability of the excavation. At the same time, a 100% exclusion of any harmful deformations of the dam structure was a prerequisite for the construction. Therefore, any excessive overbreak, let alone a disturbance to the rock massif in the surroundings of the gallery being excavated, were absolutely inadmissible.

In the same period (the winter of 1998 and the spring of 1999), the Ostrava-based division of INGSTAV a.s. drove a sewerage adit under the railway station in Liberec. The adit was at the depth over 20 m under the ground level, and 10 - 15 m under the granite massif surface. It also was a matter of a completely weathered, to sand disintegrating granite. The groundwater hydrostatic head was up to 80 kPa. Although the gallery had a minimum cross section about 4.5 m², its face and the heading area were completely unstable, and manual excavation was possible only at a consistent use of carefully installed forepoling and breasting of the face. TH-frames were installed at 0.6 m spacing. Owing to the careful, slow and very thoughtful advancing by Ingstav employees, the gallery was successfully excavated without creation of deformations under the railway station trackage, while a vast collapse and an emergency case of a damage to engineering services and to one building occurred in the area of the gallery in question in the course of driving of the town's main collection sewer in the past decade.

Original ideas about the rock environment behaviour during excavation of the gallery under the Mšeno dam did not differ substantially from the above mentioned state at the Liberec construction. In the initial phase of the access adit excavation, exploratory and drainage boreholes were performed at the face, and Union steel sheet lagging was used between the TH-frames. It turned out soon that the influence of the draining effect of the blinding concrete layer in the dam foundation was deciding for the excavation stability. The concrete layer was 100% drained by the excavation in the vicinity of the face and the section excavated. The flow was so intense that an unambiguously hydrodynamic regime existed in the vicinity of the gallery, which fact eliminated the groundwater pressure effect in the phase of its driving proper. The other circumstance, critical for enhancement of the gallery excavation stability and the safety, consisted in the partial embedding of the excavation top heading into the dam body (into the B and KZ). For that reason the primary support of the walls and the roof was changed to the use of TH-frames and shotcrete layers with wire mesh. Thus, safety and stability of the gallery overburden was successfully achieved, and it was necessary, in the course of the excavation work, to concentrate on exclusion of stability failures or occurrence of overbreaks, at the sides of the top heading and at the face above all. A precondition for safe driving was to create an accurate contour of the excavation without overbreaks, to apply the shotcrete temporary support timely, with minimum length and time of letting free-standing excavations unsupported, and a to perform systematic backgrouting also with a short delay after the excavation proper.

It was confirmed in the course of the driving that the dam was founded on a granite rock massif within the whole extent. No doubt that the granite is heavily weathered on the surface, but its properties are quite favourable regarding its use as a foundation soil under a dam structure (sufficient bearing capacity, satisfactory deformational properties, and rather low permeability), and lacks critical filtration properties.

byly osazovány v rozestupu 0,6 m. Díky opatrnému, pomalému a velmi pečlivému postupu pracovníků Ingstavu se podařilo štolu vyrazit úspěšně a to bez vzniku deformací v kolejišti nádraží ČD. Přitom v minulém desetiletí došlo v areálu popisované štoly při ražbě hlavního městského kanalizačního sběrače k rozsáhlému závalu a k havarijnímu poškození inženýrských sítí a jedné pozemní stavby.

Výchozí představy o chování horninového prostředí při ražbě štoly na VD Mšeno se v krajní poloze nelišily od výše popsaného stavu na stavbě v Liberci. V počáteční fázi ražby přístupové štoly se realizovaly v čelbě průzkumné a odvodňovací vrty a používalo se mezi rámy TH zátažné pažení z ocelových pažení union. Brzy se ukázalo, že pro stabilitu výrubu byl rozhodující vliv drenážního účinku vrstvy podkladního betonu v základech přehrady. Vrstva betonu byla v blízkosti čelby a vyraženého úseku štoly 100 % odvodněna výrubem, proudění bylo natolik intenzivní, že v okolí štoly existoval jednoznačně hydrodynamický režim, který eliminoval ve fázi vlastní ražby tlakové působení podzemní vody. Druhou rozhodující okolností pro zvýšení stability výrubu a bezpečnosti ražby štoly bylo částečné zapuštění výrubu ve stropní části do tělesa hráze (do B a KZ). Proto se přešlo na primární výrub z rámů TH a vrstvy stříkaného betonu s ocelovou sítí a to v bocích i ve stropu. Takto se podařilo dosáhnout bezpečnosti a stability nadloží štoly a při ražbě bylo třeba se zaměřit na vyloučení poruch stability či vzniku nadvýlomů zejména v boční části přístropí a na čelbě. Podmínkou bezpečné ražby bylo vytvoření tvarově přesného výrubu bez nadvýlomů, včasná aplikace stříkaného betonu pracovní výstroje s minimálním délkovým i časovým odstupem od čelby a systematická výplňová injektáž, prováděná také s malým odstupem od vlastní ražby.

Při ražbě štoly se potvrdilo, že přehrada je v celém rozsahu založena na horninovém masivu ze žuly. Žula je sice při povrchu silně zvětřalá, ale má vcelku příznivé vlastnosti jako základová půda pod přehradní konstrukcí (dostatečná únosnost, vyhovující přetvárné vlastnosti a poměrně malá propustnost) a nemá kritické filtrační vlastnosti.

V průběhu ražby štoly se také potvrdilo, že těžiště celého problému přehradu spočívá v současné kvalitě "podkladního betonu" v základech hráze. Vrstva betonu, převážně mocnosti 0,4 - 0,8 m, byla od r. 1906 vystavena agresivnímu působení prosakující vody a dnes je beton z velké části zcela degradovaný, drolivý a prakticky nulové pevnosti a má mimořádnou propustnost. Na preferovaných průsakových drahách napříč pod hrází (plástve, vrstvy, kanálky) lze koeficient filtrace vyjádřit hodnotami řádově přesahujícími $n \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Takto extrémně nepříznivé vlastnosti betonu byly zjištěny pod údolní částí přehradu, kde rozdíl hladin v nádrži a pod hrází činil 10 - 15 m. V křídlech přehradní hráze byla kvalita betonu poněkud lepší vzhledem k menší expozici při režimu proudění v podloží hráze. Geotechnické charakteristiky horninového prostředí v podloží přehradu jsou uvedeny v připojené tabulce. Ve výrubu převládající geotechnický typ G5 je na rozhraní 4.-5. třídy těžitelnosti, GT typy G4 a G34 patří do 5. třídy. Jedná se o horniny velmi obtížné mechanicky rozpojitelné, resp. snadno hrátelné.

Při ražbě se rozpojovala zvětřalá žula mechanicky a s pomocí trhacích prací velmi omezeného rozsahu (odpal na čelbě rozdělený do 2 částí s náloží na jeden časový stupeň 0,05 - 0,1 kg), místy bylo povoleno použití trhací práce také ve vrstvě betonu. Při odstřelech byly zásadně aplikovány nenabíjené perforační vrty po obvodu výrubu. Kamenné zdivo hráze se rozpojovalo mechanicky

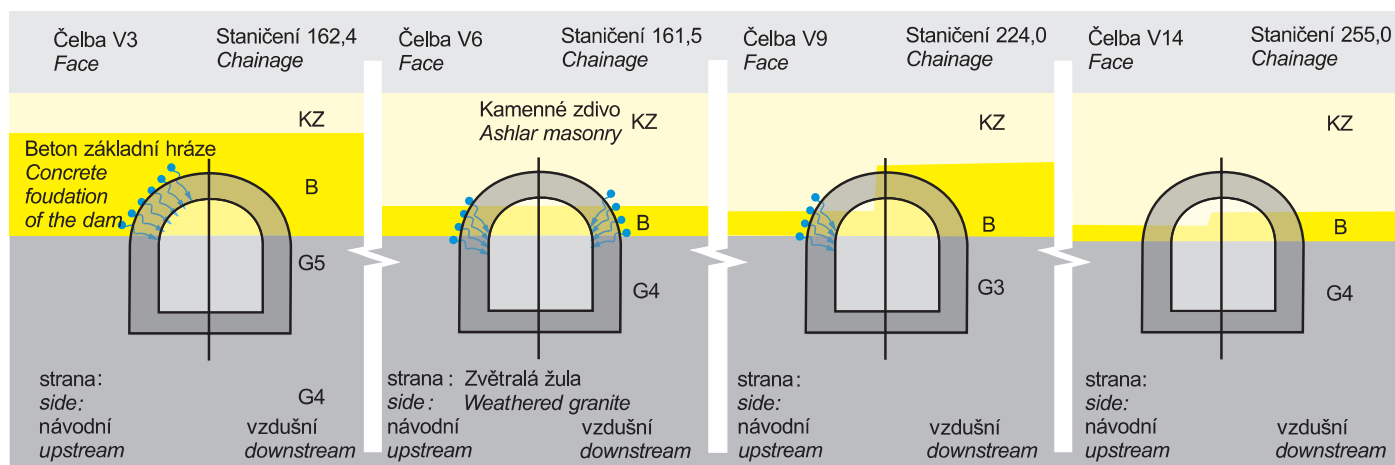
It was also established during the drive that the core of the whole problem of the dam consists in the current quality of the blind concrete in the dam foundation. The concrete layer, mostly 0.4 - 0.8 m thick, had been exposed to corrosive effects of percolating water since 1906, and nowadays, the concrete is mostly completely degraded, brashy, with effectively zero strength, and extraordinarily permeable. At the preferred percolation paths crosswise under the dam (slices, beds, channels), the filtration coefficient can be expressed by values of the order exceeding $n \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. So extremely unfavourable concrete properties were determined under the dam section at the deeper part of the valley, where the difference between the water levels in the reservoir and downstream the dam amounted to 10 - 15 m. Quality of the dam wings concrete was somewhat better due to lower exposition under the regime of the flow in the dam sub-base. Geotechnical characteristics of the rock environment in the dam sub-base are shown in the table attached. The G5 geotechnical type, prevailing in the excavation, is at the borderline between excavation classes 4 and 5. The geotechnical types G4 and G34 belong in the class 5. Those rock types can be fragmented with difficulties, although they can be blasted easily.

In the course of the excavation work, the weathered granite was fragmented mechanically and drill-and-blast was used in a very limited extent (blasting at the face was divided into 2 parts, with a charge of 0.05 - 0.1 kg per one delay time), a local use of blasting in the concrete layer was allowed too. As a rule, uncharged perforation holes along the excavation perimeter were applied at blasting. The dam masonry was broken mechanically, with an alternative use of Darda hydraulic wedges. Explosives were not used in critical sections (under the bottom outlets and within the western end section of the gallery), and all materials (G, B, KZ) were broken mechanically or manually.

The western end of the gallery at the chainage of 0 - 60 m was exposed extraordinarily. In this section, a 3 m-wide gallery was driven under the dam body, which was only 6 - 8 - (10) m wide at its foundation base. For that reason, the technological procedure for excavation and support was modified there for 4 sections 15 m long. For the end section 0 - 30 m, the TH frames spacing was reduced to 0.6 - 0.7 m, channel bars U - 160 were used for bottom strut bracing, TH frames were founded on continuous spread footing consisting of steel plates 600 mm wide. Stability of the excavation walls was ensured by means of 2 x 3 pcs of 1.2 and 2.0 m-long rockbolts installed at each round (hydraulic rockbolts complied for the strength of 60 kN even at anchoring to weathered granite). Permissible overbreak, i.e. the inaccuracy in the contour, was of 50 mm as a maximum (exceptionally up to 100 mm). Sprayed concrete was applied with a space-gap of 0.6 - 1.4 m from the face, and contact grouting was performed in the distance of 2.4 - 7 m from the face.

THE FINAL LINING OF THE GALLERY

When the gallery excavation had been completed, the final lining was erected made of in-situ reinforced water-retaining concrete (B20-B25, HV8) 300 mm thick. After casting the invert, the walls and roof were cast, mostly behind



Obr. 3 Fig. 3
Dokumentace charakteristických čelb při ražbě injekční štoly
Documentation of typical headings at the grouting gallery excavation

s alternativním použitím hydraulických klínů Darda. V kritických úsecích (pod základovými výpustmi a v koncovém západním úseku štoly se nepoužívalo trhavin a všechny materiály (G, B, KZ) se rozpojovaly mechanicky resp. ručně.

Mimořádně exponovaný byl západní koncový úsek štoly ve staničení 0 - 60 m. V tomto úseku byla ražena 3 m široká štola pod hrází, širokou v základové spáře pouze 6 - 8 - (10) m. Proto zde byl ve 4 úsecích délky 15 m upraven technologický postup ražby a výstroje. V koncovém úseku 0 - 30 m byla snížena rozteč rámu TH na 0,6 - 0,7 m, byly použity rozpěrné prahy z nosníků U 160, rámy TH byly zakládány na souvislé roznášecí pasy z ocelových desek šířky 600 mm. Stabilita boků výrubu byla zajištěna pomocí 2 x 3 ks svorníků délky 1,2 a 2,0 m v každém záběru (hydraulické svorníky vyhověly pro sílu 60 kN i při ukotvení do zvětřalé žuly). Přípustné přetěžení, resp. tvarová nepřesnost, bylo do 50 mm (výjimečně do 100 mm). Stříkaný beton se aplikoval s odstupem 0,6 - 1,4 m od čelby a kontaktní injektáž se realizovala s odstupem 2,4 - 7 m od čelby.

KONSTRUKCE DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ ŠTOLY

Po dokončení ražby štoly se zřídilo definitivní ostění z monolitického armovaného vodostavebního betonu (B20-B25, HV 8) tloušťky 300 mm. Po vybetonování dna se ostění boků a klenby betonovalo převážně do posuvné bednicí formy. Několik atypických úseků (úsek ve stoupání 46,7 % na východním konci, napojení přístupové a injekční štoly) je řešeno aplikací stříkaného betonu. Po dokončení železobetonového ostění následovala druhá fáze kontaktní injektáže, která má za účel utěsnit všechny případné průsakové dráhy v prostředí, ovlivněném stolou v nadloží (do KZ přes 2 spáry zdíva) i v podloží (do hloubky 1,2 - 1,4 m od vnitřního líce, čili 0,6 - 0,8 m vně výrubu štoly), včetně likvidace pracovní drenáže při patě výrubu. Takto dokončená injekční štola vytvoří dokonale těsnící prvek zasahující do hloubky 2 - 3 m pod základovou spárou přehrady. Závěrečnou fází stavby je těsnící injektáž do nadloží a zejména do podloží injekční štoly. O jejím rozsahu a metodice se rozhoduje na základě zkušebních vodních tlakových zkoušek a dílčích výsledků injektáže. Podle dosavadních zkušeností se nepředpokládá příliš velký hloubkový ani plošný rozsah injektáže horninového podloží štoly (předpoklad 1 až 2 m do podloží a do nadloží přes dvě spáry KZ). Těsnící injektáž podloží bude pravděpodobně možná jedině pomocí polyuretanových pryskyřic.

MĚŘENÍ DEFORMACÍ PŘEHRADNÍ HRÁZE

Po celou dobu prací byly v intervalu 14 dní pomocí přesné nivelace sledovány deformace tělesa hráze (celkem 10 profilů, v každém profilu 2 body na koruně přehrady, 1 bod u vzdušné paty a 1 bod ve stropu štoly). Výsledné poklesy, naměřené ve stropu štoly byly v oboru 2 - 7,5 mm, zhruba stejné byly i deformace, naměřené u vzdušného líce hráze (2,9 - 8,3 mm). Na koruně hráze byly naměřeny poněkud větší svislé deformace a také určité malé horizontální deformace. Uvedené deformace nelze přičíst pouze na vrub ražby injekční štoly. Deformace jsou způsobeny kromě určitého vlivu vlastní ražby také řadou dalších vlivů: přitížením podloží hráze, vyvolaném snížením hydrostatického tlaku v horninovém masivu v podloží přehrady vlivem dlouhodobého vypuštění vodní nádrže a drenážního účinku ražené štoly, dále vlivem změn teplotního režimu

a traveller form. Several atypical sections (a section at the eastern end in an upward slope of 47%, the connection of the access adit and the grouting gallery) has been solved by application of sprayed concrete. After completion of the reinforced concrete lining, the second phase of contact grouting followed, the purpose of which is to seal all percolation paths, if any, in the environment affected by the gallery in the overburden (in the KZ, over 2 horizontal joints in the ashlar masonry) and in the sub-base (up to the depth of 1.2 - 1.4 m from the internal face, i.e. 0.6 - 0.8 m beyond the limits of the gallery excavation), inclusive of liquidation of the working drainage at the excavation foot. The grouting gallery, completed in the above mentioned manner, will create a perfect sealing element, reaching into the depth of 2 - 3 m under the dam foundation base. The final phase of the construction consists in sealing grouting into the overburden and, above all, into the grouting gallery sub-base. Its extent and method are determined on the basis of hydro/pressure testing and partial results of the grouting. According to the previous experience, exceedingly large scope of grouting of the gallery rock sub-base is not expected in terms of its depth and area (1 to 2 m into the sub-base and over two horizontal joints into the overburden KZ). Likely, the sealing grouting of the sub-base will be possible by means of polyurethane resins only.

MEASUREMENT OF THE DAM BODY DEFORMATIONS

For all the time of the works, deformations of the dam body were monitored at 14 days' intervals by means of precise taking of the levels (10 profiles in total, 2 marker pins at the dam crown in each profile, 1 pin at the downstream toe, and 1 pin at the gallery roof). Resultant settlement measured at the roof of the gallery were in the range of 2 - 7.5 mm, approximately identical deformations were measured at the downstream toe of the dam (2.9 - 8.3 mm).

A little bit larger vertical deformations, as well as certain small horizontal deformations, were measured at the crown of the dam. The above mentioned deformations can not be ascribed to the excavation of the gallery only. Apart from a certain influence of the gallery excavation, the deformations have been caused by a number of other effects too, i.e. by surcharging of the dam base evoked by the reduction of the hydrostatic head in the rock mass at the dam base due to the long-term release of water from the reservoir and the drainage effect of the gallery being excavated, further as a result of changes in the thermal regime of the dam body with a circular ground plan. It is likely that the deformations associated directly with the gallery excavation are in the range of 2 - 8 mm. The variations in the deformations determined are minimal, absolutely harmless to the dam structure. If we express the extent of inclination, i.e. of the angular deformation Ds/b , we will arrive to the values of 0.0001 - 0.00015 as a maximum. The deformation resistance of the dam body against secondary deformations can be reliably considered to be in the range up to 0.001 - 0.003, i.e. unfailingly within the range of values higher than those which were determined by the measurement.



Obr. 4 Fig. 4

Čelba východní větve ražené štoly ve staničení 192,2 m. Ve vrcholu výrubu kamenné zdívo, pod ním „podkladní beton“, z části degradovaný, v dolní části zvětřalá žula. The face of the eastern branch of the driven gallery at chainage 192.2 m. Ashlar masonry is at the top heading, with partly degraded bedding concrete underneath, weathered granite is at the bottom part.



Obr. 5 Fig. 5

Položení základního kamene přehrady 8.9.1906
Laying the cornerstone for the dam on 8.9.1906

přehradního tělesa kruhového půdorysu. Je pravděpodobné, že deformace, související přímo s ražbou jsou v oboru 2 - 8 mm. Přitom zjištěná nerovnoměrnost deformací je minimální a pro konstrukci přehrady naprosto neškodná. Jestliže ji vyjádříme hodnotou naklonění, resp. úhlového přetvoření Ds/b , pak dospějeme k hodnotám max. 0,0001 - 0,00015. Deformační odolnost přehradního tělesa vůči přídatným deformacím lze přitom uvažovat spolehlivě v oboru 0,001 - 0,003, tedy spolehlivě v oboru hodnot vyšších než naměřených.

PŘÍTOKY VODY DO RAŽENÉ ŠTOLY

V průběhu ražby byly podrobně dokumentovány lokální přítoky vody do štoly a celkové průtoky vody z větví štoly do přístupové štoly a celkové čerpané množství vody ze tří úseků ražených štol a šachty. Celkové množství vody, přítékající do injekční štoly se pohybovalo v rozpětí max. $Q = 3 - 4$ l/s. Z toho podstatná část vody (zhruba více než 90 - 95 %) přitékala z vrstvy porušeného podkladního betonu. Specifické přítoky vody z betonu se pohybovaly v rozpětí $q_{SB} = 0,005 - 0,03$ l/s/bm (max. místy až 0,1 l/s/bm. Naopak specifické přítoky vody ze zvětralé žuly byly, až na několik výjimek, velmi slabé - převážně v rozpětí do 0,0005 - 0,001 l/s/m. Z uvedených údajů dospějeme k jednoznačnému závěru a potvrzení původního předpokladu, že hlavní a dominantní příčinou problémů přehrady byl špatný stav podkladního betonu po více než 90 letech stáří, kdy byl vystaven účinkům vody s uhlíkatou agresivitou (i když slabou). Kritická je kvalita betonu zejména v údolní části přehrady (v úseku délky 160 - 180 m). Jedná se o silně rozložený beton, ve kterém existují víceméně průběžné vrstvy zcela rozloženého, drolivého betonu bez makroskopických stop cementového pojiva, s výraznou pórovitostí a četnými velkými póry, dutinami a minikanálky. Pevnost tohoto betonu je neměřitelná a prakticky téměř nulová. Vrstvy rozloženého betonu mají extrémní propustnost, koeficient filtrace lze odhadnout jako řádově větší $n \cdot 10^{-3}$ m/s.

Uvedené degradované vrstvy betonu jsou zhruba vodorovné a střídají se s vrstvami poněkud lepšího betonu. Výjimečná jádra nejkvalitnějšího betonu z těchto partií vykazala při laboratorních zkouškách pevnost v prostém tlaku 7 - 13 MPa, objemovou hmotnost (suchou) 1910 - 2043 kg/m³, pórovitost 24 - 29 % a koeficient filtrace $1 \cdot 10^{-5}$ až $3 \cdot 10^{-5}$ m/s. Lze konstatovat, že polohy zcela degradovaného betonu jsou průběžné ve směru proudění vody pod hrází a v uvedené délce cca 180 m víceméně téměř souvislé i v podélném směru.

V podloží přehrady VD Mšeno byla v roce 1999 dokončena první část stavby dodatečně zřizované injekční štoly, která zároveň tvoří základní část těsnícího prvku v podloží přehrady. Stavba bez nadsázek patří do skupiny několika málo unikátních staveb tohoto druhu ve světovém měřítku. A mezi těmito unikátními stavbami se vyznačuje originální koncepcí i řadou dílčích prvků technického řešení. Stavbu se podařilo úspěšně zvládnout mj. díky úzké a vstřícné spolupráci všech partnerů výstavby. Po dokončení těsnící injektaže bude stavebníkovi předáno velmi zajímavé, zcela ojedinělé, účelné a kvalitní dílo.

Obr. 6 Fig. 6
Přehled geotechnických vlastností místních hornin
Survey of geotechnical properties of local rocks

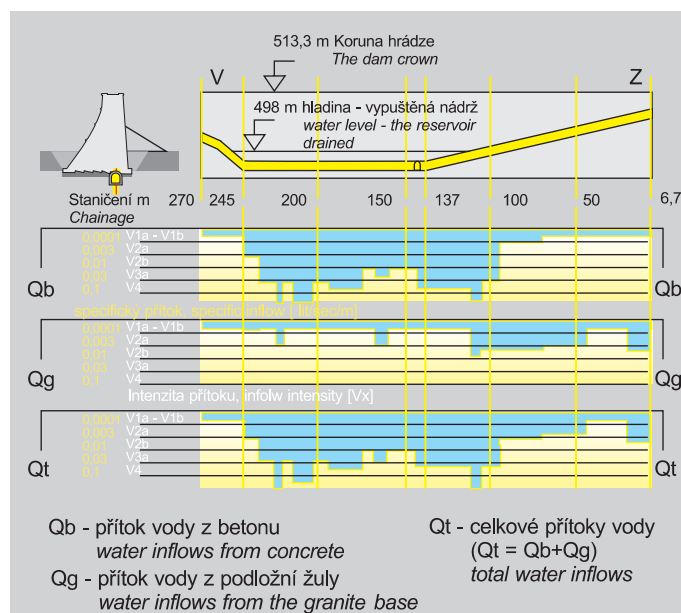
Vlastnost Property		Geotechnický typ Geotechnical type			
		G6	G5	G4	G34
zvětrání weathering	/ Wx /	zemina	W5	W4	W3 - W4
pevnost strength	/ Rx /	zemina	R6	R5	R5 - R4
objemová tíha unit weight	/ kN · m ⁻³ /	20 - 21	22 - 23	23 - 24	24 - 25
přetv. modul modulus of deformation	E_{def} / MPa /	200 - 300	400 - 600	600 - 800	> 1 000
m. pružnosti modulus of elasticity	E' / MPa /	300 - 500	600 - 1 000	1000-1500	> 1 500
pevnost ve smyku shear strength	φ / ° / c / kPa /	> 42° 0	> 45° > 100	> 45° > 200	> 48° > 200
propustnost permeability	k_f / m · s ⁻¹ /	$n \cdot 10^{-6}$	$< 5 \cdot 10^{-7}$	$< 5 \cdot 10^{-7}$	$< 5 \cdot 10^{-6}$

WATER INFLOWS INTO THE EXCAVATED GALLERY

Local water inflows into the gallery, and the total water flow from the gallery branches into the access adit, and the total volume of water pumped from the three sections of the driven galleries and the shaft were documented in a detailed manner in the course of driving. The total volume of water coming to the grouting gallery fluctuated within the range of $Q = 3 - 4$ l/s as a maximum. Out of that, a substantial part of water (roughly over 90 - 95%) flew from the broken layer of blind concrete. Specific inflows of water from the concrete fluctuated within the range of $q_{SB} = 0.05 - 0.03$ l/s/m (locally up to 0.1 l/s/m as a maximum). On the other hand, the specific influx of water from weathered granite was, apart from several exceptions, very weak - mostly within the range of up to 0.0005 - 0.001 l/s/m. On the basis of the above mentioned data, we will arrive at a unambiguous conclusion and confirmation of the original assumption that the main and dominating cause of the problems about the dam resided in the poor condition of the blind concrete after over 90 years of the age, when it had been exposed to the attack from carbonate-corrosive ground water, even if only weakly corrosive. The concrete quality is critical in the dam section found at the deeper part of the valley (a section about 160 - 180 m long). The concrete is heavily disintegrated, with more or less continual layers of totally broken, brashy concrete sections, without any macroscopic hint of cement binder, with an expressed porosity and numerous large pores, cavities and mini-channels. Strength of this concrete is nonmeasurable, effectively nearly zero. The layers of the disintegrated concrete are extremely permeable, the filtration coefficient can be assessed to be higher than $n \cdot 10^{-3}$ in its order.

The above mentioned degraded concrete layers are approximately horizontal, and they alternate with layers of slightly better concrete. Exceptional core samples of the best quality concrete taken from those parts showed compressive strength of 7 - 13 Mpa, unit weight (dry) of 1910 - 2043 kg/m³, porosity of 24 - 29%, and filtration coefficient of $1 \cdot 10^{-5}$ až $3 \cdot 10^{-5}$ m/s. It is possible to state that the locations of totally degraded concrete are continuous in the direction of the flow under the dam, and, within the above mentioned approximately 180 m-long section, more or less nearly continual even in the longitudinal direction.

In 1999, the first part of the additionally provided grouting gallery structure was completed under the Mšeno dam, forming, in the same time, a basic part of the sealing member at the base of the dam. Without exaggeration, the structure can be counted among world's few unique structures of this kind. Among those unique structures, it features an original conception and a number of partial items of the technical solution. Among others, the construction was mastered successfully owing to the close and friendly collaboration of all parties involved in the construction. After completion of the sealing grouting, the very interesting, totally unique, effective and quality works will be handed over to the owner.



Obr. 7 Fig. 7
Přehled iniciálních přítoků vody do štoly při ražbě
Initial water inflows into the gallery during excavation review

ŠTOLOVÉ PŘIVADĚČE VÍRSKÉHO OBLASTNÍHO VODOVODU

TUNNEL CONDUITS OF THE VÍR REGIONAL WATER SYSTEM

ING. ALICE SMOLOVÁ, AQUATIS A.S., ING. MIROSLAV UHLÍK, SUBTERRA A.S.

1. ÚVOD A HLAVNÍ PARAMETRY DÍLA

Koncepce Vírského oblastního vodovodu (VOV, dříve BOV - Brněnský oblastní vodovod) vznikla již v 70. letech, kdy byla přijata a doporučena k realizaci jako nejvhodnější varianta zásobování vodou brněnské aglomerace odběrem z údolní nádrže Víř.

Zásobovanou oblast tvoří město Brno, obce po trase přivaděče Švařec-Brno a dále obce na jih a jihovýchod od Brna (tzv. "oblast hořkých vod").

Zdrojem vody pro VOV je přehrada Víř, budovaná v letech 1950 až 1957 s následujícími parametry:

Plocha povodí	414 km ²
Nadmořská výška povodí	470 - 820 m
Celkový objem nádrže	56,3 mil. m ³
Zásobní objem nádrže	35 mil. m ³
Hloubka nádrže	65,6 m
Zaručený průměrný odběr vody pro VOV	1750 l/s
Asanační minimální průtok pod přehradou	0,48 m ³

Z nádrže dnes odebírá surovou vodu úpravná vodu pro oblast Nové Město - Žďár n/S v množství průměrně 110 l/s. Nádrž Víř má od roku 1962 vyhlášena pásma hygienické ochrany.

Surová voda bude odebírána z nádrže Víř s možností zvolit jednu ze 3 odběrových etází. Hydraulický spád přehrady je využit energeticky.

Z oddělené části vývaru pod hrází je voda vedena sériově řazenými úseky trubní a štolové části přivaděče surové vody do úpravní vody Švařec.

Úpravná voda Švařec je vybudována ve vzdálenosti cca 5 km od odběru z nádrže Víř. Je vybudována na max. kapacitu 2300 l/s upravené vody. Voda bude upravována kontaktní filtrací s dávkováním tekutého síranu hlinitého. Předoxidace surové vody a dezinfekce upravené vody bude prováděna ozónem a oxidem chloričitým. Chod úpravní vody je automatizován a řízen výpočetní technikou.

Z úpravní vody Švařec je čistá voda vedena přivaděčem Švařec-Čebín sériově sestaveným z potrubních úseků, kladených z potrubí HOBAS, DN 1400 mm a tlakových štol v délce cca 30 km do vodojemu Čebín.

Ve vodojemu Čebín dojde ke smíchání s vodou z II. březovského přivaděče. Z vodojemu voda odtéká dvěma směry, a to do 3. pásma brněnské vodovodní sítě (do stávajícího vodojemu 2x17500 m³ Palackého vrch a do nově vybudovaného přivaděče, složeného z potrubí DN 1100 - 1400 mm, s využitím ve vodojemu

1. INTRODUCTION AND MAIN PARAMETERS OF THE WORK

The conception of the Víř regional water system (VRWS, formerly RWSB - Regional Water System of Brno) arose already in the seventies, when it was accepted and recommended for realization as the most suitable variant of water supply for the Brno agglomeration by taking water from the Víř dam.

The region being supplied with this water consists of the city Brno, communities along the route of the conduit Švařec - Brno, and also communities to the south and south-east from Brno (so called „region of bitter water“).

The Víř dam, constructed within the years 1950 to 1957 is the source of water for VRWS. Its parameters are as follows:

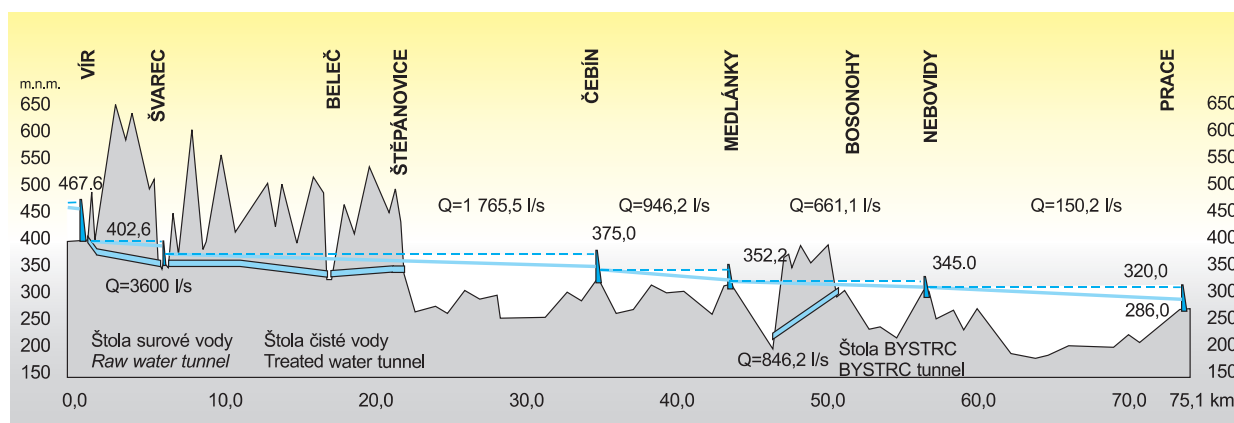
catchment area	414 sq.km
altitude of the catchment area	470 to 820 m
total capacity of the basin	56.3 mil.cub.m
reserve capacity of the basin	35 mil.cub.m
basin depth	65.6 m
guaranteed mean supply for VRWS	1750 lps
compensation water	0.48 mil.cub.m

At present, raw water is taken from the dam by the water treatment plant for the region Nové Město - Žďár n/S in the quantity of 110 litres per second. In the year 1962 there were laid down zones of hygienic protection for the Víř dam.

Raw water will be taken from the Víř dam with the possibility to choose one of three intake levels. The hydraulic gradient of the dam is utilized in a power way.

From the separated part of the stilling basin under the dam, water is led through sections, being arranged in series, of the tube part and tunnel one of the raw water conduit to the water treatment plant Švařec.

The water treatment plant Švařec has been constructed in the distance of about 5 km from the water intake from the Víř basin. It has been constructed for the max. capacity of 2300 litres per second of treated water. Water shall be treated in the way of a continuous filtration with doses of liquid aluminium sulphate. The pre-oxidation of raw water and disinfection of treated water shall be performed by means of ozone and chlorine dioxide. The operation of the water treatment plant is automated and controlled by means of computers.



Obr. 1 Fig.1
Přehledný podélný profil
General longitudinal profile

Bosonohy. Tento přivaděč je v úseku cca 4051 m uložen v suché štolě Bystř-Bosonohy.

Z vodojemu Bosonohy je voda odváděna trubními přivaděči do oblasti umístěné jižně a jihovýchodně od Brna.

2. ŠTOLA SUROVÉ VODY VÍR-ŠVAŘEC

2.1 TECHNICKÝ POPIS

Štola slouží jako tlakový přivaděč surové vody z údolní nádrže Vír do úpravní vody Švařec. Celková délka štoly je 4691 m a provedena byla dle navržené trasy se třemi směrovými oblouky 40,3°, 11,8° a 21,1°, v průměrném spádu 8,9 ‰.

Byla prováděna ručně, za použití trhaviny, s převládající plochou výrubu 10,8 m². Ražba pobíhala od začátku roku 1989 do dubna 1991 ze tří čel. Proto byla pro tento účel v km 0,421 zřízena těžní jáma Hrdá Ves o průměru 5 m, odkud probíhala současně dovrchní čelba 3 k Víru a úpadní čelba 2 k portálu Koroužné (před ÚV Švařec), odkud dovrchně probíhala čelba 1.

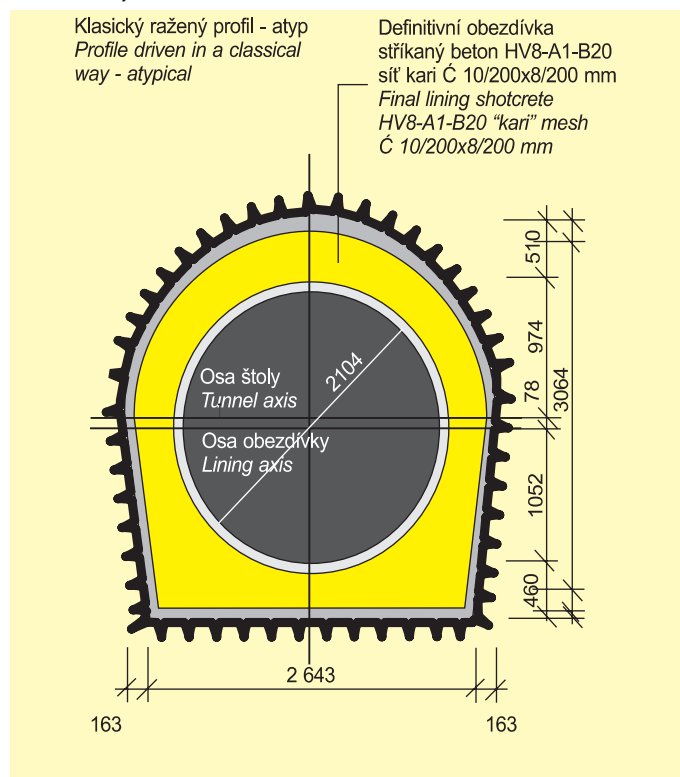
Po dokončení ražby z vyhodnocení geologického sledu štoly byla navržena definitivní obezdívka o průměru 2104 mm z litého vodostavebního betonu HV8-A1-B20 armovaná v kombinaci svařovaných sítí a prutové výztuže na pracovní přetlak 4,8 bar, prováděna kontinuální betonáží.

Na začátku a konci štoly jsou obezdívky navázány na ocelový pancíř světlosti 2120 mm, tl. 16 mm s vnitřní cementací, který vyúsťuje do obou portálů, umožňující revizní vstup do štoly zaslepovací přírubou a dále napojení trubního přivaděče světlosti 1600 a 1400 mm. V místě navázání ocel. pancíře a betonových obezdívek byla provedena těsnící injektážní clona sestávající ze tří prstenců vrtů vzdálených od sebe 500 mm, přičemž v jedné řadě bylo 12 vrtů délek 2,3 a 4,5 m. V nejvyšším místě štolového přivaděče, v portálu Vír je provedeno přivařením na pancíř zavzdušňovací a odvzdušňovací potrubí světlosti 530 mm tl. 9 mm s vnitřní cementací, opatření funkční i ozdobnou hlavicí. Vypuštění štoly je možné z trubního přivaděče za portálem Koroužné do řeky Svratky.

2.2 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Základní geologické představy o charakteru hornin v trase štoly byly získány ze základních geologických a ložiskových průzkumů, geologického řešení a mapování, doplnění vrtným průzkumem a provedením průzkumné štoly v letech 1979 - 1982, která byla ražena na plný profil z portálu Koroužné v délce 774,5 m. Tyto práce završila detailní geologická prognóza v trase štoly zpracovaná prof. M. Šamalikovou (VUT Brno), kde byly stanoveny geotechnické charakteristiky hornin a vymezeny oblasti s očekávaným výskytem poruchových zón.

V průběhu ražby byl prováděn nepřetržitý geologický sled štoly, který představoval rozsáhlý soubor prací na jehož realizaci se podílel tým pracovníků různých organizací, metodicky a organizačně řízený zpracovatelem akce (RNDr. J. Hanák - Geotest, a.s. Brno). Bylo také prováděno nepřetržité sledování vlivu štolových prací na vodní zdroje v blízkosti štoly.



Obr. 2 Fig. 2
Štola surové vody Vír - Švařec - příčný profil
Raw water tunnel Vír - Švařec

Clean water from the WTP Švařec is led through the conduit Švařec - Čebín assembled in a series way from tube sections consisting of HOBAS tubes, DN 1400 mm, and of pressure tunnels in the length of about 30 km to the reservoir Čebín.

In the reservoir Čebín there takes place a mixing with water from the 11nd conduit Březová. Water flows away from the reservoir in two directions, viz. to the 3rd zone of the water mains network of Brno (into the existing reservoir Palackého vrch 2 x 17500 cub.m and into a newly constructed supply conduit consisting of tubes DN 1100 to 1400 mm, with its utilization in the reservoir Bosonohy. Said conduit is seated in the section of about 4051 m in a dry tunnel Bystř - Bosonohy.

Water is led through conduits from the water reservoir Bosonohy into the region located south and south-east from Brno.

2. TUNNEL FOR RAW WATER, VÍR - ŠVAŘEC

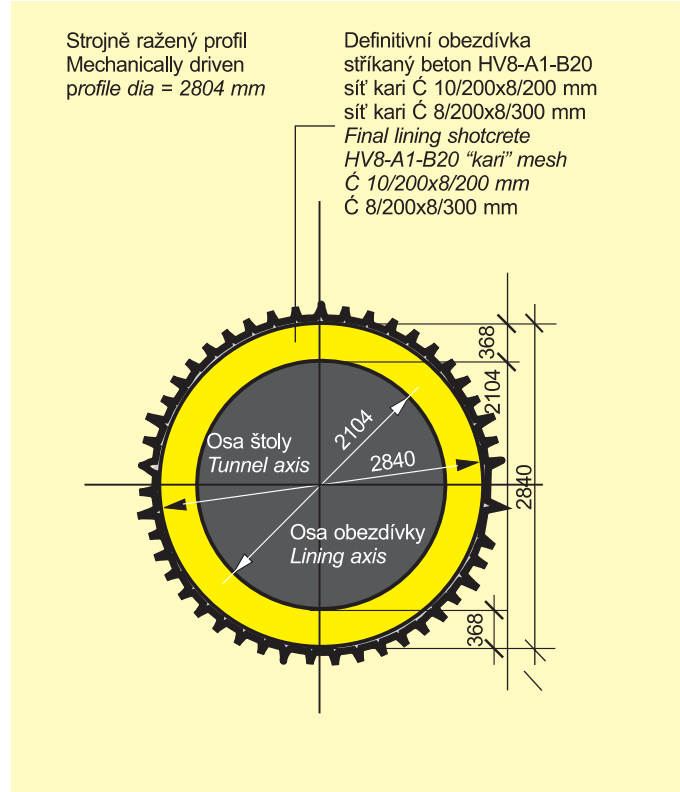
2.1. TECHNICAL DESCRIPTION

The tunnel serves as a pressure conduit of raw water from the dam Vír into the WTP Švařec. The total tunnel length is 4691 m, and it was realized according to the designed alignment with three direction bends 40.3°, 11.8° and 21.1°, and the mean slope was 8.9 ‰.

The work was performed manually, when using explosives, with the prevailing excavated area of 10.8 sq.m. The driving was carried out from the beginning of the year 1989 till April 1991 from three headings. That is why for this reason in km 0.421 there was made a working shaft Hrdá Ves of Dia 5 m, from where simultaneously an upward heading No.3 to Vír was carried out as well as a downward bottom heading No.2 to the portal Koroužné (before the WTP Švařec), from where the upward heading No.1 was performed.

The driving having been completed and the geological sequence of tunnels having been evaluated, there was designed the final lining of Dia 2104 mm made of poured water-retaining concrete HV8-A1-B20 reinforced in combination of welded mesh and bar reinforcement for the operational overpressure of 4.8 bar, realized in the way of continuous concreting.

At the beginning and at the end of the tunnel, the tunnel lining is joined to a steel armour of internal Dia 2120 mm, 16 mm thick, with internal cement lining, which enters both portals and enables an inspection access to the tunnel through a blind flange, as well as a connection of the tube conduit of the internal Dia 1600 and 1400 mm. In the spot of joining of the steel armour and concrete lining, there was made a sealing grout curtain consisting of three rings of bores of 500 mm spacing. In one ring there were 12 bores being 2,3 and 4.5 m long. In the highest place of the tunnel conduit, at the portal Vír, there is made, by means of welding to the armour, an air-



Obr. 5 Fig. 5
Štola surové vody Vír - Švařec - příčný profil
Raw water tunnel Vír - Švařec

Výsledky geologického sledu potvrdily závěry prognózy, takže můžeme říci, že štola svým průběhem zastihla komplex hornin svrateckého krystalinika, tvořeného s výraznou převahou horninami rulového charakteru - až 89 %, pouze v koncovém úseku byl zaznamenán vyšší podíl hornin svorového charakteru, místy s velkou tlačivostí, což si vyžádalo použití nejtěžšího typu obezdívky. Celkově lze geotechnickou kvalitu horninového masívu hodnotit jako dobrou až velmi dobrou v 80 % délky štoly a v 5 % úseku štoly jako špatnou až velmi špatnou (horniny svorového charakteru, př. i přítomnost intenzivnějšího tektonického porušení s výskytem puklinových vod.

Zvodnění masívu bylo slabé, úseky se silným zvodněním byly zastíženy na méně než 1 % a se středním zvodněním - slabé puklinové vývary byly v množství 12 % z celkové délky štoly.

Radioaktivita byla proměřena po celém úseku štoly a v úseku km 2,759 - 2,763 byla zjištěna výraznější anomálie, která byla likvidována pracovníky ČSÚP - závod Pegas s ověřením kontrolními měřeními.

Výsledky sledu byly průběžně sdělovány projekční organizací (Aquatis a.s. Brno), jako podklad pro dimenzování definitivního ostění štoly.

3. ŠTOLA UPRAVENÉ VODY ŠVAŘEC - ŠTĚPÁNOVICE

3.1 TECHNICKÝ POPIS

Štola slouží jako tlakový přiváděč pitné vody z úpravny vody Švařec do koncového portálu Štěpánovice, odkud dále pokračuje trubicí trasa přiváděče až do oblasti brněnské aglomerace a okolí.

Štola je rozdělena v trase zařízení údolím s Křepetovským potokem na dva úseky. První úsek Švařec-Běleč I délky 10589 m a druhý úsek Běleč II-Štěpánovice délky 5015 m jsou propojeny trubicí šybkou DN 1400 mm dl. 97 m.

Úsek Švařec-Běleč I byl ražen ze tří čelab razicími stroji RS 24-27 s velikostí razící hlavy 2840 mm, přičemž třetí čelba byla otevřena v km 8,298 boční štolou Černvír dl. 330 m vyraženou klasickou technologií, svojí provozní funkcí sloužící pro zásobení obcí ve Svrateckém údolí pitnou vodou. Ražba probíhala dle navržené trasy se třemi směrovými oblouky 79‰; 38 a 57,4 gradů, v min. spádu 1,4‰ a max. spádu 7,7‰.

Druhý úsek Běleč II-Štěpánovice byl ražen jednou čelbou z portálu Běleč II dovrchně, razícím strojem RS 24-27 s vel. razící hlavy 2840 mm, dle navržené trasy se dvěma směrovými oblouky 8,8 a 16 gradů, ve spádu 1,96‰.

Po dobu ražby bylo u obou úseků použito provizorní vystrojení ocelovými segmentovými plechy, kotvenými lepenými svorníkovými kotvami v klenbě díla pouze v místech poruch, jinak ražený profil nebylo třeba zabezpečit.

release and air-inlet piping of the internal diameter 530 mm, 9 mm thick, with an internal cement layer, provided with a functional and decorative head. The tunnel may be discharged through the tube conduit behind the portal Koroužné to the river Svratka.

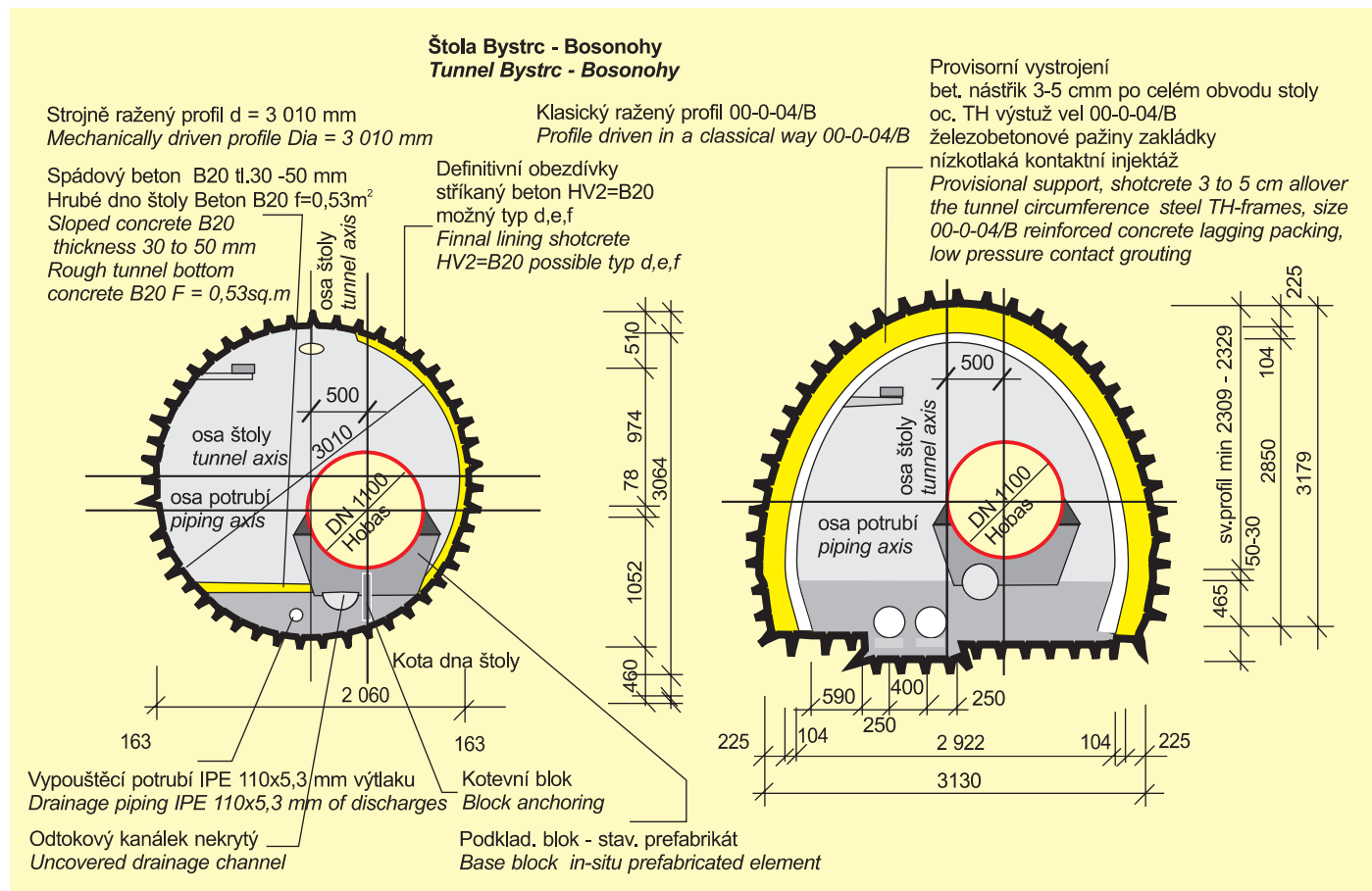
2.2. GEOLOGICAL CONDITIONS

Basic geological ideas of the rock character along the tunnel route were obtained through basic geological investigations and deposit ones, geological solution and mapping out, completed with survey drilling and a trial gallery performed within the years 1979 to 1982, which was driven in a full profile from the portal Koroužné in the length of 774.5 m. Said works were completed with a geological prognosis for the tunnel route, elaborated by Prof. M. Šamaliková (Technical University Brno), where geotechnical characteristics of rocks were laid down and areas with expected defect zones were localized.

In the course of the drive there was performed a continuous geological monitoring of tunnels which represented an extensive complex of works, in the realization of which there took part a team of workers of various organizations, controlled in a methodic way and in the way of organization by the elaborator of the action (RNDr. J. Hanák - Geotest, a.s. Brno). There was also performed a continuous monitoring of the influence of tunnelling works upon water sources near the tunnel.

Results of the geological monitoring were proved by conclusions of prognosis, so that one can say that the tunnel alignment passed through a rock complex of Svratka crystalline rock formation, the most part of which is formed by rocks of gneiss character - up to 89 %, only in the final section there was found out a higher share of rocks of mica-schist, on some places with high pressure effect, which resulted in application of the heaviest type of lining. Generally, the geotechnical quality of the rock massif can be evaluated as a good one up to a very good one in 80 % of the tunnel length, and in 5 % of the tunnel section as bad one up to a very bad one (rocks of mica-schist, possibly even the presence of more intensive tectonic faults with fissure water).

A rock saturation was slight, sections with a strong saturation were found out only in the extent of 1 % and sections with a medium saturation - slight fissure outflows, took place only in 12 % of the whole tunnel length.



Portálové úseky, vždy v délkách 60 m byly raženy klasickou technologií a vystrojeny ocelovými pancíři Č 2120x16 mm s betonovou vnitřní vystýlkou, které umožňují revizní vstupy do štol a napojení trubního přivaděče.

V místě navázání ocelového pancíře a betonové obezdívky byly provedeny injektáže clony.

Po dokončení ražby z vyhodnocení geologického sledu štol byla navržena definitivní obezdívka z litého vodostavebního betonu HV8-A1-B20 a HV12-A1-B20 pro úsek Švařec-Běleč I o průměru 2104 mm a pro úsek Běleč II-Štěpánovice o průměru 2450 mm, armovaná svařovanými sítěmi.

V nejvyšších místech štolových úseků jsou zřízeny trvalé větrací vrty Ø 500 a to v prvním úseku v km 5,148 "Vrt Chlébské" dl. 77 m a v druhém úseku v km 4,121 "Vrt Brusná" dl. 113, sloužící jako automatické odvětrání a zavzdušnění štolového přivaděče při provozu a dále jako odběrná místa pro zásobení skupiny obcí situované poblíž přivaděče.

Štolové úseky je možné vypouštět v portálu Švařec do řeky Svratky a z portálu Běleč I a Běleč II štybkou do Křepťovského potoka.

3.2 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Základní geologické představy a průzkumy, dle nichž se ladila trasa štol, byly prováděny v souladu se štolou surové vody. V průběhu ražby byl prováděn nepřetržitý geologický sled, včetně nepřetržitého sledování vlivu štolových prací na vodní zdroje v blízkosti trasy.

Trasa štolového přivaděče prochází dvěma jednotkami svratecké klenby moravika - horniny olešnické a bítešské skupiny.

Horniny olešnické skupiny jsou zastoupené fylity s grafitickými polohami, svory, krystalickými vápenci a dvojslídny svory.

Horniny bítešské skupiny jsou zastoupeny bítešskou rulou, proniknutou četnými vložkami amfibolitických rul, amfibolitů, metakvarcilů a krystal. vápenců.

Prognóza zastížení oslabených zón v počátečním úseku u Švařce, situovaných do spodního úseku olešnické skupiny se plně potvrdila zhoršením geotechnických podmínek ražby z přibližně 20 % tohoto úseku. Intenzivní poruchová pásma tvořená grafitickými fylity s hydrotermálním ovlivněním si vyžádala pomalý postup ražby se zajištěním ostění těžším provizorním zajištěním.

V další bítešské skupině byly potvrzeny geotechnicky problémové zóny v oblastech nižšího nadloží - údolí Hodonínky, Horního Čepí, Skorotice a Křížovic. Lze však konstatovat, že zhoršené podmínky pro ražbu byly zastíženy v relativně malých úsecích a nereprezentovaly více, než 2 % celého úseku štol čistě vody.

Velký vliv na tuto příznivou situaci měla i změna původního trasování vychýlením trasy z původního severojižního směru k západu. Došlo k prodloužení trasy, ale

Radioactivity was measured all over the tunnel section, and in the section of km 2.759 to 2.763, there was found out a more significant anomaly which was liquidated by workers of ČSUP - plant Pegas, with verifying by means of check measurements.

Results of monitoring were continuously announced to a designing organization (Aquatix a.s. Brno) as the base for laying down dimensions of the final tunnel lining.

3. TUNNEL FOR TREATED WATER, ŠVAŘEC - ŠTĚPÁNOVICE 3.1. TECHNICAL DESCRIPTION

The tunnel serves as a pressure conduit of drinking water from the water treatment plant Švařec to the end portal Štěpánovice, from where the piped part of the conduit continues up to the area of the agglomeration of Brno and its environs.

The tunnel line is divided by a valley with the Křepťov brook into two sections. The first section Švařec - Běleč I, 10589 m long, and the second section Běleč II - Štěpánovice, 5015 m long, are interconnected by means of a tube, DN 1400 mm, 97 m long.

The section Švařec - Běleč I was driven from three points of attack by means of tunnel boring machines RS 24-27, the cutterhead having 2840 mm in diameter. The third point of attack was in km 8.298, with an access via the side tunnel Černovír, 330 m long, driven in a classical technology, the operational function of which serves for supplying drinking water to communities in the Svratka valley. The driving was performed in compliance with the designed alignment with three directional bends of 79, 38 and 57.4 grades, min. slope of 1.4 %, and max. slope of 7.7 %.

The second section Běleč II - Štěpánovice was driven by means of one heading from the portal Běleč II upward, when applying the driving machine RS 24-27, the cutterhead having 2840 mm, in compliance with the designed track with two directional bends: 8.8 and 16 grades, slope: 1.96 %.

In both sections, during the period of driving, a provisional support of steel liner plates, anchored with resin encapsulated rock bolts in the vault of the works was used only in faulted locations. It was not needed to secure the driven profile in the other sections.

Portal sections, always in lengths of 60 m were driven in the way of a classic technique and for the support there were applied steel armours of Dia 2120 x 16 mm with an internal cement lining. Said armours enable both to enter the tunnel because of inspection reasons and to connect the piped section of the conduit.

In the spot of joining of the steel armour and the concrete lining, there were made grout curtains.



Obr. 5 Fig. 5 Štola Bystrc - Bosonohy - potrubí Hobas
Tunnel Bystrc - Bosonohy - Hobas piping

tuto skutečnost vyvážily příznivé podmínky pro ražbu i dimenzování definitivní obezdívky.

Závěrem lze konstatovat, že ražba v celém úseku proběhla bez výraznějších mimořádných událostí, které by si vyžádaly zásadní změny technologických postupů ražby oproti projektu díla.

4. ŠTOLA BYSTRC-BOSONOHY

4.1 TECHNICKÝ POPIS

Štola je navržena jako suchá, v délce 4051 m, sloužící k uložení vodovodního přivaděče DN 1100 mm a dvou výtlačků DN 300.

Ražba byla provedena razícím strojem RS 24-24 o profilu razicí hlavy 3010 mm směrem z Bystrce dovrchné, ve spádu 2 % až do staničení 3066 m. Druhá čelba - úpadní, směrem z Bosonoh byla prováděna klasickou technologií za použití travin o podkovovitém příčném profilu s provizorním vystrojením TH výztuže. Na styku dvou čelb byl proveden trvalý vrt Kohoutovice Č 1219 mm, dl. 91 m sloužící pro vedení dvou výtlačných řadů DN 300 z vodojemu Bosonohy do vodojemu Kohoutovice.

Strojní ražbě z Bystrce předcházela úsek klasické ražby v délce 600 m, který šikmo protínal avizované poruchové pásmo, které si vyžádalo pomalý postup ražby a těžké provizorní vystrojení včetně jehlování. Portál Bystrc přitom nebylo možné situovat na jinou lokalitu, neboť v té době započala ražba horkovodní štoly Dukovany-Brno, která nedovolila změnu trasy. Paradoxem je, že tato stavba byla zastavena a opuštěna. Definitivní obezdívky klasicky ražených částí jsou ze stříkaného vodostavebního betonu HV2 - B20 s výztužením ocelovými svařovanými sítěmi. Definitivní obezdívky strojně ražených úseků jsou provedeny pouze v místech poruch stříkaným vodostavebním betonem HV2 - B20 s výztužením sítěmi, nebo bez sítě. Ze 70 % je ale štola nezabezpečena, neboť ostění je stabilní, nenavětralé a pro účely stavby vyhovující.

Obr. č. 4

V pravé polovině profilu je na betonových podkladních blocích uloženo potrubí Hobas DN 1100 kotvené ocelovými třmeny. Tyto bloky jsou uchyceny lepenými svorníkovými kotvami, které jsou spojeny s výztuží.

V úseku Bosonohy - vrt Kohoutovice - dl. 949 m jsou ve dně štoly v armaturním kanálu uloženy dva výtlačné řady Hobas DN 300.

Vypouštění výtlačků a odvedení malého množství průlinových vod (z celé délky štoly cca 1,0 l/s) je zabezpečeno odpadním potrubím zabetonovaným ve dně štoly a odpadním otevřeným kanálem s odpadem přes domek Bystrc do potoka Vrbovce.

Štola je osvětlená a v portálovém domku Bystrc je na potrubí sekční uzávěr s elektrickým ovládním.

Tlaková zkouška přivaděče byla provedena na zkušební tlak na 2,1 MPa za zvláštních bezpečnostních opatření dle samostatně zpracovaného předpisu, bez komplikací.

The driving having been completed driving operations and the geological monitoring of tunnels evaluated, the final lining, made of poured water-retaining concrete HV8-A1-B20 and HV12-A1-B20 was designed, viz. for the section Švařec - Běleč I having the diameter 2104 mm, and for the section Běleč II - Štěpánovice having the diameter 2450 mm, reinforced with welded mesh.

Permanent ventilation holes of Dia 500 were made in the highest places of tunnel sections, viz. in the first section in km 5.148 „Hole Chlébské“, 77 m long, and in the second section in km 4.121 - „Hole Brusná“, 113 m long, serving as automatic air-release and air-inlet for the tunnel conduit during the operation, and also as water intake places for supplying groups of communities situated near the conduit.

The tunnel sections may be emptied in the portal Švařec to the river Svatka, and from the portal Běleč I and Běleč II through an inverted siphon to the Křepov brook.

3.2. GEOLOGICAL CONDITIONS

Basic geological ideas and investigations, according to which the tunnel route was modified, were carried out in compliance with the raw water tunnel. In the course of driving, a permanent geological monitoring was performed, inclusive a continuous monitoring of influence of the tunnel works upon water sources existing in the neighbourhood of the line.

The route of the tunnel conduit passes through two units of the Moravic formation's Svatka vault, i.e. rocks of the Olešnice and Bíteš groups.

Rocks of the Olešnice group are represented by phyllites with graphitic positions, mica schists, crystalline limestones and double-mica schists.

Rocks of the Bíteš group are represented by Bíteš gneiss with many inserts of amphibolitic gneiss, amphibolites, metaquartzites and crystalline limestones.

The prognosis of encountering weakened zones in the opening section near Švařec, situated in the lower section of the Olešnice group, was fully certified by worsening geotechnical conditions of driving in about 20 % of this section. Intense weakness zones formed by graphitic phyllites with hydrothermal influence required a slow progress of driving with securing the lining by means of a heavier provisional support.

In a further Bíteš group, there were certified geotechnically problem zones in areas of the shallower overburden - valley of Hodonínka, Horní Čepí, Skorotice and Křížovice. It may be stated, though, both that worsened driving conditions were



Obr. č. 6 Portál Bystrc - razicí stroj
Bystrc portal - boring machine

4.2 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Základní geologické představy a průzkumy, dle nichž se ladila trasa štol a navrhovala technologie ražby byla prováděna dle popisu v kapitole 2.2.

V průběhu ražby byl prováděn nepřetržitý geologický sled, z jehož závěru vyplývá, že štola Bystrc-Bosonohy prochází horninami brněnského masivu s převahou hornin dioritového charakteru (dioritu, serpentinitu, amfibolitu, gabra), s menším podílem ultrabazických hornin.

Lze konstatovat, že podmínky pro ražbu, mimo začátečního úseku směrem od Bystrce, kde byla směrově šikmo zachycena rozsáhlá poruchová zóna tvořená milonitem, umožňující nasazení razicího stroje až v km 0,600, byly velmi příznivé.

5. SOUHRNNÉ HODNOCENÍ POUŽITÝCH TECHNOLOGIÍ VÝSTAVBY

Podzemní objekty na souboru staveb VOV prováděla firma Subterra a.s.

Ta zavedla do praxe v roce 1970 jako první u nás plnoprofilové razicí stroje. Jde o stroje s kruhovou vrtací hlavou pro malé a střední profily o průměru výrubu 2,7 až 3,8 m. Na základě zkušeností s dovezenými stroji od výrobce Demag (SRN) přikročila firma Subterra a.s. (dříve VDUP k.p.) se svými kooperanty k vlastnímu vývoji a výrobě prototypů razicích strojů obdobné konstrukce. Celkem disponovala čtyřmi stroji, se kterými vyrazila u nás a na Slovensku téměř 70 km štol. Z toho na stavbě VOV přes 18 km. Strojní ražba byla na této stavbě zvolena jako základní metoda a oproti konvenční ražbě pomocí trhavin přinesla výhody ve snížení objemu rubaniny, úspore hmot na definitivní vystrojení a ve lhůtě výstavby. Umožnila rovněž menší počet vstupů z povrchu na úroveň štol.

Pouze úvodní úseky u portálů, štola surové vody a boční štoly byly vyraženy konvenční technologií. Geologie v trase všech tří štol byla pro nasazení plnoprofilových razicích strojů optimální. Nedošlo k žádným provozním problémům, které by nebyly zvládnuty běžnými konstrukčními prvky pro dočasnou výztuž, jimiž jsou svorníky, ocelová síť, stříkaný beton nebo lehké ocelové plechové segmenty.

Správnost zvolené metody potvrzuje i to, že mnohakilometrové úseky bylo možno ponechat pouze v rostlém stavu po výrubu bez definitivní obezdívky. Ta, pokud ji projekt předepisoval, byla provedena buď prostým či vyztuženým betonem do ocelového teleskopického bednění nebo stříkaným betonem. Obě technologie má firma Subterra a.s. ověřeny z mnoha staveb a zvládla je úspěšně i na stavbě VOV.

6. ZÁVĚR

V současné době jsou štolové přivaděče a ostatní objekty zkolaudovány, probíhá zkušební provoz, s uvedením celé akce v letošním roce do provozu.

Lze konstatovat, že s daným rozsahem štolových přivaděčů se bezproblémově vyrovnaly všechny zainteresované složky od projektanta, geologů, dodavatele, investora a odvedly velmi dobrou, kvalitní práci, která je svým rozsahem ojedinělá.



Obr. 7 Fig. 7
Štola surové vody - betonáž
Raw water tunnel - concreting

found out in relatively short sections, and that they did not represent more than 2 % of the whole treated water tunnel section.

The modification of the original alignment also influenced this favourable situation very much, viz. by modifying the original north-southern direction to the west. In this way the track was made longer, but said fact was more than compensated by favourable driving conditions and dimensions of the final lining.

At the end, it can be stated that the driving was realized in the whole section without considerable extraordinary events which would require fundamental changes of technological processes of driving with respect to the design of the works.

4. TUNNEL BYSTRC - BOSONOHY

4.1. TECHNICAL DESCRIPTION

The tunnel was designed as a dry one, in the length of 4051 m, serving for placing the water supply conduit DN 1100 mm and two discharge pipings DN 300.

The driving was carried out by means of the tunnel boring machine RS 24-24, having the cutterhead diameter of 3010 mm, in the direction from Bystrc upwards, in the slope of 2 % up to the chainage 3066 m. The second heading - downwards in the direction from Bosonohy, was performed by means of a classic technique when applying explosives, with a horseshoe cross profile, with a provisional support by TH-frames. At the contact of two headings, there was made a permanent hole Kohoutovice, Dia 1219 mm, 91 m long, serving for leading two delivery pipings, DN 300, from the reservoir Bosonohy to the reservoir Kohoutovice.

Before the mechanical driving from Bystrc, a section of classic driving, 600 m long, was made, which crossed in an oblique way the expected weakness zone and which required a slow driving progress and a heavy provisional support, inclusive forepoling. It was not possible to situate the portal Bystrc to another locality, because at that time there was started the driving of a heat conveying tunnel Dukovany-Brno which made impossible a change in the alignment. It is paradoxical that said construction was stopped and abandoned. Final lining of classically driven parts is made of impermeable shotcrete HV2-B20, reinforced with steel welded mesh. Final lining of sections driven by means of TBMs is made only in the places of faults using water retaining shotcrete HV2-B20 with a reinforcement by means of steel mesh or without the mesh. 70 % of the tunnel has not been supported, because the rock is stable, unweathered and suitable for construction purposes.

In the right half of the profile, the piping HOBAS, DN 1100, is seated on supporting concrete blocks. It is anchored by means of steel clips. Fixed blocks are at the Bystrc and Bosonohy portals only. They consist of steel reinforcement, fixed by resin encapsulated rock bolts, cast in concrete.

In the section Bosonohy - Hole Kohoutovice, 949 m long, there are seated two delivery pipelines HOBAS DN 300 on the bottom of the tunnel in a channel.

Emptying of the delivery pipelines and draining of small quantities of penetrating water (1.0 litre per sec. from the whole tunnel length) has been secured by means of a discharge piping concreted in the tunnel bottom, and by means of an open channel leading through the small house Bystrc to the brook Vrbovce.

The tunnel is illuminated, and in the portal small house Bystrc, on the piping, a section valve with an electric control is mounted.

A pressure test of the conduit was performed without troubles under the test pressure of 2.1 MPa, at special safety measures, under a separately elaborated regulation.(photograph)

4.2. GEOLOGICAL CONDITIONS

Basic geological ideas and investigations, according to which the tunnel alignment was modified and the driving technique was designed, were realized according to the description in chapter 2.2.

In the course of driving operations, a continuous geological monitoring was performed, from the conclusion of which it results that the tunnel Bystrc - Bosonohy passes through rocks of the Brno massif with prevailing rocks of a diorite character (diorite, serpentinite, amphibolite, gabra), with a smaller share of ultrabasic rocks. It may be stated that driving conditions, except the opening section in the direction from Bystrc, where in the oblique direction existed a weakness zone consisting of mylonite, enabling the application of a tunnel boring machine only from the km 0.600, were very favourable.

5. COMPREHENSIVE EVALUATION OF APPLIED CONSTRUCTION TECHNIQUES

Underground structures concerning VRWS were realized by the firm Subterra a.s. Said firm, as the first one in our country, applied, in the year 1970, in practice full-



Obr. 8 Fig.8
Portálový domek Bystrc
Portal small house - Bystrc

face TBMs. It concerns machines provided with a circular cutterhead for small and middle profiles of the excavation diameter 2.7 to 3.8 m. On the basis of experience with imported machines from the manufacturer Demag (FRG), the firm Subterra a.s. (formerly VDUP k.p.), with its cooperators, started its own development and production of tunnel boring machine prototypes of an analogous design. It had at its disposal four machines, by means of which nearly 70 km of tunnels were driven both in our country and in Slovakia. As to the construction of VRWS, it was 18 km. The driving with machines was chosen for said construction as the basic method, and with respect to a classical driving method by means of explosives, there arose advantages represented by a decreased volume of muck, by saving material for final lining and by the shorter period of construction. Said method also made it possible to decrease the number of entrances from the surface to the tunnel level.

Only the opening sections at portals, the raw water tunnel and side tunnels were driven by means of the classic technique. Geological conditions along the alignment of all three tunnels were the best for applying full-face TBMs.

No operational problems appeared which could not be solved by means of usual structural elements for a temporary support, such as bolts, steel mesh, shotcrete or light steel liner plates.

The fact that many kilometre sections could stay only in the raw condition after excavation without a final lining also proves that the method was selected well. The lining, if prescribed by the drawing, was performed either by means of plain concrete or reinforced concrete when having applied steel telescopic forms, or by means of shotcrete. Both technologies were tested and applied by the firm Subterra a.s. at many constructions, and said firm applied them successfully even when having constructed the VRWS.

6. CONCLUSION

At present, the tunnel conduits and other constructions have been approved, a trial operation is being performed, and this year the whole project will be set into operation.

It may be stated that all interested parties, from the designer, geologists, contractor, up to the investor, fulfilled their duties without problems and performed a very good work of a high quality which is unique as to its extent.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

ZÁSOBOVÁNÍ VODOU MĚSTA HELSINKY A OKOLÍ BYLO OHROŽENO

Hlavní město Finska, Helsinky a jejich okolí (cca 1 milion obyvatel), je zásobováno pitnou vodou z jezera Päijänne, které leží více než 120 km severním směrem. Voda z jezera je přiváděna tunelem, jehož rozměry jsou: - šířka 4,00 m, výška 4,50 m. Tunel dlouhý 120 km byl ražen pomocí trhacích prací většinou v kompaktní žule a byl dokončen v roce 1982. Tunel nemá jednotný spád, respektive průběžný spád od odběrného místa v jezeře až k vodárenským zařízením u města Helsinky. Naopak v závislosti na morfologii terénu a geotechnických poměrech podle potřeby klesá a stoupá. Na trase je řada vstupů do hlavního tunelového příváděče, které při stavbě sloužily jako přístupové tunely pro ražbu. Jsou ve vzdálenostech 5 až 20 km a klesají ve sklonu 7 : 1 až do maximální hloubky 120 m pod terémem. Většina trasy hlavního tunelu není vystrojena definitivním ostěním, což umožnila kvalita skalního masivu, pouze některé úseky jsou zabezpečeny stříkaným betonem v kombinaci se sítěmi a svorníky.

Začátkem roku 1998 bylo zjištěno, že v trase příváděče došlo k velmi vážnému závalu, který skoro zcela zasypal průtočný profil a ohrozil tak zásobování oblasti Helsinek pitnou vodou. Oblast závalu bylo možno určit jen velmi přibližně pomocí provedení vrtů a měření hydrodynamické úrovně hladiny proudící vody, jak se projevila ve vrtech. Ale přesné místo a rozsah závalu nebylo možno tímto způsobem stanovit. Ani příčinu závalu se nezjistila, pouze se předpokládalo, že zával byl způsoben přítomností bobtnavých jílu v nadloží tunelu.

Zakázku na zjištění výše uvedených podstatných skutečností získala kanadská firma Aquatic Sciences Inc. (dále jen ASI). Ta byla schopná nabídnout provedení průzkumu pomocí dálkově ovládaného zařízení i referenci z inspekce přírodního horního nátokového tunelu délky 20 km k vodní elektrárně v Peru. Použití zařízení firmy ASI umožnilo provedení průzkumu tunelu bez jeho vypuštění.

Metoda byla zvolena z několika důvodů. Jednak některé úseky v důsledku podélného vedení trasy tunelu nejsou gravitačně odvodnit a navíc vodojemy u Helsinek mají kapacitu pouze na 10-ti denní potřebu pitné vody. Dalším rizikem, v případě vypuštění vody, by bylo vytvoření obráceného hydrostatického tlaku a jeho případný vliv na stabilitu tunelu, dále narušení vodního režimu v okolí tunelu (vč. eventuelního vlivu na zemědělskou produkci v přilehlém území).

Aby se dálkově ovládané zařízení dostalo k závalu, musely se využít nejbližší vstupy do tunelu. V nich činila vzdálenost k vodní hladině cca 300 m, což vyžadovalo další opatření pro dopravu zařízení z povrchu tunelem vstupu až k úrovni hladiny. Vstup, který se nachází pod závalem (ve směru proudící vody), byl vzdálený asi 3000 m od závalu a vzdálenost ke vstupu "nad závalem" (proti proudu) byla cca 8000 m. Tato vzdálenost byla větší, než délka úseku, kterou zařízení prozkoumávalo v Peru.

Pro získání potřebných dat a pohyb ve vodě má zařízení řadu prvků. Patří k nim navigační ultrazvukové zařízení (sonar), které slouží pro zabránění kolísání, ultrazvukové profilovací zařízení (snímá příčné i podélný profil), dva druhy kamer a elektro-hydraulické manipulační rameno. To nese jednak jednu z kamer, je schopné pomoci vyprostit zařízení, pokud by došlo k jeho zablokování, a v neposlední řadě slouží pro odběr vzorků hornin. S povrchovým řídicím stanovištěm bylo zařízení spojeno optickým kabelem pro přenos dat a silovými kabely pro zajištění elektrického příkonu. Kabely byly spojeny do svazku a opatřeny plováky, takže se - stejně jako vlastní dálkově ovládané zařízení - vznášely ve vodě. Prvním výsledkem průzkumu bylo zjištění, že v poruchové zóně je tunel prakticky zasypán a průzkum musel pokračovat i ze vzdálenějšího protivodního vstupu. Tak se zjistilo, že zával má délku 18 m a obsahuje cca 120 m³ rozvolněné skály. Odebrané vzorky potvrdily přítomnost bobtnajících jílu.

Dále bylo provedeno profilování celé trasy od obou vstupů k závalu. Zjištěné poruchy (menší kaverny a z nich vypadlý materiál) se zaznamenaly a následně vyhodnotily. Po těchto zjištěních zákazník zadal firmě ASI provedení průzkumu celé zbývající délky 120 km dlouhého tunelu. Použilo se 10 vstupů a nejdelší cesta zařízení trvala 63 hodin (mimo nočních přestávek, kdy zařízení bylo v klidu v "parkovací" poloze). Průzkum celé délky tunelu byl ukončen v březnu 1999.

Na základě skutečností zjištěných průzkumem v oblasti závalu rozhodl provozovatel o způsobu sanace. Vybudoje se nový obchvatný tunel (bypass) v souběhu se zavalenou částí tunelu původního. Pouze pro provedení propojení se vypustí v nutném rozsahu tato sekce tunelu a současně se zával zabetonuje.

Podle zahraničních podkladů

WATER SUPPLY TO THE CITY OF HELSINKI AND ITS VICINITY WAS THREATENED

The capital city of Finland, Helsinki and its vicinity (app. 1 mill. inhabitants), is supplied by drinking water from the Päijänne lake, which lies more than 120 km northern direction. Water from the lake is being delivered by tunnel, whose measures are: width 4,00 m, height 4,50 m. The 120 km long tunnel was driven using drill-and-blast technique, mostly in compact granite, and was finished in 1982. The tunnel is not on a continuous grade, res. running grade from the collection spot at the lake to the water processing plants near the city of Helsinki. To the contrary, it falls and rises in elevation according to the requirements dependent on the terrain morphology and geotechnical conditions. There is a number of access points to the main feeder along the route, which served as access tunnels for the driving during the construction. They are in distance of 5 to 20 km and fall at the gradient of 7:1, up to the maximum depth of 120 m beneath the surface. Most of the alignment of the main tunnel is not equipped with the final lining, which was allowed by the quality of the rock massive, only certain sections are secured with shotcrete in combination with welded mesh and rock bolts.

By the beginning of the year 1998 it was found that a quite severe collapse appeared on the route of the supply tunnel, which almost entirely blocked the tunnel profile and thus threatened the drinking water supply for the Helsinki area. It was only possible to approximately determine the extent of the collapse by drilling and measuring the level of hydrodynamic water table found in boreholes. Nevertheless, it was not possible to assess the exact location and extent of the collapse using the above method. Nor the cause of the collapse was revealed, it was only estimated, that it was caused by the presence of swelling clays in the tunnel overburden.

The tender for determination of the above mentioned fundamental facts was won by a Canadian firm Aquatic Sciences Inc. (further only ASI). It was able to offer performance of the exploration using remote control vehicles, as well as a reference from the inspection of a 20 km-long headrace tunnel at a hydro-electric power plant in Peru. Utilization of the ISA technology allowed realization of exploration of the tunnel without its dewatering. The method was selected for several reasons. First of all, some sections are, due to the longitudinal section of the tunnel unable to be gravitationally drained and further, water tanks near Helsinki have a mere capacity for 10 days of needed drinking water supply. Another risk, in case of dewatering, would be a creation of a reverse hydrostatic pressure and its potential impact on stability of the tunnel, also a disturbance of the water regime in the vicinity of the tunnel (including eventual influence on agricultural production in the adjacent area).

To let the remotely operated vehicle get to the collapse, the closest access tunnels had to be used. The distance to the water line inside those tunnels from their portals was about 300 m, what required other measures for transportation of the equipment from the surface. An access, which lies downstream of the collapse, was distant app. 3000 m from the collapse, and the distance to a upstream access was app. 8000 m. This distance was larger than the length of the section, which the vehicle had explored in Peru.

The vehicle has several elements for the requisite data logging and movement in water. To those belong a navigation sonar for collision avoidance, a sonar profiling both circumferential and longitudinal cross sections, 2 types of cameras and electro-hydraulic manipulator arm. The arm carries one of the cameras, is capable of disengaging the apparatus in case of blocking, and last but not least, it serves for retrieval of rock samples. With its surface control center was the apparatus connected by an optical cable for data transmission and power cables to ensure the electricity supply. The cables were knotted together and equipped by floats, so that - as well as the remotely controlled vehicle itself - they floated in water. First outcome of the exploration was a revelation, that in the defected zone the tunnel is almost filled in and that the exploration would have to continue from the more distant upstream access as well. Through this it was found out, that the collapse was 18 m long and consisted of app. 120m³ of loose rock. Collected samples confirmed the presence of swelling clays. Furthermore, a profile of the entire tunnel from the both accesses to the collapse was elaborated. Revealed defects (smaller caverns and out of them fallen debris) were recorded and consequently evaluated. After these ascertainment, the client commissioned the ASI to perform an exploration of the entire remaining length of the 120 km long tunnel. Ten accesses were used and the longest travel of the apparatus took 63 hours (except night breaks when the vehicle was still in a "parking" mode). Based on the facts ascertained by the exploration in the area of the collapse, the operator decided about the method of remediation. A new bypass tunnel will be constructed, parallel to the collapsed section of the former tunnel. Only for realization of the connection, this tunnel section will be dewatered to the requisite extent, meanwhile the cave-in will be backfilled with concrete.

According to foreign materials
Ing. Miloslav Novotný

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU

CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

PŘEDSEDNICTVO ČTuK

na svém zasedání 28. 4. 2000 projednalo přípravu na Valné shromáždění ITA/AITES, které se konalo v květnu v Durbanu u příležitosti Světového tunelářského kongresu, a pověřilo člena předsednictva Ing. Valeše a Ing. Šňupárka CSc., aby na Valném shromáždění Českou republiku zastupovali. Předseda Ing. Hess informoval o jednání exekutivy ITA/AITES a o perspektivách a připravovaných aktivitách této světové tunelářské organizace. Předsednictvo dále stanovilo termín konání výročního valného shromáždění ČTuK na 13. června a schválilo program jednání včetně prezentace a exkurze na stavbu tunelů Mrázovka. Projednalo rovněž čerpání rozpočtu za rok 1999 a návrh rozpočtu na rok 2000. Předseda přípravného výboru konference Podzemní stavby Praha 2000 prof. Ing. Barták, DrSc. informoval předsednictvo o stavu příprav konference, na níž bylo přihlášeno 70 příspěvků. Harmonogram přípravy je dodržován, konečný program konference včetně přihlášek je v tisku. Předsednictvo projednalo sdělení zakládajícího člena ČTuK - Vodní stavby, a.s. - týkající se ukončení členství. Ve smyslu stanov ČTuK a uzavřené smlouvy je nejbližším termínem pro ukončení členství 31. 12. 2000. Předsednictvo s uspokojením konstatovalo, že časopis TUNEL má v rámci ITA/AITES dobrý ohlas i v ostatních členských zemích. ČTuK připravil články do pamětní publikace ITA/AITES (Promotion Book) a do červencového čísla časopisu TRIBUNE, zaměřeného na Českou republiku a Slovensko. ČTuK připravuje jako službu svým členským organizacím možnost získání slevy při nákupu softwarových licencí firem AUTODESK a AUTOCAD uzavřením zastřešující kapacitní dohody.

PŘÍPRAVNÝ VÝBOR KONFERENCE PSP 2000

na svých dvou letošních zasedáních se zabýval především zaslanými příspěvky rozdělenými do čtyř tematických okruhů. Bylo rozhodnuto, aby příspěvky týkající se tunelů Mrázovka, kterých se sešel větší počet, tvořily samostatný podokruh C1. Byly vybrány příspěvky k přednesu a schválen návrh programu konference včetně formulářů přihlášek k účasti i k ubytování. Všechny členské organizace byly vyzvány k inzerci v "Programu", ve "Sborníku" konference i v "Tunelu" a k nabídce inzerce svým subdodavatelům. Úvodní i závěrečné slovo konference přislíbil prezident ITA/AITES prof. Haack a úvodní projevy dvou tematických okruhů přednesou členové exekutivy ITA/AITES prof. Eizenstein a prof. Pelizza. Záštitu konferenci udělil a na zahájení konference vystoupí primátor hl. m. Prahy Ing. arch. Jan Kasl. Po technické a materiální stránce je konference za předpokladu počtu 250 účastníků zajištěna.

REDAKČNÍ RADA ČASOPISU TUNEL

na svém dubnovém zasedání projednala ediční program letošního ročníku se zaměřením třetího čísla na konferenci PSP 2000, čerpání rozpočtu za rok 1999 a návrh na rozpočet edice v roce 2000. Z hlediska udržení kvality a rozsahu časopisu byl zdůrazněn nutný finanční přínos inzerce se zaměřením i mimo členy ČTuK. Vyzývá současně všechny autory, aby své příspěvky předávaly v dostatečném předstihu před uzávěrkou, pokud si sami nezajistí kvalitní překlad do angličtiny, a to vždy na disketě a s jedním otiskem. Podtitulky obrázků je třeba vždy připojit za text článku, nikoliv psát na zadní stranu fotografií apod.

THE CTuK BOARD

On its session on April 28th 2000 discussed the preparation of the ITA/AITES General Assembly, which is being held in Durban in May, by the occasion of the International Tunneling Congress, and delegated board members Ing. Valeš and Ing. Šňupárek CSc. to represent the Czech Republic during the General Assembly. Ing. Hess informed of the negotiations of the ITA/AITES executive as well as of the perspectives and upcoming activities of this international tunneling organization. The board moreover set up a term for the annual CTuK general assembly to June 13th and adopted the program of the session, including presentation and excursion to the construction of the Mrázovka tunnels. Furthermore, it discussed utilization of the 1999 budget and proposal for the 2000 budget. The chair of the Preparatory Committee for the Underground Works Prague 2000 conference Prof. Ing. Barták CSc. notified the board about the condition of preparations of the conference, to which 70 contributions had been checked in. The timetable of the preparation is being kept, the final program of the conference including the applications is in the state of printing. The board discussed the notification of the CTuK founding member - Vodní Stavby, a.s. - concerning the termination of its membership. According to the CTuK regulations and signed contract, the closest term for termination of the membership is December 31st 2000. The board stated with satisfaction that the Tunnel magazine has, within the frame of the ITA/AITES, a good rating in other member countries as well. The CTuK has prepared articles to the memorial publication of the ITA/AITES (Promotion Book) as well as to the July issue of the Tribune magazine, which is focused on the Czech Republic and Slovakia. The CTuK is preparing, as a service to its member organizations, a possibility to obtain a discount for purchase of software licenses of the AUTODESK and AUTOCAD companies by signing a covering capacity agreement.

THE PREPARATORY COMMITTEE FOR THE UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2000 CONFERENCE

has been on its two this year's sessions mainly dealing with the received contributions, thematically divided into four topics. It has been decided, that those contributions concerning the Mrázovka tunnels, of which a larger amount had been collected, are to form a separate sub-topic C1. Contributions to be delivered have been selected and proposal for the program of the conference, including application forms for both participation and accommodation, has been adopted. All the member organizations have been requested to advertise in the "Program", in the "Proceedings" of the conference and in the "Tunnel", as well as to offer advertisements to its subcontractors. The initial and concluding word has been pledged by the ITA/AITES president Prof. Haack and the opening speeches of the two theme topics will be delivered by the ITA/AITES executive members Prof. Eizenstein and Prof. Pelizza. The Mayor of the capital city of Prague Ing. Arch. Jan Kasl has granted a patronage over the conference and has also pledged to participate the opening ceremony of the conference. From the technical and material point of view, the conference is under the expected condition of 250 participants secured.

THE EDITORIAL COUNCIL OF THE TUNEL MAGAZINE

on its April session, discussed the editorial program for this year with third issue's focus on the Underground Works Prague 2000 conference, utilization of the 1999 budget and proposal for the 2000 editorial budget. In order to keep the quality and extent of the magazine, an essential financial benefit from the advertisement, also with aim on non-CTuK members, was emphasized. It simultaneously calls upon all authors to hand over their contributions well in advance before the deadline, unless they take care of the qualified translation into English themselves, and thus always on floppy disk along with one copy. Subtitles for pictures need to be enclosed beneath the text of the article; they are not to be written on the reverse side of the photographs etc.

ŽIVOTNÍ JUBILEA

LIFE JUBILEES

DVOJÍ GRATULACE K ŠEDESÁTINÁM
ING. JINDŘICHA HESSE

Životní dráha jubilanta se vine neoddělitelně stavbou pražského metra, která právě získala prestižní titul "Stavba století" v kategorii našich dopravních staveb. Jde o velkou stavbu, na níž se podílely desítky firem v čele s Metrostavem a tisíce lidí. Každý z nich na ní zanechal svou větší nebo menší stopu. Ing. Jindřich Hess se do její historie zapsal nesmazatelně. Byl vždy tam, kde se ve významných okamžicích výstavby rozhodovalo.

Jako stavbyvedoucí stál na počátku šedesátých let u montáže prvního nemechanizovaného razicího štítu na traťovém tunelu pod Štětkovou ulicí na Pankráci. Po několika letech zahájil ražbu tunelu pod Vltavou a Starým Městem prvním mechanizovaným štítem. Jako technický náměstek Metrostavu řídil od roku 1977 technický rozvoj a zavádění moderních tunelářských technologií u podniku přes štít s frézovací hlavou až po Novou rakouskou tunelovací metodu. Výrobním náměstkem byl jmenován roku 1984 právě v době vrcholících dokončovací prací na třetí trase metra, která byla v následujícím roce uvedena ve stanoveném termínu do provozu.

V roce 1988 byl zvolen ředitelem státního podniku a od roku 1991 předsedou představenstva a generálním ředitelem akciové společnosti Metrostav. Opět nastaly okamžiky zásadního rozhodování. V procesu privatizace zachovat akciovou společnost v její velikosti a výkonnosti při zárukách kvality a udržet pozice na trhu stavebních prací. V dalším období po roce 1993 zajistit transformaci specializované stavební firmy v souladu v požadavky na univerzální stavební společnost.

Angažovanost jubilanta v podzemním stavitelství však trvá i nadále. Vždyť již od samého založení Českého (dříve Československého) tunelářského komitétu v roce 1982 je členem odborné pracovní skupiny ITA/AITES. Jeho aktivita v této mezinárodní tunelářské společnosti byla oceněna zvolením do jejího předsednictva a navíc v roce 1998 do funkce vice-prezidenta, kterou zastává dosud.

Kromě toho je Ing. Hess místopředsedou Hospodářské komory hl. m. Prahy a členem vědecké rady ČVUT Praha a VŠE Praha.

Jeho osobní život je spjat především s hudbou, pro níž má v rodině díky své ženě a dceři plodné zázemí. Z jeho iniciativy se pak hudba dostává i mezi pracovníky akciové společnosti Metrostav a její hosty při již tradičních předvánočních koncertech.

Na závěr pak můžeme připojit tu dvojí gratulaci - k významnému životnímu jubileu, kterého se dožil 13. května v plné svěžesti a tvůrčí aktivitě, a ke "Stavbě století", která mu byla stavařskou kolébkou.

DOUBLE CONGRATULATION TO
ING. JINDŘICH HESS'S SIXTIETH BIRTHDAY

The life journey of the jubilee twines along the construction of Prague subway, which has recently won the prestigious title "Construction of the century" in category of our transportation works. It is about a huge construction, by which tens of firms, led by Metrostav, as well as thousands of people took their part. Ing. Hess has indelibly inscribed in its history. He was always there, where decisions about significant moments of the construction have been taken.

As a construction leader in the beginning of the sixties, he stood by installation of the first non-mechanized driving shield, and thus at the running tunnel beneath Štětková street at Pankrác. Several years later he started an excavation of a tunnel under the Vltava river and the Old Town, using the first mechanized shield. As a technical deputy by Metrostav, since 1977 he had been leading technical development and implementation of modern tunneling technologies by the company, from the shield with a cutter head to a New Austrian tunneling method. He was appointed a deputy of manufacture in 1984, just in the times of culmination of the finishing works of the third subway line, which was put into operation the following year, within the proposed term.

In 1988, he was elected a director of the national company, in 1991 a chair of the board of directors and a general director of Metrostav a.s. The moments of basic decision-taking came again: during the process of privatization to keep the joint-stock company in its extent and efficiency while guaranteeing quality and keeping the positions on the market of building industry; In another period after the year 1993 to ensure transformation of the specialized construction company in accordance with the demand with the universal construction community.

However, the jubilee's involvement in underground works goes on as well. In fact, since the very foundation of the Czech (formerly Czechoslovak) Tunneling Committee in 1982 he has been a member of a professional ITA/AITES Working Group. His activity in this international tunneling organization was honored by his election to board of directors and moreover, in 1998 to the position of vice-president, which he has been holding till now.

Besides, Ing. Hess is a vice-chair of the Economic Chamber of the Capital Prague and a member of scientific councils of ČVUT and VŠE Prague.

His personal life is before all closely connected with music, for which he in his family, thanks to his wife and daughter, has fertile haven. From his initiative, the music also spreads among the employees of Metrostav a.s. and its guests during the traditional fore-Christmas concerts.

To the conclusion, we can add that double congratulation - to a significant life jubilee, which he has achieved on May 13 with full vigor and creative activity, and to the "Construction of the century", which had been a working cradle for him.

K ŽIVOTNÉMU JUBILEU PROF. ING. FRANTIŠKA KLEPSALA, CSC.

Každý, kto chce v živote niečo dosiahnuť, musí mať nielen talent, ale aj vášň ísť za svojimi cieľmi. Jubilant, ktorý sa 31. mája 2000 dožíva 65 rokov ich má niekoľko. Jeho prvou vášňou bola a je cesta za vedomosťami. Milníkmi na tejto ceste sú absolvované školy a dosiahnuté vedecko-pedagogické tituly. Výsledkom je renomé a uznanie odbornej verejnosti.

Druhou vášňou, ktorá bezprostredne podmieňuje jeho vedomostný potenciál je publikačná aktivita. Je autorom 7 monografií, 15 vysokoškolských skrípt a nespočetného množstva článkov a príspevkov v odborných časopisoch, resp. na konferenciách. Expertnými posudkami pozitívne ovplyvňuje vývoj podzemného stavebníctva už niekoľko desaťročí. Na pokroku bezvýkopových technológií a razení podzemných diel má nesporne na Slovensku svoj významný podiel.

Tretou vášňou, nad rámec svojich profesionálnych záujmov, je pēšia turistika. Keby na svojich výbramách mal krokomer ukázať by prinajmenšom taký počet krokov, ktoré by stačili na obídenie zemegule. Je oficiálnym nositeľom titulu majstra turistiky a pešo prešliapal aj trasu z hradu Wartburg pri Eisenachu v Nemecku na Gelert v Budapešti. Dĺžka tejto trasy meria úctyhodných 1000 km. Sklon k fyzickej záťaži a športu potvrdzuje aj jeho ľahkoatletická minulosť, stolný tenis, cvičiteľstvo a i.

Štvrtou viditeľnou vášňou je cestovateľstvo. Nedá sa napísať, že svoje životné úspory pomíňal na cestovanie po svete, lebo peniaze na cestovanie minul skôr ako ich mohol odložiť. Jan Werich v jednej zo svojich kníh napísal, že Jiří Štercl musí byť dobrý človek, keď si dožičil zaplatiť cestu svojich chlapčenských snov na Klondyke. Dovoľujem si vysloviť rovnaké presvedčenie parafrázou: Prof. F. Klepsatel musí byť tiež dobrý človek, lebo si dožičil zaplatiť cestu na Maledívy.

Keby niekto chcel vedieť aj obligátne údaje z jeho životopisu, ponúkame nasledovný úryvok:

Rodiskom jubilanta sú Markušovce pri Spišskej Novej Vsi. Po maturite na štátnom reálnom Gymnáziu v Bratislave v roku 1953 nastúpil na Fakultu inžinierskeho staviteľstva SVŠP, kde úspešne ukončil študijný odbor Cesty a mosty. Po promócií v decembri 1958 nastúpil od januára 1959 ako asistent na Katedru dopravných stavieb, odkiaľ prešiel v roku 1962 na Katedru geotechniky, kde pracuje doteraz. V roku 1971 dosiahol hodnosť CSc., v roku 1980 bol habilitovaný na docenta a v roku 1995 se stal profesorom na odbor teória a konštrukcia inžinierskych stavieb. Na stavebnej fakulte STU vyučuje predmety: podzemné stavby, vodohospodárske podzemné stavby, mechanika hornín, rekonštrukcia podzemných stavieb. Vo výzume sa zameriaval najmä na bezvýkopové technológie a rekonštrukcie kanalizácií. Je členom mnohých odborných záujmových organizácií (STA, STT, ISRM a ďal.).

Jeho oddanosť a sústredenosť na odborné záujmy, resp. osobné záľuby dokazuje aj to, že nikdy neplatil stranické známky.

V mene redakcie časopisu Tunel, komitétu STA i za všetkých, ktorí osobitne oceňujú jeho priateľstvo a profesionalitu, vyslovujem jubilantovi vďaka za obohatenie odboru podzemného stavebníctva, ako aj pranie dobrého zdravia a životnej pohody v dôstojnosti seniorskeho veku.



TO THE JUBILEE OF PROF. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, CSC.

Everyone, who wants to achieve something in his life, has to have only talent, but also a passion to pursue his goals. A jubilee, who will turn 65 on May 31st, has several of them. His first passion was is a search for knowledge. Graduated schools and achieved scholarly-pedagogic credentials are breakpoints on this journey. Reputation and recognition by the professional community are a result.

His second passion, which imminently implicates his knowledge potential, is represented by publication activity. He is an author of 7 monographs, 15 university scripts as well as of countless number of articles and contributions in the technical magazines, res. at the conferences.

Whit his expert critiques, he positively influences the developmen of underground works for a few decades already. No doubt, he also has a considerable share on the progress of the trenchless technologies and driving of underground counstruction in Slovakia.

His third passion, above the frame of his professional interests, is hiking. If he had a pedometer on his treads, it would at least show a number of the title champion of hiking and by foot also walked the path from the castle Wartburg near Eisenach in Gremany to Gelert in Budapest. The length of this path measures by his athletical history, table tennis, gymnastics etc.

His fourth passion is travelling. It can not be written, that he disbursed his life savings for travelling around the world, because he had spent the money with travelling before he could have put them aside. Jan Werich in one of his books wrote that Jiří Štercel has to be a good man when he afforded an identical belief with a paraphrase: Prof. Klepsatel has to be a good man as well, because he afforded to pay himself a journey to the Maldives Islands.

If someone also wanted to know the obligatory information from his curriculum vitae, we offer the following excerpt:

The jubilee's birthplace is Markušovce near Spišská Nová Ves. After a graduation from a state practical grammar school in Bratislava in 1953, he entered the Faculty of engineering structures SVŠT, where he successfully graduated in the field of Roads and bridges. Following his commencement in December, in January 1959 he joined the chair of traffic constructions as an assistant, from where he in 1962 moved to the chair of geotechnics, where he has been working till now. In 1971 he achieved the CSc. title, in 1980 was habilitated as a lecturer and in 1995 became a professor in the fied of theory and konstruktion of engineering structures. At the Faculty of construction STU, he teaches subjects: the underground works, the water-economic underground works, the mechanics of the rocks, the reconstruction of underground works. In the field of research, he had been focusing mostly on trenchless technologies and the reconstruction of the sewerage systems. He is a member of many specialized organizations (STA, STT, ISRM, etc.). His devotion and concentratin on the professional interestes, res. personal hobbies, also proves the fact, thah he has never paid the party tribute.

On behalf of the desk of the Tunel magazine, STA committee and of others, who personally appreciate of underground works to the jubilee, as well wishing of a good health and life amenity in the senior age.

Ing. Jozef Frankovský
tajomník komitétu STA - secretary of the STA Committee

INFORMACE

INFORMATION

CO MŮŽETE NALÉZT V KNIHOVNĚ ČTuK
WHAT'S POSSIBLE TO FIND IN THE CTuK LIBRARY
A. ČASOPISY - MAGAZINES

- „Tunel“ (ČTuK) od ročníku 1992
- „Tunel and Underground Space Technologie“ (ITA/AITES) - od č. 4 ročníku 1993
- „Tribune“ (ITA/AITES) - od č. 1 (12/1996)
- „No Dig International“ - od roku 1996
- „No Dig“ (ČR) - od roku 1997
- „Galerie“ (Itálie) - od roku 1994
- „Tunnels et ouvrages souterrains“ (FR) - od roku 1996
- „Tunel“ (NSR, STUVA) - od roku 1995
- „International Construction“ (USA) - roku 1997
- „World Tunnelling“ (GB) - od roku 1995
- „Engineering News Record“ (USA) - od roku 1997
- „Tunnel and Tunnelling International“ (GB) od roku 1997
- „World Underground Space Podzemnoe prostranstvo“ (Rusko) pd roku 1996
- Japonský tunelářský časopis (Jap.) - od roku 1993
- některá čísla skandinávských a jiných tunelářských časopisů

B. SBORNÍKY PŘÍSPĚVKŮ - VOLUMES OF PAPERS

- Sborník příspěvků na konferenci ČTuK '94. Ps '97
- Sborník příspěvků „Hornická Příbram '95“
- Sborník příspěvků konference „Tunely pre tretie tisícročie“, Prievidza 1996
- Sborník příspěvků „Geotechnická konference“, Bratislava 1996
- Sborník příspěvků „Budownictwo podzemne“ '96, Krakov 1996
- Sborník příspěvků „Tradition & Development in Underground Constructions“, Brašov 1996
- Sborník příspěvků ze světového kongresu ITA/AITES „Tunnels for people“ (2 svazky). Wien 1996
- Sborník příspěvků ze světového kongresu ITA/Aites „Tunnelling Asie“ '97, New Delhi 1997
- Sborník příspěvků z tunelářské konference „TUNNELLING ASIA“ '97, HYDRO CENTENARY - 1997, 20. - 24. 1997
Dito - SPECIAL LECTURES
- Sborník příspěvků z konference „UNITA WORKSHOP“ Characterisation of TBM for Tunnelling Flysches, Tarifa 20. - 22. 2. 1997
- Abstrakt ze 7. mezinárodní konference „UNDERGROUND SPACE 1997 INDOOR CITIES OF TOMORROW“, Montreal 1997
- Sborník příspěvků ze světového tunelářského kongresu „TUNNELS AND METROPOLISES“, Sao Paulo 25. - 30. 4. 1998
- Sborník příspěvků z mezinárodního tunelářského kongresu „UNDERGROUND CONSTRUCTION IN MODERN INFRASTRUCTURE STOCKHOLM“ 7. - 9. 6. 1998
- Sborník příspěvků z konference „Underground City: Geotechnology and Architecture“, Petrohrad 9/98
- Sborník přednášek ze 4. konference o bezvýkopových technologiích, Jeseník 10/98
- Sborník z mezinárodního sympozia „Ground Challenges“ for the 21st Century, Oslo, Norsko, 05/99

- Sborník příspěvků z mezinárodní konference „Sprayed Concrete“
- Sborník příspěvků z mezinárodní konference „Underground Works: Ambitions and Realities“, Paříž, 10/1999
- Sborník příspěvků ze semináře „Podzemní skladování vyhořelého jaderného paliva“, VŠB - TU Ostrava, 10/1999
- Sborník příspěvků ze světového tunelářského kongresu „Tunnels under Pressure“, Durban, JAR, 05/2000

C. ZPRÁVY Z VALNÝCH SHROMÁŽDĚNÍ ITA/AITES
NEWS FROM ITA/AITES GENERAL ASSEMBLIES
D. RŮZNÉ PŘÍRUČKY A PUBLIKACE
VARIOUS MANUALS AND PUBLICATIONS

- Hornická ročenka
- Tunnelbau 1994, Essen 1994
- Safe Working in Tunnelling (SRN) 1989
- Metropolitany na liniach melkovo založenija, J. C. Frolov, J. E. Kruk, Moskva 1994
- Publikace finské tunelářské asociace The Fourh Ware of Rosk Construction, 1997
- Technické publikace NANYANG TECHNICAL UNIVERSITY of Singapore 1995 - 1997
- Publikace NO DIG Grabenloses Bauen.... 1997 (angl./něm.)
- Publikace Stuva 1997 Unterirdische Bauen in Deutschland (něm./angl.)
- Protlačení nekuhových profilů kolektorových přípojek v podmínkách nesoudržných zemin v prostředí městské zástavby, Ing Roman Vaďura, oceněná diplomová práce (1998)

FOTBALOVÝ TURNAJ TUNELÁŘŮ
TUNNELLERS' FOOTBALL CUP

Za účasti pěti družstev se 8. června 2000 konal v Roztokách u Prahy 6 tunelářský turnaj v malé kopané. Fotbalové boje probíhaly současně na dvou hřištích z velkého zájmu celé tunelářské obce a jejich příznivců. Organizátorem byla opět firma POHL cz, a.s., která ve velmi pěkném prostředí zajistila občerstvení spojené s opékáním selat.

Turnaje se zúčastnilo 5 mužstev a po urputných bojích zaujala toto pořadí:

1. PRE a.s. Praha
2. METROSTAV a.s. divize 5 Praha
3. Pohl CZ, a.s. Roztoky
4. KO-KA s.r.o.
5. SUBTERRA a.s. Praha

Vítěz již tradičně získal putovní cenu věnovanou Revírní báňskou záchrannou stanicí Kladno-štit s historickou maskou důlního záchranáře a neputovní cenu - pečené sele. Velmi hodnotná sportovní klání probíhala za pěkného počasí a skvělé nálady. Všichni se již těšíme na 7. ročník turnaje.

Ing. Jaromír Zlámal



METROPROJEKT Praha a.s.

česká projektová a inženýrská akciová společnost Czech design and engineering joint-stock company

**Dle Vašich požadavků zpracujeme
pro Vás:**

- rozborové studie a analýzy investic
- projektovou dokumentaci všech stupňů
- transformaci & autorizaci dokumentace
- zahraničních klientů podle českých norem a předpisů
- poradenskou a konzultační činnost

**According to your requirements we elaborate
for you:**

- pre-investment studies & analyses
- project documentation at all levels
- transformation & authorisation of project documentation of foreign clients in compliance with Czech standards and regulations
- advisory & consulting services

Kontaktní spojení:

Contact address:

METROPROJEKT Praha a.s.

Nám. I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2, Czech Republic

Phone: + (420 2) 96 204 121, Fax: + (40 2) 96 204 122

E-mail: metroprojekt@metroprojekt.cz

**SÍDLO:
POD VŠEMI SVATÝMI 13
301 64 PLZEŇ**



**IČO: 25236954
DIČ: 138-25236954
TEL.: 019/753 7537
FAX: 019/753 8676**

ČINNOST HORNICKÁ A ČINNOST PROVÁDĚNÁ HORNICKÝM ZPŮSOBEM

- budování kolektorů
- ražby kanalizačních sběračů
- ražené průzkumné štoly
železničních a silničních tunelů
- ražby kanalizačních sběračů
- hloubení jam
- ražené podchody železnic

INŽENÝRSKÉ STAVBY

- čistírny odpadních vod
- veškeré inženýrské sítě

SPECIÁLNÍ PRÁCE

- injektáže
- statické zajišťování skalních masivů a staveb
- zemní práce

**Navazujeme na dlouholetou tradici
Západočeských uhelných dolů.**

**Ing. Zdeněk Hanzal
předseda představenstva
ředitel společnosti**



Inženýring
DOPRAVNÍCH STAVEB
a.s.

ZAJIŠŤUJE VEŠKERÉ ČINNOSTI K PŘÍPRAVĚ A REALIZACI STAVEB

- inženýrská činnost ve stavebnictví
- inženýrsko-konzultační činnost v oblasti rozvoje dopravních systémů
- projektová činnost ve výstavbě
- provádění staveb včetně jejich změn, udržovacích prací na nich a jejich odstraňování
- výkon zeměměřických činností
- poradenská činnost v oblasti stavebnictví
- poskytování služeb v oblasti zadávání veřejných zakázek

Okruh zajišťovaných staveb:

metro, pozemní komunikace, tramvajové tratě, mosty, administrativní a technologické budovy, obchodní centra, rekonstrukce budov včetně historických, skládky, sportovní areály



ZKUŠENÝ PARTNER - ZÁRUKA KVALITY

Na Moráni 3
128 01 Praha 2

tel.: 02/22646112
fax: 02/22640334

e-mail: ids@ids-praha.cz



**...o návrhovém programu
zítřka - zažijte již dnes**

***...design software for tomorrow's
challenges - available today***

Některé projekty zkrátka vyžadují
coś navíc od Vaší projekční
skupiny a Vašich návrhových
nástrojů.
Tehdy přichází na scénu systém MX.

MX pracuje ve 3D již od prvního kliknutí
myši - umožní Vám s důvěrou zvládnout
nejméně 3D návrhy i jednoduché projekty
s neuvěřitelnou rychlostí. Použití liniového
modelování nabízí schopnost návrhu tvarů
s lehkostí a absolutní přesností.

MX posouvá hranice snadnosti použití
s projekčně přátelským ovládáním při
navrhování ve všech svých oblastech
použití. Pracuje přímo v AutoCADu,
MicroStationu, nebo ve Windows - umožňuje
bez obtíží sdílet data projektu mezi projek-
tovými partnery.
Dříve, než zakoupíte další projekční systém,
zeptejte se nás, co přináší zítřek.

*Some projects just demand that lit-
tle extra from your design team
and your design tools.
That's where MX comes into play.*

*MX works in three dimensions straight
from the first mouse click - allowing you to
tackle complex designs with confidence
and simple designs with unrivalled speed.
It uses string modelling - offering you the
ability to design intersections with ease
and total accuracy.*

*MX redefines ease of use, with an engi-
neer-friendly approach to design in all ap-
plication areas. It is totally interoperable
between AutoCAD, MicroStation and
Windows - allowing you to share project
data seamlessly with project partners.
Before you buy any more civil design soft-
ware,
talk to us to see what the future might hold.*

pro návrh silnic
pro rekonstrukce komunikací
pro halové i obytné zóny zástavby
pro železniční inženýrství

for Road Design
for Pavement Renewal
for Site Development
for Rail Engineering

Volejte (02) 57290399 SYMOS a žádejte informační materiály a demo CD.
www.infrasoft-civil.com... sen o návrhovém programu zítřka - zažijte již dnes

Call us Toll Free on 1-877 INFRASOFT, for a product information pack.
www.infrasoft-civil.com...design software for tomorrow's challenges - available today

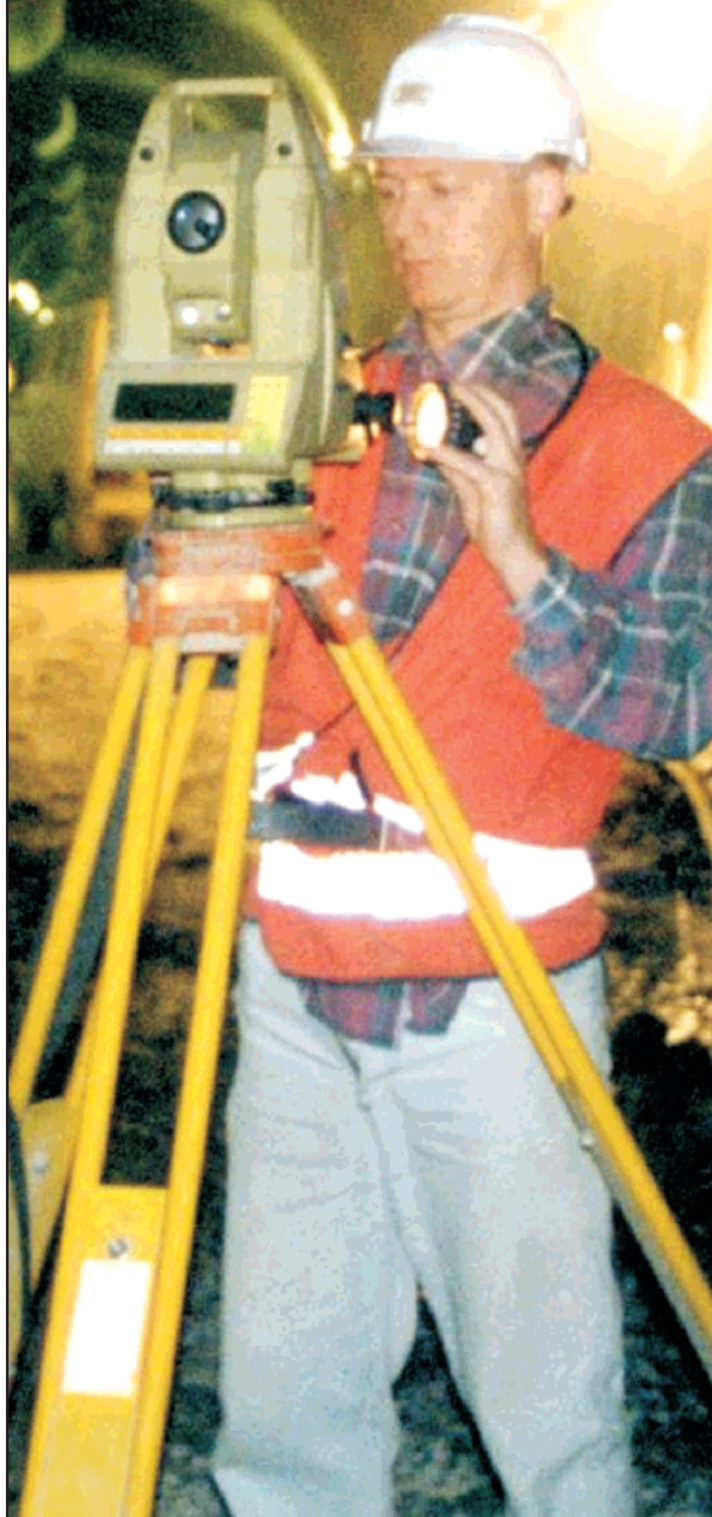
 SYMOS

autodesk

mos s.r.o., Jinonická 80, 158 00 Praha 5, Tel.:02/57290399
Fax: m02/57290907, Mobil: 0603/432067, E-mail: symos@symos.cz www.symos.cz

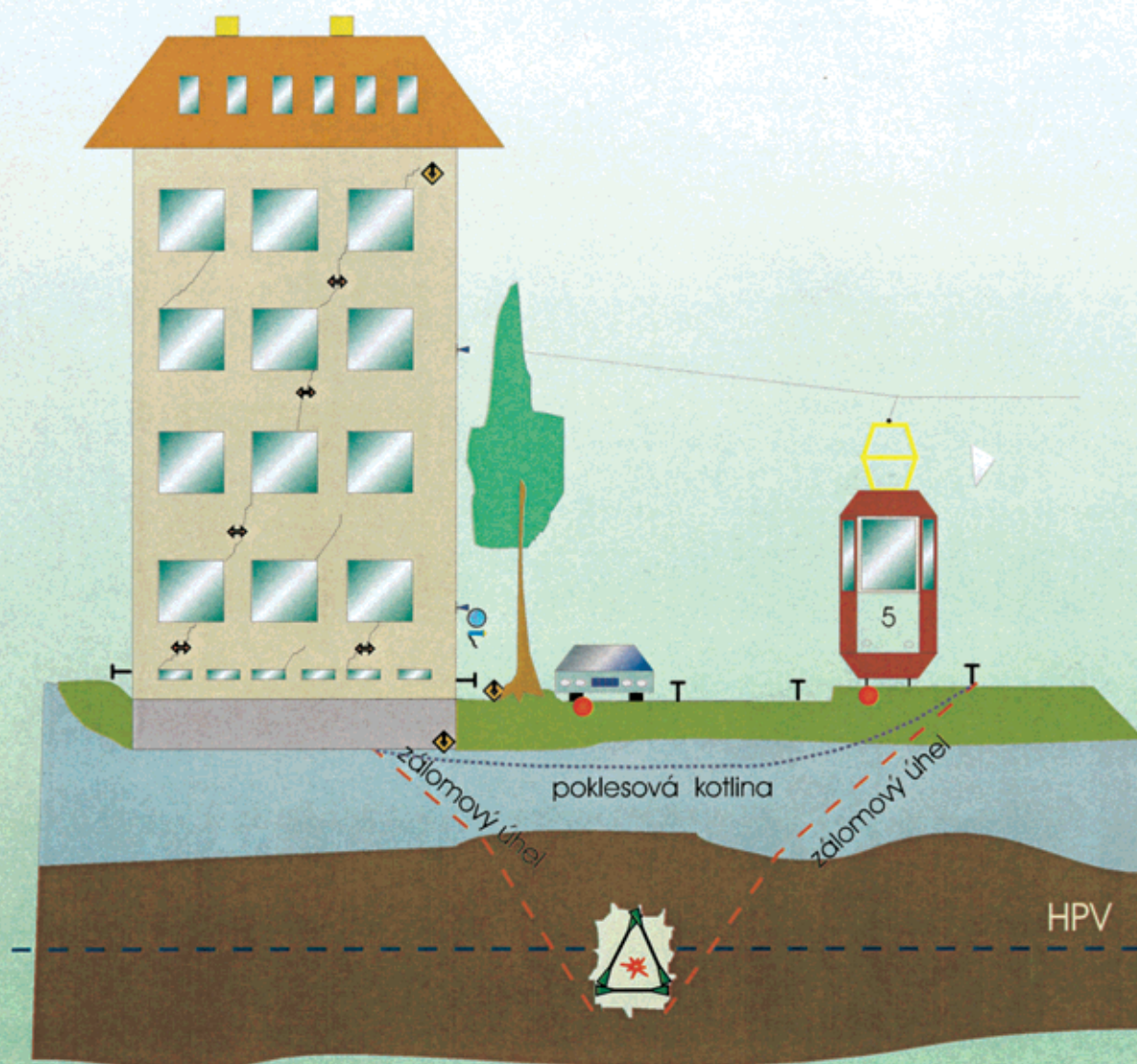
bespa

BANSKÉ STAVBY, a. s.
Košovská cesta 16, 971 74 Prievidza



*Progress
is going with us*

SLEDOVÁNÍ VLIVŮ STAVEBNÍ ČINNOSTI



LEGENDA SYMBOLŮ:

	deformometrický bod pro ruční měření jednoosý		rychlostní snímač vibrací trojosý
	náklonoměrný bod - kolmý		místo odstřelu
	konvergenční profil		zdroj vibrací
	nivelační bod		prachoměr
			měření hluku a tlakovzdušných účinků