

# Tunnel

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU  
A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA/AITES  
PODZEMNÍ STAVBY (VÝVOJ, VÝZKUM, NAVRHOVÁNÍ, REALIZACE)

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



Časopis Českého tunelářského komitétu

a Slovenskej tunelárskej asociácie ITA/AITES

Založen Ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

## OBSAH

	str.
<b>Úvod:</b> Ing. Dušan Mráz, generální riaditeľ, DOPRASTAV, a. s. ....	1
<b>Stavebnotechnologické zhodnotenia razenia prieskumné štolne Višňové</b> Ing. Juraj Keléši, DOPRASTAV, a. s. ....	2
<b>Podzemní stavitelství při výstavbě vodních děl a hydroenergetických staveb na Moravě</b> Ing. Jiří Švancara, Ing. Václav Torner, AQUATIS, a. s. ....	12
<b>Pružnost a pevnost ortotropní horniny</b> Ing. Aleš Zapletal, DrSc., METROSTAV, a. s. ....	22
<b>Komputerizácia procesu aplikácie striekaneho betónu mokrou cestou</b> Dr. Gustav Bracher, SIKA SCHWEIZ AG, TUNNELLING & MINING ....	29
<b>Rekonstrukce Těšnovského automobilového tunelu v roce 2002</b> Ing. Jiří Štefan, ELTODO dopravní systémy, s. r. o. ....	34
<b>Nejstarší most v České republice a více než pětisetletá povodeň na řece Otavě</b> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., ČVUT, FSv, Ing. Milan Krejcar ....	37
<b>Bezvýkopová pokládka vodovodního řadu z tvárné litiny technologií HDD</b> Ing. Zdeněk Hradil, CSc., GEOPROSPER PRAHA Ing. Robert Čermák, ČERMÁK A HRACHOVEC, a. s. ....	42
<b>Bezpečnost silničních tunelů – porovnání s požadavky Evropského parlamentu</b> Doc. Ing. Pavel Příbyl, ELTODO EG, a. s. ....	46
<b>Ze světa podzemních staveb</b> .....	51
<b>Zprávy z tunelářských konferencí</b> .....	53
<b>Zpravodajství ČTuK</b> .....	55

## 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. Libor Mařík - ILF CONSULTING ENGINEERS, s.r.o.  
 Ing. Miloslav Novotný - METROSTAV, a.s.  
 Ing. Pavel Polák - METROSTAV, a.s.  
 Doc. Ing. Pavel Příbyl, CSc. - ELTODO EG, a.s.  
 Ing. Georgij Romancov, CSc. - METROPROJEKT Praha, a.s.  
 Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc. - SG-GEOTECHNIKA, a.s.  
 Ing. Stanislav Sikora - VOKD, a.s.  
 Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. - Ústav geoniky AV ČR  
 Ing. Václav Torner - AQUATIS, a.s.  
 Ing. Pavel Stoužil - SUBTERRA, a.s.  
 ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner  
 STA ITA/AITES: Ing. Miloslav Frankovský - TERRAPROJEKT, a.s.  
 Ing. Peter Dinga - GEOCONSULT, s.r.o.  
 Ing. Ondrej Vida - BANSKÉ STAVBY, a.s.

## VYDAVATEL

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

## DISTRIBUCE:

členské státy ITA/AITES  
 členové EC ITA/AITES  
 členské organizace a členové ČTuK a STA  
 více než 40 externích odběratelů  
 povinné výtisky 35 knihovnám a dalším organizacím

## REDAKCE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7  
 tel./fax: +420 266 793 479  
 e-mail: matzner@metrostav.cz  
 internet: http://www.ita-aites.cz  
 Vedoucí redaktor: Ing. Karel Matzner  
 Odborní redaktori: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Pavel Polák,  
 Ing. Jozef Frankovský

Grafická úprava: Petr Míšek

Tisk: GRAFTOP

**Foto obálka:** Příprava vrtacího zaradenia IVS-200 pre sondážne vrtanie. Hnací hydraulický agregát je na TBM v úseku L<sub>2</sub>; prívod tlakového média hadicami.

Magazine of the Czech Tunnelling Committee

and the Slovak Tunnelling Association ITA/AITES

Established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

## CONTENTS

	pg.
<b>Editorial:</b> Ing. Dušan Mráz, General Manager, DOPRASTAV, a. s. ....	1
<b>Evaluation of the excavation methods used on the Višňové tunnel</b> Ing. Juraj Keléši, DOPRASTAV, a. s. ....	2
<b>Underground engineering applicable to water and hydro-energy works in Morava</b> Ing. Jiří Švancara, Ing. Václav Torner, AQUATIS, a. s. ....	12
<b>Elasticity and strength of orthotropic rock</b> Ing. Aleš Zapletal, DrSc., METROSTAV, a. s. ....	22
<b>CAS computer assisted spraying of wet process sprayed concrete</b> Dr. Gustav Bracher, SIKA SCHWEIZ AG, TUNNELLING & MINING ....	29
<b>The Těšnov road tunnel reconstruction in 2002</b> Ing. Jiří Štefan, ELTODO dopravní systémy, s. r. o. ....	34
<b>The oldest bridge of the Czech Republic and the over-500-year recurrence flood on the Otava river</b> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., ČVUT, FSv, Ing. Milan Krejcar ....	37
<b>Trenchless laying of ductile cast iron water mains by HDD technique</b> Ing. Zdeněk Hradil, CSc., GEOPROSPER PRAHA Ing. Robert Čermák, ČERMÁK A HRACHOVEC, a. s. ....	42
<b>Safety in road tunnels – comparison with requirements of the European Parliament</b> Doc. Ing. Pavel Příbyl, ELTODO EG, a. s. ....	46
<b>World of underground construction</b> .....	51
<b>News from tunnelling conferences</b> .....	53
<b>Czech Tunnelling Committee ITA/AITES reports</b> .....	55

## 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. Libor Mařík - ILF CONSULTING ENGINEERS, s.r.o.  
 Ing. Miloslav Novotný - METROSTAV, a.s.  
 Ing. Pavel Polák - METROSTAV, a.s.  
 Doc. Ing. Pavel Příbyl, CSc. - ELTODO EG, a.s.  
 Ing. Georgij Romancov, CSc. - METROPROJEKT Praha, a.s.  
 Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc. - SG-GEOTECHNIKA, a.s.  
 Ing. Stanislav Sikora - VOKD, a.s.  
 Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. - Ústav geoniky AV ČR  
 Ing. Václav Torner - AQUATIS, a.s.  
 Ing. Pavel Stoužil - SUBTERRA, a.s.  
 ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner  
 STA ITA/AITES: Ing. Miloslav Frankovský - TERRAPROJEKT, a.s.  
 Ing. Peter Dinga - GEOCONSULT, s.r.o.  
 Ing. Ondrej Vida - BANSKÉ STAVBY, a.s.

## PUBLISHED FOR SERVICE USE

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

## DISTRIBUTION:

ITA/AITES Member Nations  
 ITA/AITES EC members  
 CTuK and STA corporate and individual members  
 more than 40 external subscribers  
 obligatory issues for 35 libraries and other subjects

## OFFICE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7  
 tel./fax: +420 266 793 479  
 e-mail: matzner@metrostav.cz  
 internet: http://www.ita-aites.cz  
 Editor-in-chief: Ing. Karel Matzner  
 Technical editors: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Pavel Polák,  
 Ing. Jozef Frankovský

Graphic designs: Petr Míšek

Printed: GRAFTOP

**Cover photo:** Preparation of the IVS-200 drill set for the probe drilling. The hydraulic propulsion station is on the TBM, in the L<sub>2</sub> area; the pressure medium is supplied through pressure hoses.

# ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA/AITES

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

### ČTuK:

**ABP, a. s.**  
Náměstí Hrdinů 6  
140 00 Praha 4

**AMBERG ENGINEERING BRNO, a.s.**  
Ptašinského 10  
602 00 Brno

**ANGERMEIER ENGINEERS, s.r.o.**  
Pilovská 216  
190 16 Praha 9

**AQUATIS, a.s.**  
Botanická 56  
656 32 Brno

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

**ČERMÁK A HRACHOVEC, s.r.o.**  
Smíchovská 31  
155 00 Praha 5 - Řeporyje

**ČVUT STAVEBNÍ FAKULTA**  
Tháškova 7  
166 29 Praha 6

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

**ENERGIE - stavební a báňská, a.s.**  
Vašíčkova 3081  
272 04 Kladno

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

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

**GEOTEST BRNO, a.s.**  
Šmahova 112  
659 01 Brno

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

**INGSTAV, a. s.**  
Noveská 22  
709 06 Ostrava - Mariánské Hory

**INGUTIS, 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

**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.**  
Koželužská 5  
180 00 Praha 8

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

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

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

**PÚDIS, 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

**SMP CONSTRUCTION, a.s.**  
Na Florenci 1413/33  
113 16 Praha 1

**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. 1768  
708 33 Ostrava-Poruba

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

**VOKD, a.s.**  
Nákladní 1/3179  
701 40 Ostrava-Moravská Ostrava

**VUT STAVEBNÍ FAKULTA**  
Veveří 95  
662 37 Brno

**VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ-  
TU OSTRAVA**  
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

### STA:

**BANSKÉ STAVBY, a.s.**  
Košovská cesta 16  
971 74 Prievidza

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

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

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

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

**GEOSTATIK, spol. s r.o.**  
Bytčická 32  
P.O.BOX B 138  
010 29 Žilina

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

**HORNONITRIANSKE BANE  
PRIEVIDZA, a.s.**  
ul. Matice Slovenskej 10  
971 71 Prievidza

**HYDROSTAV, a.s.**  
Miletičova 21  
820 06 Bratislava

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

**CHÉMIA-SERVIS, s.r.o.**  
Zadunajská 10  
851 01 Bratislava

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

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

**Ing. Ján Fabrický  
ŠPECIÁLNE ČINNOSTI**  
Kuklovska 60  
P.O.BOX 20  
841 05 Bratislava

**INGEO-IGHP, s.r.o.**  
Bytčická 16  
010 01 Žilina

**KATEDRA GEOTECHNIKY**  
Stavebnej fakulty ŽU v Žiline  
Komenského 52  
010 26 Žilina

**MAGISTRÁT HL.M. BRATISLAVY**  
Primaciálne nám. 1  
814 99 Bratislava

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

**SLOVENSÁ SPRÁVA CIEST**  
Miletičova 19,  
826 19 Bratislava

**SLOVENSKE TUNELY, a.s.**  
Furmanská 8,  
841 03 Bratislava

**SOLHYDRO, spol. s r.o.**  
Mlynské nivy 61  
P.O.BOX 31  
820 06 Bratislava

**STAVEBNÁ FAKULTA STU**  
Katedra geotechniky  
Radlinského 11  
813 68 Bratislava

**TECHNICKÁ UNIVERZITA V KOŠICIACH**  
Katedra dobývania ložísk  
a geotechniky  
Letná 9  
042 00 Košice

**TERRAPROJEKT, a.s.**  
Podunajská 24  
821 06 Bratislava

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

**ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV**  
Watsonova 45  
043 53 Košice

**VAHOSTAV - TUNELY A ŠPECIÁLNE  
ZAKLADANIA, a.s.**  
Borská 6  
841 04 Bratislava 4

**VODOHOSPODÁRSKA VÝSTAVBA š.p.**  
Karloveská 2  
P.O.BOX 45  
840 00 Bratislava

**VIUS-ZAKLADANIE STAVIEB, spol. s r.o.**  
Stará Vajnorská cesta 16  
832 44 Bratislava

**ZIPP BRATISLAVA, spol. s r.o.**  
Stará Vajnorská 16,  
832 44 Bratislava

**ZPA KŘIŽÍK, a.s.**  
Masarykova 10  
080 01 Prešov

**ŽELEZNICE SLOVENSKEJ REPUBLIKY**  
Klemensova 8  
813 61 Bratislava



## SMEROVANIE K PROSPERITE

Päťdesiatka je krásny vek. Je to tak v živote človeka, ale vari ešte krajšie pocity sú, ak sa spomína na päťdesiat rokov pôsobenia stavebnej spoločnosti. Lebo kým priemerný ľudský život sa posúva výrazne za päťdesiatku, tých stavebných spoločností vo svete, ktoré dovŕšili tento vek, dozaista nie je veľa.

Bez histórie niet ani budúcnosti. Doprastav sa má za päťdesiat rokov svojej existencie nielen čím pochváliť, ale má aj jasnú perspektívu vďaka ustavičnému obnovovaniu nevšedných vízií a strategických cieľov našej spoločnosti. Jednu z našich kľúčových vízií je, aby Doprastav v nasledujúcich rokoch patril medzi najprosperujúcejšie stavebné firmy v strednej Európe. Chceme získať rozhodujúci podiel nielen na slovenskom stavebnom trhu, nielen vo výstavbe diaľnic, ciest a mostov, ale aj pri výstavbe železníc a tunelov. Už dnes robíme všetko pre to, aby Doprastav úspešne pôsobil nielen doma, ale aj v zahraničí. Už dnes kalkuluje, že Doprastav bude aj po svojej päťdesiatke neustále zveľavovať svoj hnutelný a nehnuteľný majetok a rozvíjať úroveň svojej vysoko kvalifikovanej pracovnej sily. Pri stanovovaní takýchto vysokých strategických cieľov musíme mať na zreteli predovšetkým pohyby vo svetovej i európskej ekonomike. Obdobie ostatných dvoch rokov bolo totiž v znamení poklesu svetovej ekonomiky. To viedlo k zneisteniu investorov, čoho dôsledkom bolo značné obmedzenie investičnej výstavby. Preto sme aj na Slovensku zaznamenali znížené výdavky štátu na verejné investície. Napriek tomu však záver roku 2002 vyznel pre Doprastav optimisticky. Slovensko sa onedlho stane členom EÚ a NATO. Prístupový proces zásadne ovplyvní celkový objem zahraničných investícií, ako aj ďalšiu spoluprácu s krajinami strednej a východnej Európy, ktoré sa spolu s nami stanú členmi EÚ. Predpoveď Ministerstva financií SR na rok 2005 je optimistická. Očakáva sa rast ekonomiky Slovenska o 5,1 percenta. Mierne sa má znížiť nezamestnanosť a inflácia by sa mala pohybovať dokonca okolo 4 percent. Očakáva sa, že zahraničné investície budú rásť ročne až o 6 percent. Rozvoj diaľničnej siete a siete rýchlostných ciest sa riadi Novým projektom výstavby na roky 2000 – 2004, s výhľadom do roku 2006. Už dnes je však isté, že zameranie projektu na rok 2003 – a to výstavba v objeme 10,9 miliardy Sk sa neaplní. Vláda v rámci úsporných opatrení tento objem znížila. Je preto otázne, ako bude postupovať v najbližších rokoch. Aj preto sme sa rozhodli vstúpiť i do iných segmentov stavebného trhu. Železnice SR by mali investovať do roku 2006 na rozvoj infraštruktúry 39,8 miliardy Sk, z čoho je veľká časť nasmerovaná do modernizácie trati. Tak diaľnice, ako aj železnice sa z rozvinutého terénu na západe Slovenska dostávajú do kopcovitých častí, či už stredného, alebo východného Slovenska. Zmenu kvality dopravnej infraštruktúry tu nemožno dosiahnuť bez tunelových stavieb. Už spomínaným vstupom Slovenska do EÚ a NATO možno očakávať nárast neverejných investícií, či už pri výstavbe obchodných reťazcov, alebo výrobných hál. To vyvolá i v našom Doprastave nutnosť spolupráce s týmito investormi. Pravda, vstup Slovenska do EÚ bude mať aj iné charakteristiky. Slovenský trh sa otvorí pre stavebné spoločnosti z krajín EÚ. Preto nie je možné, aby sa ktorýkoľvek zamestnanec Doprastavu uspokojil a nesnažil sa neustále pracovať tak, aby jeho spoločnosť v tejto tvrdej konkurencii obstála. Spoločnosť Doprastav je súčasťou medzinárodného zoskupenia DDM GROUP. Toto zoskupenie je dnes druhou najsilnejšou skupinou stavebných spoločností na území Slovenska a Čiech. Spoločne s DOAS, METROSTAVOM a ďalšími dcérskymi spoločnosťami zabezpečujeme výstavbu tých najnáročnejších stavebných diel vo všetkých segmentoch stavebného trhu. Aby bol Doprastav pevným pilierom DDM Group aj v budúcnosti, treba docieľiť:

- rast výkonov,
- rast efektivity,
- zvyšovanie úrovne riadenia spoločnosti.

Naším cieľom je docieľiť v roku 2006 výkony v objeme 11 miliárd Sk, pričom efektívnosť výroby by mala byť vyššia ako 4 percentá. Ak tieto dva ciele splníme, bude to svedectvo o naplnení cieľa tretieho. A tým je zvýšená úroveň riadenia spoločnosti. Ale aj tu máme pripravené konkrétne kroky. Zostavujeme a budeme do praxe uvádzať integrovaný systém riadenia spoločnosti. Tento systém bude pracovať na procesnej platforme. Úplné previazanie procesov, organizačných štruktúr a pracovných miest bude ukončené do polovice roku 2004. Zo splnenia týchto našich vízií a strategických cieľov budú mať určite radosť všetci, ktorí kedy v Doprastave pracovali, ale aj tí, ktorí v ňom pracovať budú. Pretože byť doprastavákom vždy bolo, je, a verím, že aj bude, ctou.



## ON THE WAY TO PROSPERITY

*Fifty years is a beautiful age. It applies for human life, but there are even more beautiful feelings when the fifty years of activity of an engineering company are being commemorated. Because although the average human age is shifting above fifty, there is definitely not that many civil engineering companies in the world that have reached such an age.*

*There is no future without the past. As for the fifty years of its existence, Doprastav does not only have something to be proud of, but also has a clear perspective due to permanent updating of exceptional visions and strategic goals of our company. It is one of the key visions for Doprastav to rank among*

*the most prosperous engineering companies in central Europe in the following years. We intend to acquire a crucial share not only on the Slovakian construction market, and not only in the field of construction of highways, roads and bridges, but also in construction of railways and tunnels. For years we have been doing our best for Doprastav to be able to successfully operate not only inland, but also abroad. Already today we are calculating that even after having passed its fifty years Doprastav will be reconditioning its movable and immovable property and also keep increasing the level of its already highly qualified workforce. By setting out such high strategic goals, we have to take into consideration the oscillations of global and European economy. The period of the last two years was namely marked by recession of the global economy. That has led to uncertainty among investors, which resulted in substantial reduction of investment construction. Therefore, also we in Slovakia have observed lower government expenditure on public investment. On the other hand, the end of the year 2002 turned out very optimistic for Doprastav. Slovakia will soon become member of the EU and NATO. The process of accession will have a substantial effect on the total amount of foreign investment, as well as on further cooperation with the countries of central and eastern Europe, which are likely to become members of the EU along with us. The estimate of the Ministry of Finance of the SR for the year 2005 is optimistic. Growth of 5,1 % is predicted for the Slovakian economy. The unemployment it likely to drop moderately while inflation should range as low as 4 %. It is expected that foreign investment will annually grow by more than 6 %. Development of the highway network and network of high-speed roads is guided by the New project of construction for years 2000 – 2004, with perspective until 2006. However, already today it is clear that the aim of this project for the year 2003 – and thus constructions in volume of 10,9 bill. Sk – shall not be fulfilled. The Cabinet has lowered this volume due to economical provisions. It is then a question, how it will proceed in the years to come. And that is also why we have decided to enter other segments of the construction market. Slovakian Railways are likely to invest Sk 39,8 bill. into development of infrastructure within 2006, a good deal of which will be directed into modernization of tracks. Highways as well as railways advance from segmented terrain in western Slovakia into hilly regions of central and eastern Slovakia. A quality change cannot be reached here without tunnel structures. The aforementioned accession of Slovakia into EU and NATO will likely result in growth of private investment, be that during construction of chain retailers or manufacturing halls. As for our Doprastav, that will evoke a need for cooperation with these investors. Indeed, the accession of Slovakia into the EU will also have other attributes. The Slovakian market will open for civil engineering companies from the EU countries. Therefore it is unviable for any Doprastav employee to stay satisfied and not to try to permanently work in order for his company to succeed in tough competition. The company Doprastav is a subject of the international group DDM GROUP. This group is today the second largest group of civil engineering companies within Slovakia and the Czech republic. Together with DOAS, METROSTAV and other subsidiary companies we provide construction of the most complicated engineering works within all segments of the construction market. It is essential for Doprastav to be a solid pillar of the DDM group also in the future, to accomplish:*

- growth of output
- growth of efficiency
- increased standard of company management

*It is our goal to achieve outputs in volume Sk 11 bill. by 2006, while production efficiency should rise by 4 %. If we succeed in achieving these two goals, it will be an evidence of accomplishment of the third goal as well, i.e. the increased standard of the company management. But we also have particular steps in mind. We are currently setting up and implementing an integrated system of the company management. This system will be based on processes. A complete integration of the processes, administrative structures and particular jobs will be finished by mid-2004. All those that have ever worked for Doprastav, but also those that are to do so in the future, will be indeed satisfied with the accomplishment of these visions and strategic goals. Because being and employee of Doprastav has always been a privilege, and I do believe that will be in the future as well.*

**Ing. Dušan Mráz**

podpredseda predstavenstva a generálny riaditeľ, Doprastav, a. s.

Deputy Chairman of the Board of Directors and General Manager of Doprastav, a. s.



# STAVEBNO-TECHNOLOGICKÉ ZHODNOTENIE RAZENIA PRIESKUMNEJ ŠTÔLNE VIŠŇOVÉ

## EVALUATION OF EXCAVATION METHODS USED ON THE VIŠŇOVÉ TUNNEL

ING. JURAJ KELEŠI, DOPRASTAV, a. s., BRATISLAVA

### ÚVOD

Rozhodnutie o prieskumnej štôlni ako metóde podrobného geologického prieskumu pre výstavbu tunela je rovnako ľahko zdôvodniteľné ako spochybiteľné. Často sa totiž prínosy a zápory pohybujú na hranici rovnováhy. Čím viac sa tejto rovnováhe blížila, tým dlhšia a úpornejšia bude diskusia a o to ťažšie je dokázať, či bol konečný verdikt správny.

Dňa 24. 8. 2002 prerazená Prieskumná štôlna tunela Višňové, po 3 rokoch a 8 mesiacoch mimoriadne náročnej tunelárskej práce môže slúžiť ako príklad správneho rozhodnutia investora. Zámerom autora príspevku je oboznámiť odbornú verejnosť s priebehom raziacich prác, ktoré dosahovali až hraničné podmienky pre tunelovanie, ich vplyv na časový postup a prínosy pre prípravu a realizáciu budúceho veľkého tunela Višňové.

Štôlna je realizovaná v projektovanom koridore trasy diaľnice v úseku Višňové – Martin, v južnej tunelovej rúre budúceho tunela. Prieskumná štôlna má dĺžku 7480 m a podľa zadania sa razila od oboch portálov. Razenie zo západnej strany sa robilo technológiou NRTM s priečnym profilom podkovovitého tvaru o ploche výrubu 11,60 m<sup>2</sup>, so spodnou klenbou 12,9 m<sup>2</sup>. Razenie z východnej strany sa razilo v zmysle zadania pomocou plnoprofilového raziaceho stroja TBM o priemere 3,5 m a ploche výrubu 9,60 m<sup>2</sup>. Pozdĺžny sklon od západného portálu stúpala 0,5 % na dĺžke 704 m a potom klesal v generálnom sklone 2,27 % v dĺžke 6776 m k východnému portálu.

Pôvodné rozdelenie technológií bolo NRTM v dĺžke 1873 m a TBM 5607 m. Prieskumná štôlna po úprave a prepojovacích chodbách v budúcnosti bude slúžiť ako úniková štôlna pre skôr vybudovaný severný tunel v plnom profile. Rozhodnutie o realizácii prieskumnej štôlne v celej dĺžke sa uskutočnilo na základe predbežného inžiniersko-geologického a hydrologického prieskumu uskutočneného v roku 1997-8, ktorý predpokladal, že trasa tunela sa nachádza v tektonicky a geologicky zložitom území v značnom rozsahu porúch.

Keďže v rámci predbežného IGHP neboli zhotovené prieskumné diela, ktoré dosiahli trasu tunela v jeho nivelete a ktoré by poskytli presnejšie údaje o masíve, bolo správnym rozhodnutím vykonať podrobný doplnujúci prieskum formou prieskumnej štôlne pre tunel Višňové. Treba ešte dodať, že pre nedostupnosť terénu na povrchu a veľkú hĺbku trasy tunela (až 700 m) vrtná forma ďalšieho prieskumu neprichádzala do úvahy. V princípe išlo o dve zadania:

- jedno stavebné prerazenie štôlne stanovenými technológiami a druhé
- podrobný IGHP vrátane geotechnického monitoringu pre tunel Višňové.

Prerazenie vlastnej prieskumnej štôlne realizoval Doprastav, a. s., Bratislava so svojim poddodávateľom Metrostav Slovakia, a. s., Realizáciu podrobného IGHP robí Združenie GEO-Višňové pozostávajúce z INGEO, a. s., Žilina, Geofos, spol. s r. o., Žilina a Geoexperts, spol. s r. o., Žilina. Generálnym projektantom Prieskumnej štôlne bol Geoconsult, spol. s r. o., Bratislava so spoluprácou Geoconsult Austria a Metroprojekt Praha. paleogénny masív so strmým tektonickým zlomom v staničení 115 vystriedali horniny mezozoika. Mezozoický masív fatrika križanského príkrovu tvoria najmä dolomity, vápence s ohraničenými zónami karbonatických brekcií, ílové vápence, slienité bridlice. Masív je porušený rôzne orientovanými tektonickými zónami.

Predmetom tohto príspevku je problematika stavebno-technologického prerazenia štôlne. Zhodnotenie Podrobného IGHP prieskumu je publikované tiež v tomto časopise, ale samostatne.

### CHARAKTERISTIKA INŽINIERSKOGEOLOGICKÝCH POMEROV

Prieskumná štôlna bola razená v jadrovom pohorí Malej Fatry a prechádzala širokou škálou horninových, litologických typov, z ktorých dominovali horniny kryštalinika. Od západného portálu bola štôlna razená okrajovo v horninách centrálne karpatského paleogénu Žilinskej kotliny. Vrstvy majú prevahu ílovcov. Územie západného portálu je porušené svahovými deformáciami s dosahom porušenia až pod niveletu štôlne. Paleogénny masív so strmým tektonickým zlomom v staničení 115 vystriedali horniny mezozoika. Mezozoický masív fatrika križanského príkrovu tvoria najmä dolomity, vápence s ohraničenými zónami karbonatických brekcií, ílové vápence, slienité bridlice. Masív je porušený rôzne orientovanými tektonickými zónami.

### INTRODUCTION

The decision to use an exploration gallery for detailed geological exploration on a tunnel project is both easy to justify and easy to question. This is because the benefits and drawbacks are often nearly balanced. The closer they are to this balance state, the longer and more heated discussion will take place, and the more difficult it will be to prove the final decision was correct.

The Exploration Gallery for the Višňové tunnel, which was completed on 24. 8. 2002 after 3 years and 8 months of extraordinarily difficult tunnelling work, can be offered as an example of a correct investor decision.

The authors of this paper would like to inform the professional public about the course of the mining operations, conditions, which reached almost the limits of feasibility, the influence of the gallery excavation on the excavation of the Višňové tunnel proper, and benefits for the planning and construction of this tunnel. The exploration gallery has been excavated within the corridor designed for the motorway between Višňové and Martin, in the southern tube of the Višňové tunnel.

The exploration gallery is 7,480 m long. According to the design, it was excavated from two portals. From the west, a horseshoe shaped profile with an excavated area of 11.60 m<sup>2</sup> alternatively 12.9 m<sup>2</sup> (with an invert) was excavated by the NATM. The design of the excavation from the east required a full-face boring machine - 3.5 m in diameter, excavated area 9.60 m<sup>2</sup>. The gradient rose from the portal West at 0.5% along a length of 704 m, then the route descended at a general gradient of 2.27% along a length of 6,776 m to the portal East.

The original division of the techniques was 1,873 m for the NATM and 5,607 m for the TBM excavation.

In the future, once the exploration gallery has been adjusted and cross passages completed, it will be used as an escape route for the, at that time already completed, northern tunnel tube.

The decision to drive the exploration gallery along the entire tunnel length was made on the basis of a Preliminary Engineering-Geological and Hydrological Investigation (EGHI) carried out in 1997 – 1998. The investigation assumed that the tunnel route is found in a tectonically and geologically complex location with a considerable extent of weakness zones.

As no exploration activities were carried out in the framework of the preliminary EGHI which would have reached the tunnel alignment at the level of its profile grade line and provide more accurate information on the massif, it was a correct decision to perform an additional detailed investigation using the exploration gallery for the Višňové tunnel. In principle, two tasks were in question:

- the excavation of the gallery by specified techniques, and
- a detailed EGHI, including geotechnical monitoring for the Višňové tunnel.

The exploration gallery was excavated by Doprastav a.s. Bratislava jointly with its sub-contractor Metrostav Slovakia a.s.

The detailed EGHI was undertaken by the GEO-Višňové joint-venture consisting of INGEO a.s. Žilina, Geofos, spol. s r. o. Žilina and Geoexperts, spol. s r. o. Žilina. Geoconsult, spol. s r. o. Bratislava was the general consultant, in collaboration with Geoconsult Austria and Metroprojekt Praha, who developed the detailed design.

The client and investor was Slovenská správa ciest (Slovakian Road Administration).

This paper deals with the issue of the construction and methods of excavation of the gallery. The evaluation of the detailed EGHI is also published in this magazine issue, but independently.

### DESCRIPTION OF THE ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS

The exploration gallery was excavated in the core area of the Malá Fatra Mountains. It passed through a wide variety of rock and lithologic types, dominated by crystalline rock types.

From the portal West, the gallery was driven marginally through central Carpathian Palaeogene Žilina basin. Claystones dominate in the strata of this formation. The area at the portal West is disrupted by slope deformations with weakness zones reaching under the floor of the gallery.

The Palaeogene massif with a steep tectonic fault at chainage 115 m was followed by Mesozoic rock types. The Mesozoic mass of the Fatra formation, i.e. the

Kontakt medzi mezozoikom a kryštalinikom je tektonický. Je charakteru širokej, k východu uklonenej prešmykovej zóny. Zóna je otvorená silne kataklaticky porušeným masívom zemitého charakteru. Jej šírka je vymedzená staničením 1430 – 1470 od západného portálu. Za úzku, tektonicky drvenou a redukovanou zónou hornín spodného triasu obalovej jednotky, je masív už budovaný kryštalinikom Malej Fatry. Kontaktný úsek tvorí masív mylonitizovaných granitoidov s rôznym stupňom mylonitizácie a mladšieho porušenia, od charakteru kryštállických bridičiek až po masívnejšie granitoidné blastomylonity. Od 1900 m od západného portálu smerom k východnému portálu je masív kryštalinika tvorený prevážne biotitickým granitoidom s polohami porphyryckých a hybridných granitoidov, lokálne žil lamprofyrov a kremeňa.

Celý horninový masív a jeho heterogenita je viazaná na zložitý tektonický vývoj, ktorý výrazne zmenil geotechnické vlastnosti hornín mezozoika, ale najmä hornín kryštalinika. Podmienky razenia pre tunely sú najnepriaznivejšie v intenzívne porušených zónach paralelných so smerom razenia, orientácie Z-V a SZ-JV. Šírka zón je od 0,1-2,0 m do 5,0 – 12,0 m. Zo všetkých systémov bol však najviac zastúpený systém S-J a SV-JZ. Práve orientácie porušených zón SV-JZ znamenala pre razenie štólne malý uhol križenia a teda veľké predĺženie kontaktu čelby s poruchovou zónou.

Tektonický vývoj pohoria Malá Fatra, najmä jeho relatívne vynáranie sa v období trefohôr, znamenal pre masív výrazné rozvoľnenie na jeho okrajoch a predisponovaných zónach vo vrcholovej a centrálnej časti pohoria. Čo je podstatné, rozvoľnenie dosahovalo až pod úroveň nivelety prieskumnej štólne. Otvorenie zlomov a zón diskontinuit aj v horninách kryštalinika malo výrazný vplyv na hydrologické pomery a veľmi nepriaznivo ovplyvňovali postup razenia. V masíve sa striedali úseky s rôzne intenzívnymi prítokmi podzemnej vody s výdatnosťou rádovo v litroch, viackrát však až s výdatnosťou 10-20, ba až 100 l/s<sup>-1</sup> v čelbe. Energia silne prúdiacej vody s tlakom až do 3,1 MPa samozrejme prejavovala veľké sufózne účinky a pri prechode poruchových zón spôsobovala zvaly.

V zadávacej dokumentácii bol horninový masív, v ktorom mala byť razená prieskumná štólňa rozdelený na horninové úseky. Tieto boli členené podľa:

- geologickej jednotky
- litologického typu
- tektoniky a úložných pomerov
- zvodnenia horninového prostredia
- geotechnických parametrov

*Križany nappe, consists mainly of dolomites, limestone with bound zones of carboniferous breccias, clayey limestone and marlaceous shales. The massif is broken by weakness zones with various orientations.*

*The interface between the Mesozoic and crystalline complexes is tectonic. It is a wide overthrust zone trending to the east. The zone is open by a heavily cataclastically broken massif having a character of earth. Its width is limited by chainage 1,430 – 1,470, measured from the portal West. Behind a narrow, tectonically broken and reduced zone of the Lower Triassic rock of the enclosing body, there is already a massif of the Malá Fatra Mountains' crystalline complex. The contact section consists of a body of mylonitized granodiorites with varying degree of mylonitization and younger fracturing, starting from the nature of schists to more massive granitoid blastomylonites. From the point 1,900 m of the portal West towards the portal East, there is a crystalline complex consisting mainly of biotitic granitoid rock with interbeds of porphyritic and hybrid granitoids, locally with veins of lamprophyres and quartz.*

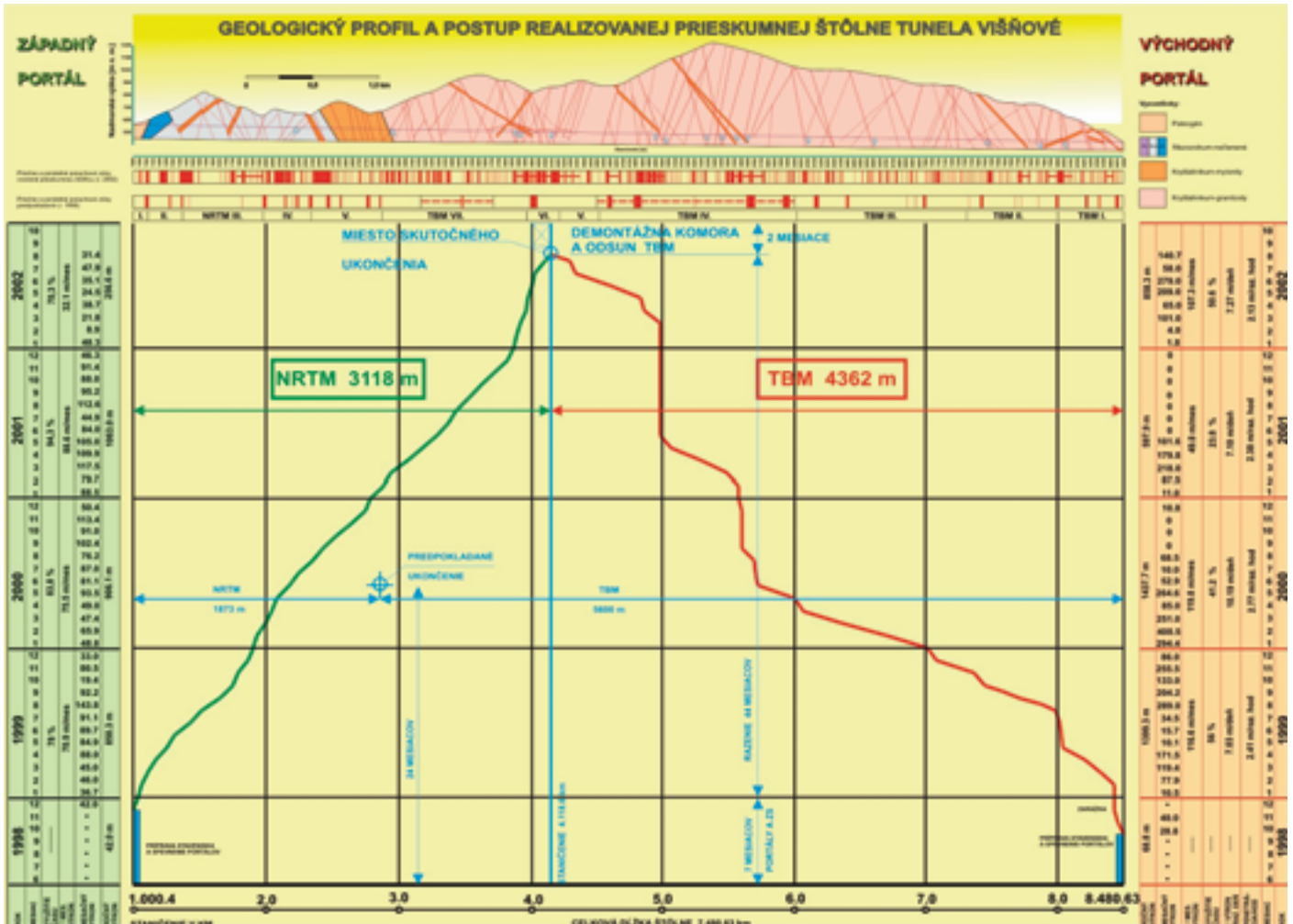
*The entire rock massif with its heterogeneity is associated with a complex tectonic evolution, which significantly changed geotechnical properties of the Mesozoic and mainly crystalline rock types.*

*The most unfavourable tunnel mining conditions are in intensively fractured zones nearly parallel with the direction of the excavation, of a W-E and NE-SE orientation. The zones are 0.1-2.0 m to 5.0-12.0 m wide. Although, N-S and NE-SW oriented systems occurred most frequently. When the NE-SW orientation of the weakness zones was encountered, the intersection angle with the gallery excavation was low, thus the contact of the excavation face with the weakness zone was significantly longer.*

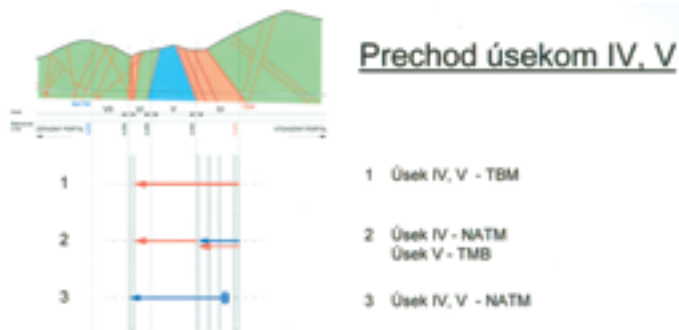
*The tectonic evolution of the Malá Fatra Mountains, its relative rise in the Tertiary period above all, meant extensive loosening of the massif at its edges and in pre-disposed zones at the highest and central part of the mountain range. The fact that the loosening reached under the level of the exploration gallery's floor is important. Open fault fissures and discontinuity zones in crystalline rock types affected the hydrogeological conditions substantially, with an adverse impact on the excavation advance rate. The intensity of inflows of ground water in the massif varied, with the yield in the order of litres, but more frequently with the yield of 10-20 litres per second, even 100 l/s-1 at the face.*

*Of course, the energy of the intensively flowing water with a pressure up to 3.1 Mpa had extensive effects in terms of solid transport, causing collapses of the excavation when the weakness zones were passed.*

*The contract documents divided the rock massif, which the exploration gallery was to be excavated in, to sections according to the rock types. The rock types were determined according to:*



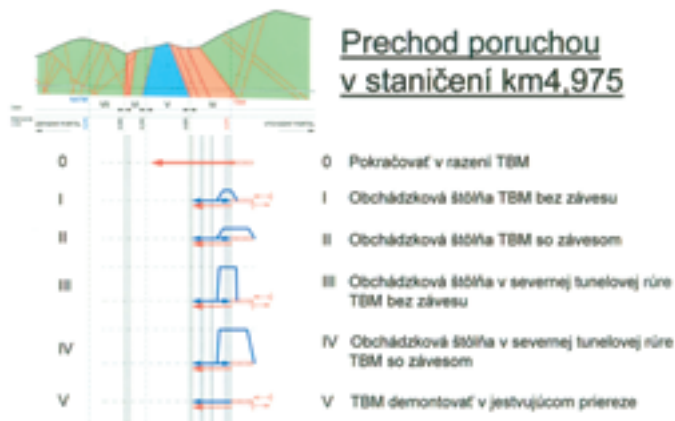
Obr. 1 Geologický profil a postup realizovanej prieskumnej štólne tunela Višňové  
Fig. 1 Geological profile a process of the Višňové exploration gallery excavation



Obr. 2 Možnosti prekonania úseku TBM IV. a TBM V.  
Fig. 2 Possibilities of the overcoming the TBM IV. and TBM V. sections



Obr. 3 Možnosti prechodu geologickou poruchou v km 4,000 (3000 m od VP)  
Fig. 3 Possibilities of passing the geological disturbance at km 4,000 (3000 m from the EP)



Obr. 4 Možnosti prechodu geologickou poruchou v km 4,975 (3505 m od VP)  
Fig. 4 Possibilities of passing the geological disturbance at km 4,975 (3505 m from the EP)

Desať najväčších výkonov razenia Top ten monthly advance rates					
Technológia TBM TBM technique			Technológia NRTM NATM technique		
1.	400,5 m	2/2000	1.	143,8 m	2/2000
2.	294,4 m	2/2000	2.	117,5 m	2/2000
3.	281,0 m	8/1999	3.	113,4 m	8/1999
4.	279,0 m	6/2002	4.	112,6 m	6/2002
5.	264,6 m	5/2000	5.	109,9 m	5/2000
6.	255,5 m	11/1999	6.	105,0 m	11/1999
7.	251,0 m	3/2000	7.	102,4 m	3/2000
8.	218,0 m	3/2001	8.	95,2 m	3/2001
9.	209,0 m	5/2002	9.	93,5 m	5/2002
10.	204,2 m	9/1999	10.	92,2 m	9/1999
Interval je 400,5 - 204,2 = 196,3 m Ø z 10 výkonov 265,72 m. Priemer leží v 73,9 % intervalu. The interval is 400,5 - 204,2 = 196,3 m 10 rates average 265,72 m The average lies within 73,9% interval			Interval je 143,8 - 92,2 = 51,6 m Ø z 10 výkonov 108,55 m. Priemer leží v 47,5 % intervalu. The interval is 143,8 - 92,2 = 51,6 m 10 rates average 108,55 m The average lies within 47,5 % interval		

Vyhodnotenie postupu razenia technológiou NRTM dĺžka NRTM 3118 m Summary data on the NATM excavation - a length of 3118 m						
Ukazovateľ Indicator		* 1999	2000	2001	2002	Spolu Total
		12 mes. 12 months	12 mes. 12 months	12 mes. 12 months	8 mes. 8 months	44 mes. 44 months
1.	Výkon razenia [m/rok] Advance [m]	42,0 v r.1998 850,3	906,1	1.063	256,6	3118
2.	Raziace dni [dni/rok] Excavation days [day]	14 273	296	333	163	1079
3.	Dni bez razenia [dni/rok] Days without excavation [day]	6 77	57	20	69	229
4.	2:(2+3) Využitie času na razenie (%) Time utilisation rate [%]	77,6	83,8	94,3	70,3	82,5 %
5.	1:2 Ø výkon v raziacom dni m/deň Ø advance per driving day [m/day]	3,11	3,06	3,19	1,57	2,89
6.	1:(2+3) hrubý Ø výkon na deň stavby m/deň gross Ø advance per 1 day of the construction [m/day]	2,41	2,57	3,01	1,11	2,38
7.	1:12 hrubý Ø výkon na mesiac [m/mes.] gross Ø monthly advance [m/month]	74,25	75,5	88,6	1:8 32,1	1:44 70,9
8.	hrubý Ø výkon na rok za dobu stavby gross Ø annual advance for the time of the construction	* 1: 45 mes. x 12 mes. (months) Ø 831,5				



Vyhodnotenie postupu razenia technológiou TBM, dĺžka s TBM 4362 m  
Summary data on the TBM excavation – a length of 4362 m

Ukazovateľ Indicator		* 1999	2000	2001	2002	Spolu Total
		12 mes. 12 months	12 mes. 12 months	12 mes. 12 months	12 mes. 12 months	44 mes. 44 months
1.	Výkon razenia [m/rok] Advance [m]	1399,1	1438,1	596,7	858,5	4362 m
2.	Čistá hod. razenia [hod./rok] Actual excavation hours [hour]	580,9	518,2	250,5	403,4	1753 hod.
3.	Raziace dni [dni/rok] Excavation days [day]	199	141	84	118	542 dni
4.	Dni bez razenia [dni/rok] Days without excavation [day]	155	201	269	115	740 dni
5.	Spotreba valivých dlát [ks/rok] Disc cutter consumption [pc]	114	141	24	49	328 ks
6.	1:3 Ø výkon v raziacom dni [m/raz.deň] Ø advance per excavating day [m/day]	7,03	10,19	7,10	7,28	8,05 m/raz. deň
7.	1:2 Ø výkon v raziacej hodine [m/raz.hod.] Ø advance per excavating hour [m/hour]	2,41	2,78	2,38	2,13	2,49 m/raz. hod.
8.	2:3 Ø hodiny razenia v raziacom dni Ø hours of excavation in an excavating day [h/day]	2,92	3,67	2,98	3,42	3,23 hod./raz. deň
9.	7:60 minút:12 OTÁČ. Ø penetrácia na jednu otáčku stroja [mm] 7:60 minutes:12 REV. Ø penetration per 1 revol. [mm/rev]	3,35	3,86	3,31	2,96	3,46 mm/1 otáčka
10.	1:12 mes. hrubý Ø mesačný výkon gross Ø monthly advance	116,6	119,8	49,7	1:8 mes. 107,3	1:44 mes. 99,14 m/mesiac
11.	3:(3+4) časové využitie stroja na razenie (%) TBM utilisation rate [%]	56,2 %	41,2 %	23,8 %	50,6 %	42,3 %
12.	1:5 Ø výkon na 1 vymenené dláto m/1 dláto Ø advance per 1 replaced cutter [m/1 cutter]	12,07	10,19	24,83	17,52	13,30 m/1 dláto
13.	1:5 x 9.6 m <sup>2</sup> /m Ø výkon na 1 dláto v m <sup>3</sup> rúbaniny Ø output per 1 cutter in m <sup>3</sup> of muck [m <sup>3</sup> /1 cutter]	117,8	97,82	238,37	168,19	127,67 m <sup>3</sup> /1 dláto
14.	Hrubý Ø výkon na rok za dobu stavby Gross Ø annual advance for the time of the construction	* 1: 46 mes. x 12 mes. Ø 1137,9 m/rok				

- a nadložia.

do geotechnických horninových úsekov I.-V. pre NRTM a I.-VII. pre technológiu TBM. K jednotlivých geotechnickým úsekom je podľa správania sa masívu pri razení a spôsobe razenia určená klasifikácia razenia podľa:

- ÖNORM B 2203 pre technológiu NRTM

- SIA 198 pre razenie s TBM.

K jednotlivým klasifikáciám bolo priradených 9 tried razenia pre NRTM a 7 tried razenia pre TBM. Takto definovaný masív bol spracovaný v pozdĺžnom geologickom profile a spolu s 23 údajmi pre každý geotechnický horninový úsek sa stal základom zadávacej dokumentácie pre prieskumnú štôľňu tunela Višňové. Na základe týchto podkladov prebehlo spracovanie ponúk výber raziacich strojov a hodnotil sa aj priebeh prác. Postupom raziacich prác boli zisťované nasledovné parametre horninového prostredia, ktoré sa od pôvodného zadania líšilo nasledovne:

#### Technológia TBM na dĺžku 3972 m

		DSN – zadanie	skutočnosť
1/	Tektonické poruchy spolu % z trasy	374 m 9,4 %	1349 m 33,9 %
2/	Raziteľnosť R1	2712 m	617 m
	R2	324 m	2339 m
	R3	196 m	1016 m

- the geological unit,

- the lithological type,

- tectonics and the mode of deposition,

- water saturation of the rock environment,

- geotechnical parameters

- and the cover

to geotechnical rock type sections I. – V. for the NATM and I-VII for the TBM technique. The excavation classification method for the particular geotechnical sections was specified, depending on the behaviour of the massif during the excavation and the excavation method, as follows:

ÖNORM B 2203 for the NATM technique

and SIA 198 for the TBM excavation.

The individual classification systems contained 9 classes and 7 classes for the NATM and TBM excavation respectively.

A longitudinal geological profile chart was plotted using the data on the rock massif defined in the above-mentioned way. Together with 23 pieces of data regarding each geotechnical rock type section, it became a basis for tender documents for the exploration gallery for the Višňové tunnel.

Those documents were used as a basis for the elaboration of tenders for the excavation equipment. Also the work progress was assessed using those documents.

The following parameters of the rock environment were determined during the excavation:

#### The TBM technique for a length of 3972 m

	tender documents	reality
1) Weakness zones in total	374 m	1349 m

Raziteľnosť zohľadňuje stupeň zvetrania W (podľa ISRM) a stupeň tektonického porušenia masívu.

Raziteľnosť má hodnotenie:

R1	-	raziteľnosť vhodná pre TBM
R2	-	veľmi obmedzená ovplyvnená

blokivitosť hornín

R3	-	(sanačné práce pred TBM nutné) Raziteľnosť nevhodná pre TBM
----	---	--

ovplyvnená

pred TBM nutné.)  
stabilitou výrubu (sanačné práce

3/	Podzemná voda v čelbe	0,1 – 10 l/s	31,8 – 53,8 l/s
	Podzemná voda celkom	1 – 10 l/s	50,2 – 200 l/s
	Podzemná voda v maxime	20 l/s	> 200 l/s

4/ Porovnanie zadaných a skutočných tried razenia

Trieda razenia	1	2	3	4	5	5A	6
DSN(v m)	459,8 m	774 m	1448,5	988,4	265,3	257,6	99,6 m
Skutočnosť (v m)	34,7	420,6	1505,2	1389,8	736,8	138,6	67,3 m
	-	-	+	+	+	-	-

Najmarkantnejšie rozdiely boli zistené alebo namerané v :

- rozsahu tektonických porúch aj vo väčších hĺbkach 200-700 m
- prítomnosti vody, jej množstva a dlhodobého prúdenia do štôlne
- ako aj zhoršenej raziteľnosti.

Všetky tieto javy spôsobovali mimoriadne ťažké sanačné práce a veľké prestojenie TBM.

#### Technológia NRTM na dĺžke 1873 m

	DSN – zadanie	skutočnosť
1/ Geologicky podmienené nadvýlomy	-	305,6 m <sup>3</sup>
2/ Tektonické poruchy v (m)	145 m 7,74 %	1018,5 m 54,38 %
3/ Podzemná voda v čelbe	1-20 l/s	12,8 – 29,2 l/s
Podzemná voda celkom	1-20 l/s	27,3 – 51 l/s
Maximum podz.vody	30 l/s	102 l/s

4/ Porovnanie zadaných a skutočných tried razenia

Trieda razenia	2	3	4	5	5A	6	6A	7	7A
DSN(v m)	100	100	300,3	509,8	249,8	400,1	63	100	51,6
Skutočnosť (v m)	0	319,1	742,3	540,8	46,9	121,3	65,7	32,3	10,8
		+	+	+	-	-	-	-	-

Aj v tejto technológii spôsoboval rozsah tektonických porúch problémy, ďalej menej kvalitná hornina pri styku s vodou, ale predovšetkým problematika čerpania vody pri úpadnom razení pri zvyšujúcich sa prítokoch.

#### RAZENIE ZO ZÁPADNÉHO PORTÁLU

Ako už bolo uvedené razenie zo západného portálu sa robilo metódou NRTM.



Obr. 5 Prerazenie prieskumnej štôlne 24. 8. 2002

Fig. 5 The Exploration Gallery breakthrough on 24. 8. 2002

% of the tunnel length 9,4% 33%

2)	Boreability	R1	2712 m	617 m
		R2	324 m	2,339 m
		R3	196 m	1,016 m

The boreability takes into consideration the degree of weathering W (according to the International Society Rock Mechanics - ISRM) and the degree of tectonic disturbance of the massif.

Degrees of the boreability:

R1	-	boreability suitable for TBM
R2	-	very limited boreability affected

by the blockiness of the rock (rock quality improvement before the TBM is necessary)

R3	-	boreability unsuitable for TBM
----	---	--------------------------------

affected by the stability of the excavation (rock quality improvement before the TBM is necessary).

3)	Ground water at the face	0.1 – 10 l/s	31 – 53 l/s
	Ground water in total	1 – 10 l/s	50,2 – 200 l/s
	Ground water maximum	20 l/s	> 200 l/s

4) Comparison of the excavation classes given in the tender documents and actual classes

Excavation class	1	2	3	4	5	5A	6
Tender docum. [m]	459,8 m	774 m	1448,5	988,4	265,3	257,6	99,6 m
Reality [m]	34,7	420,6	1505,2	1389,8	736,8	138,6	67,3 m
	-	-	+	+	+	-	-

The most pronounced differences were identified or measured in:

- the extent of the weakness zones and their greater depths (200-700 m)
- the presence of water, its volume and long-term flows into the gallery
- worsened boreability.

All the above-mentioned phenomena required extraordinarily difficult rock treatment activities and caused long TBM downtimes.

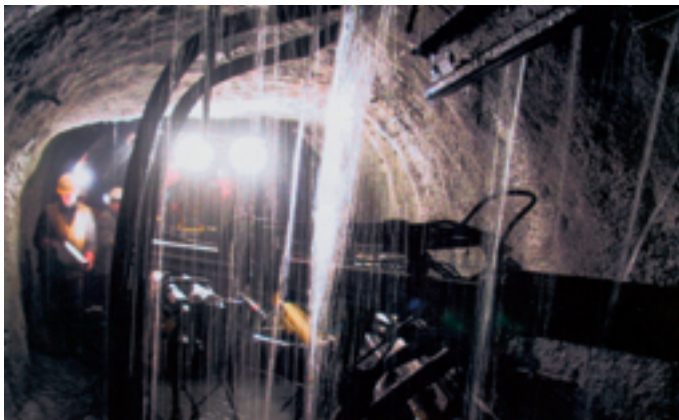
#### The NATM technique for a length of 1873 m

	tender documents	reality
1) Geologically conditioned overbreaks	-	305,6 m <sup>3</sup>
2) Weakness zones	145 m 7,74%	1018,5 m 54,38%
3) Ground water at the face	1-20 l/s	12,8 – 29,2 l/s
Ground water in total	1-20 l/s	27,3 – 51 l/s
Ground water maximum	30 l/s	102 l/s

4) Comparison of the excavation classes given in the tender documents and actual classes

Excavation class	2	3	4	5	5A	6	6A	7	7A
Tender docum. [m]	100	100	300.3	509.8	249.8	400.1	63	100	51.6
Reality [m]	0	319.1	742.3	540.8	46.9	121.3	65.7	32.3	10.8
		+	+	+	-	-	-	-	-

Troubles about the application of this technique were caused by the extent of the weakness zones as well as poorer quality of the rock on contact with water and, above all, the problems connected with the pumping of water at the downhill excavation accompanied by increasing inflows.



Obr. 6 Úsek NRTM – vrtací voz pri sanačných odvodňovacích prácach

Fig. 6 The NRTM section – drilling rig working on the drainage



Po úvodných metroch v rypných horninách paleogénu sa v dĺžke 125 m od portálu prešlo na rozpojovanie výrubu pomocou trhavín vo vápencových a dolomitických horninách a v poslednom úseku aj v žulových horninách.

Pre zabezpečenie stability výrubu štólne sa používali vystrojovacie prostriedky ako suchý striekaný betón, kari siete, ocelové SN kotvy a svorníky Swellex rôznych dĺžok. V horších podmienkach sa osadzovali ocelové nosníky VTX. Celkovo touto technológiou sa vyrazilo 3118 m, čo predstavovalo 42 700 m<sup>3</sup>, z toho 8200 m<sup>3</sup> dovrchne a 34 500 m<sup>3</sup> úpadne.

Dosahované výkony boli v závislosti od kvality horniny a prítoku vody a sú zrejme z priložených tabuliek a grafov. Najväčší mesačný výkon sa dosiahol 143,8 m a denný 7,6 m. Hrubý ročný výkon sa dosiahol 831 m. Technológia NRTM, vďaka svojej flexibilitě, zaistila pomerne stabilné výkony a dobré využitie času na razenie. Z hľadiska prekážok alebo sťažených podmienok sme zaznamenali vo vzdialenosti 400 m od portálu prvé zvýšenie prítoku z horninového masívu do 50 l/s. V úseku okolo 900 m od ZP bolo nutné riešiť novú koncepciu odvodnenia štólne, pretože celkové množstvo pritekajúcej vody sa pohybovalo až okolo 100 l/s.

Realizačný projekt vyriešil odvedenie zvýšených prítokov systémom budovania čerpacích jímok, ktoré boli umiestnené vo výklenkoch – zväčšených profiloch výhybiel približne každých 300 m od seba. Do jímok boli osadené výkonné čerpadlá typu EMU, FLYGHT, KDFU a postupne sa takýchto jímok muselo vybudovať až 7. Prítoky do štólne sa menili v závislosti na zarážkovej činnosti, nakoľko nadložie z tejto strany štólne nebolo vysoké (60 až 250 m) a dosiahli najvyššiu hodnotu 154 l/s v júli 2001. Akákoľvek vážnejšia porucha na čerpadlách alebo celom elektrickom napojení spôsobila behom niekoľkých desiatok minút zatopenie štólne a jej vybavenia. S postupom úpadného razenia prudko narastali náklady tejto technológie na spotrebu elektrickej energie a v poslednom roku 2002 dosiahli hodnoty rovnajúce sa spotrebe na TBM.

Počas razenia štólne došlo vo vzdialenosti 2920 m od západného portálu k privalu vody a k uvoľneniu horninového masívu vytvorením závalu z malých úlomkov, zrn a ílov, neskôr k uvoľneniu balvanov. Prítok vody v čelbe sa spočítaku pohybovali v rozpätí 20-30 l/s, neskôr sa stabilizoval na 10-20 l/s. Sanácia sa vykonala pomocou TH výstuže – ocelové rámy a zaistením bokov kotvami, sieťami a striekaným betónom. Ďalšie razenie sa istilo ochranným dáždnikom vytvoreným z vejára injektovateľných kotiev o dĺžke 15 m a priemeru 38 mm. Museli sa urobiť 3 ochranné dáždniky s prekrytím až do úseku 2930 m od ZP. Ďalšia silne zvodnená porucha sa objavila vo vzdialenosti 3037 m približne 80 m pred budúcou prerážkou. Jej sanácia prebiehala podobným spôsobom ako predchádzajúca porucha. Nespornou výhodou technológie NRTM dobrý prístup mechanizmov potrebných na zvládnutie sanácie.

## RAZENIE Z VÝCHODNÉHO PORTÁLU

Razenie od východného portálu bolo v zadaní stanovené uskutočniť pomocou tunelovacieho plnoprierezového raziaceho stroja TBMs priemerom frézovej hlavy 3,5 m. Na základe súťažných podkladov a interného výberu bol od rakúskej stavebnej firmy PORR zapožičaný na tento účel tunelový stroj ATB 35 HA systém DEMAG. Jedná sa o otvorený raziaci TBM určený do tvrdých hornín s pevnosťou až do 280 Mpa. Rozopierací systém zabezpečujúci reakciu pre posun stroja dopredu, pozostáva z dvoch bočných rozpier (griprov), ktoré sú pritlačané k hornine silou 2 x 6160 kN. Prítlak na raziacu hlavu zabezpečujú 2 mohutné hydraulické valce upnuté do rozpier (griprov) silou 6280 kN. Pre roz-



Obr. 7 Vzdialenosť 3503 m od východného portálu. Zabezpečenie čelby a výrubu striekaným betónom. Sústredený prítok vody z kaloty so súfóznym vyplavovaním  
Fig. 7 A distance of 3503 m from the portal East. The face and excavation support by shotcrete. Concentrated water inflow from the crown exhibiting the solid support



Obr. 8 Jedna zo siedmich jímok úpadaneho razenia zo západnej strany  
Fig. 8 One of the seven sumps for the downhill excavation from the west



Obr. 9 Použitie technické zariadenie pre demonštráciu TBM v štólne  
Fig. 9 The equipment used for the TBM dismantling in the gallery

## EXCAVATION FROM THE PORTAL WEST

As mentioned above, the NATM technique was used for the excavation from the portal West. After passing initial metres through mechanically excavatable Palaeogene rock (at a length of 125 m from the portal), the drill-and-blast had to be applied in limestone and dolomite types of rock, even in granite in the last section.

The stability of the gallery excavation was secured by wet shotcrete, welded mesh, SN anchors and Swellex rockbolts of various lengths. VTX steel frames were used in worse conditions.

In total, a length of 3118 m of the excavation was carried out by this technique, i.e. 42700 m<sup>3</sup>, out of that 8200 m<sup>3</sup> uphill and 34500 m<sup>3</sup> downhill.

The performance depended on the rock quality and water inflow (see the data shown in the tables enclosed). The best monthly progress rate and daily rate were 143.8 m and 7.6 m respectively. The total annual advance rate of 831 m was achieved. Thanks to the flexibility of the NATM method, the advance rates were relatively stable, and the rate of utilisation of time for the excavation was also good.

Regarding obstacles or more difficult conditions, we experienced the first increase in the inflows from the rock mass up to 50 l/s at a distance of 400 m from the portal.

A new conception of the gallery drainage had to be designed for a section about 900 m from the PW because the aggregated volume of water ingress reached about 100 l/s.

The detailed design solved the evacuation of increased water inflows by a system of pits built in recesses (enlarged cross sections of passing bays) roughly at intervals of 300 m. Powerful pumps EMU, FLYGHT and KDFU were installed in the pits. Gradually 7 pits had to be built. The inflows into the gallery varied depending on rainfalls since the cover on this side of the gallery was not deep (60 to 250 m). The inflows reached the highest level of 154 l/s in July 2001. Any more serious breakdown of the pumps or entire electrical connection collapse caused flooding of the gallery and equipment within several tens of minutes. The expenses incurred due to the power consumption for this drainage system increased with the downhill excavation advancing. In 2002, the last year of the excavation, the power consumption reached a value equal to the TBM consumption.

A water breakout and loosening of the rock mass due to the gallery collapse (small-size debris, grains and clays followed by falling boulders) occurred during the excavation at a distance of 2920 m from the portal West. At the beginning, the water ingress at the face varied between 20-30 l/s, then it settled at 10-20 l/s. The repair was carried out using a support system consisting of TH frames and anchors, mesh and shotcrete on the sidewalls.

Subsequent excavation was performed under a protective umbrella consisting of a fan of groutable anchors 15 m long and 38 mm in diameter. Three umbrella sets were necessary, with an overlapping, up to the section 2930 m from the WP. Another heavily saturated weakness zone was encountered at a distance of 3037 m, about 80 m before the future obstacle. It was improved by a method similar to the previous procedure. The easy access for the equipment needed for the repair work is an undisputed advantage of the NATM technique.

## EXCAVATION FROM THE PORTAL EAST

Based on the anticipated more favourable geology, the tunnel boring machine ATB 35 HA (DELMAG system) was designed for the excavation from the east, i.e. from Dubná Skala. This machine was hired abroad for the given purpose. It represented an optimal choice, given the tender conditions.



rušovanie horniny je na raziacej hlave osadených 26 ks valivých dlát o priemere 432 mm a pri danom prítlaku pripadá na jedno valivé dláto 242 kN.

Krútiaci moment raziacej hlavy zabezpečujú 4 vodou chladené elektromotory o výkone 4 x 200 kW. Maximálny krútiaci moment dosahuje 613 kNm. Otáčky raziacej hlavy sú konštantne 12 ot./minútu. Pracovný krok raziacej hlavy je na plné vysunutie prítláčnych hydraulických valcov je 1500 mm. Po opätovnom rozopretí si stroj pritiahne o túto dĺžku celý prívies a pracovný cyklus sa opakuje. Tieto parametre dávajú stroju dobrú schopnosť rozrušovať tvrdé horniny, čo sa preukázalo aj pri razení štólne, keď na 1 otáčku dosahoval priemernú penetráciu 3,5 mm a v raziacej hodine 2,5 m a max.výkon v mesiaci 400,5 m vo februári 2000. Podrobnejšie sú výkony uvedené v priložených tabuľkách a diagramoch. Raziaca hlava pri otáčaní nakladá rozrušenú horninu na transportný pás a dopravuje ju do nakladacieho miesta vagónov do vzdialenosti 130 m za hlavu stroja.

Z pracovnej schémy je vidieť základné funkčné prvky a pracovné oblasti L0, L1 a L2 u ktorých sa vykonávajú vstrojovacie práce štólne. Stroj je tiež vybavený sondovacou vrtačkou s možnosťou predvrtom 26 m pred hlavu. Kvôli zmenšeniu strát energie stroj ťahá za sebou 11 kV vysokonapäťový kábel s 300 m zásobou na cievke. Po jeho odtocení sa vždy spojkuje. Na príviesnom zariadení stroja sú 4 transformátory, ktorými sa upravuje sekundárne napätie pre vrtačku hlavu na 600 V, ostatné motory sú na 380 V, osvetlenie na 220 V a dielenské nízke napätie 24 V. Raziaci stroj bol kompletne vybavený dopravnou technikou vagónmi na rúbaninu o objeme 4,75 m<sup>3</sup>, špeciálnymi vagónmi na dnové tubingy, striekaný betón a prepravu personálu. Pre ťahanie vagónových súprav sa použili 2 dieselové lokomotívy typu HUDSON a s predĺžením dopravnej vzdialenosti sa pridala tretia typu GIA. Pre vyklápanie vagónov je k celej strojnej zostave dodaný vyklápací most, pomocou ktorého sa vyklolí hornina z vagónov bez ich rozpojenia v súprave, čo mimoriadne racionalizuje celý postup. Vlastný raziaci stroj disponoval aj účinným vetracím systémom a skrúpacím zariadením a filtrom pre zabránenie prašnosti pri razení.

Zo strany východného portálu je horninový masív v celej predpokladanej dĺžke razenia, pomocou TBM charakterizovaný krystalinikom ktorého dominantným litologickým typom sú biotitické granodiority. Z predbežného IGHP prieskumu bolo známe, že horninový masív je heterogénny v dôsledku:

- tektonického porušenia od zón mylonitizovaných, zbrídlíčnatých, drvených horninových masívov až po zóny diskontinuit
- stupňa zvetrania od zón so silne zvetranými horninami, ktoré alternujú masívne plošne v zónach porušených hornín
- rôzneho stupňa zavodnenia so striedaním suchých a mokrych úsekov
- a rôzneho stupňa metamorfovaných premien minarálneho zloženia.

Od samého začiatku raziacich prác sa tieto predpoklady potvrdzovali a neustále prehľbovali. Už samotná zarážka realizovaná technológiou NRTM sa predpokladala 20 m a musela byť predĺžená na 68,8 m. Väčší výskyt zón tektonickej porušenia, ich nepriaznivá orientácia k trase štólne a stupeň zvetrania, kumulovali viaceré nepriaznivé faktory komplikujúcich postup prác. Najväčším problémom bola oveľa väčšia zvodnenosť masívu, ktorá v kryštaliniku je neobvyklá. Vo všeobecnosti sa doteraz predpokladalo, že horniny kryštalinika Malej Fatry sú výraznejšie zvodnené len v zóne rozvolnenia a zvetraninového plášťa hornín do hĺbky 30-50 m, ojedilene i 100 m. Predpokladalo sa, že pukliny sa zatvárajú a neumožňujú intenzívnejší pohyb podzemnej vody. Tieto teoretické predpoklady potvrdzovali aj skúsenosti z razenia tunela Branisko (4800 m), kde boli predpovede značných prítokov a razilo sa takmer v suchu.

Na úplne opačné skúsenosti sme narazili pri budovaní prieskumnej štólne tunela Višňové, keď prítomnosť prúdajúcej podzemnej vody do štólne sa postupne ukázala ako trvalá a jej hraničné hodnoty dosiahli až 120 l/s na čelbe s tlakom až 3,1 Mpa a najväčší prítok do celej štólne predstavoval 420 l/s. Je pochopiteľné,



Obr. 10 Závall spôsobený sufóznym účinkom tlakovej vody v tektonickej poruche na ZP  
Fig. 10 The collapse due to solid transport caused by pressure water in the tectonic disturbance at the WP

The open mode TBM is designed specially for hard rock (up to 280 MPa). The gripping system, allowing the forward movement of the machine, consists of two side grippers pressing against the rock with a force of 2 x 6160 kN. The cutterhead is propelled by two mighty hydraulic 6280 kN thrust cylinders using the grippers as a support.

The rock is cut by 26 disc cutters 432 mm in diameter mounted on the cutter head. At the given cutterhead thrust, a thrust of 242 kN acts on one disc cutter. Four water-cooled electric motors with an output of 4 x 200 kW provide the torque. Maximum torque reaches 613 kNm. The cutterhead rotating velocity is constant, 12 revolutions per minute. The stroke of the fully extended propulsor cylinders is 1,500 mm. Once the TBM has been re-gripped, the machine pulls the trailing gear ahead and the cycle is repeated. The above-mentioned parameters allow the machine to cut hard rock. This was proved at the gallery excavation too. Average penetration rate of 3,5 mm per revolution, 2,5 m per one hour of boring and maximum monthly progress rate of 400,5 m (in February 2000) were achieved. The enclosed tables and diagrams contain more detailed data on the progress rates. The rotating cutterhead loads the muck onto a conveyor belt, which transports it 130 m from the TBM and discharges it into wagons.

The operation chart shows basic operational members and work areas L0, L1 and L2, where the gallery excavation support operations take place. The machine is also equipped with a probing drill allowing drilling up to a distance of 26 m ahead of the excavation face. To reduce energy losses, the machine draws 11 kV high-voltage cable behind (300 m of the cable on the reel). Installation of a connector takes place whenever the reel is empty. The trailing gear carries 4 transformers, which transform the secondary voltage for the cutterhead to 600 V, for the lighting to 220 V, and for the workshop purposes to 24 V low voltage. The TBM was completely provided with hauling equipment, i.e. 4,75 m<sup>3</sup> muck cars, invert segment supply cars, shotcrete mix cars and personnel cars. The cars were pulled by 2 locomotives, later on by 3 ones. A rollover car dumping bridge was supplied together with the equipment set, which allows discharging the muck without uncoupling the cars from the train. This system rationalises the operation significantly.

An efficient ventilation system and a spraying system and filter for dust suppression during the excavation were also part of the TBM outfit.

From the portal East side, the rock mass along the entire length to be excavated by TBM consists of crystalline rock with the biotite granodiorite lithologic type dominating. It was known from the engineering-geological investigation that the rock mass is heterogeneous as a result of:

- tectonic disturbance (from mylonitised, schist forming, crushed rock mass zones to discontinuity zones),
- the degree of weathering (varying from zones of heavily weathered rock to zones with crushed rock, which alternate in the massifs),
- various degree of saturation, with dry and wet sections alternating
- and various degree of metamorphic changes in the mineral composition.

The above-mentioned assumptions were confirmed and refined from the very beginning of the excavation. The length of the initial excavation to be carried out by the NATM had to be extended from originally expected 20 m to 68.5 m. The more frequent occurrence of the weakness zones, their unfavourable orientation to the alignment of the gallery, and the degree of weathering were a combination of adverse factors complicating the works' progress. The most serious problem was the much higher degree of saturation of the massif, a phenomenon that is unusual in a crystalline system. It has been generally assumed till now that the rock types found in the Malá Fatra Mountains are significantly saturated only within a loosening zone and a zone of the weathered rock cover up to a depth of 30 - 50 m, rarely even 100 m. There was an assumption that fissures close and do not allow more intensive movement of ground water, Those theoretical assumptions were also confirmed by the experience gained from the Branisko tunnel excavation (4800 m), for which large inflows had been anticipated and eventually the excavation was carried out in nearly dry conditions. Opposite experience was encountered in the course of the excavation of the exploration gallery for the Višňové tunnel. Over time the presence of



Obr. 11 Dalšia zo sedmich jímok úpadaného razenia zo západnej strany  
Fig. 11 Other one of the seven sumps for the downhill excavation from the west



že prúdica tlaková voda so svojimi sufóznymi účinkami spôsobovala v poruchových zónach závaly. Prekonávanie týchto poruchových zón kládlo vysoké nároky na ich sanáciu a postupné prerazenie. Každá jedna poruchová zóna mala iný charakter a vyžadovala si originálne riešenie razenia, spevňovania čelby a jej okolia.

Geologické poruchy sa prekonávali pomocou odvodňovacích a odľahčovacích vrtných systémov, pomocou spevňovania predpolia, bokov a stropu razenej štólne chemickou a cementovou injektážou a kombináciou ručného a strojného razenia. Najúčinnější sa však ukázali injektovateľné mikropilotové dáždniky, ktoré ako vodorovný nosný prvok dokázali účinne brániť sufóznym účinkom tlakovej vody a umožnili postupné spevnenie a utesnenie horniny. Nemalé úsilie bolo venované v prvej polovici roku 1999 spôsobu identifikácie poruchových zón, čo by viedlo k ich racionálnemu prekonávaniu. Sondovacia vrtačka na vlastnom stroji mohla urobiť až 26 m predvrt avšak len v max. uhle rozptylu 6°, čo sa ukázalo pri rôznych úklonoch poruchy ako nedostatočné. Pokusy s geofyzikálnym zisťovaním porúch napriek veľkej snahe v danom heterogénnom a zvodnelom prostredí nevedli k spoľahlivému predpovedaniu. Preverovala sa tiež možnosť osadenia ďalších sondovacích a injektážnych zariadení na vlastný raziaci, čo narazilo na nedostatok priestoru pre malý profil štólne 3,5 m (ktorý takmer celý vyplňoval vlastný stroj), ako aj na finančné problémy pri dodatočnej montáži v štólne. Taktiež aj problém, že Doprastav nebol vlastníkom stroja. Tento problém sondovania, ale predovšetkým vrtania odvodňovacích a injektážnych vrtov, ako aj vytvorenia mikropilotového injektovateľného dáždnika sa podarilo čiastočne riešiť zabezpečením hydraulického vrtného súpravy IVS-200 KOSPER a ponorným kladivom so zmiešaným vzduchovodným výplachom. Lafeta vrtného súpravy s prevodovkou a rámom sa umiestnila do priestoru pred raziacu hlavu TBM. Priestor pred hlavou sa vytvoril cúvnutím raziaceho stroja. Vlastný hydraulický a pohonný agregát s ovládacím pultom bol umiestnený asi 16 m od raziacej hlavy v pracovnom úseku L2 raziaceho stroja a bol s vrtacou lafetou spojený tlakovými hadicami. Strojník ovládal vrtačku pomocou televíznej kamery umiestnenej pred hlavou raziaceho stroja a spojením vysielačkou medzi ním a obsluhou pred TBM. Za čiastočné riešenie to možno považovať preto, lebo to vyžaduje všetky sanačné a vrtacie práce vykonávať v obmedzenom a nebezpečnom priestore pred hlavou raziaceho stroja a všetok materiál a vrtačku (rozobratú) dopravovať do tohoto priestoru len cez otvor 0,4 x 0,6 m v raziacej hlave. Tento postup musel byť doplnený o mimoriadne bezpečnostné opatrenia, ktoré boli schválené Banským úradom. Iný účinný postup pri prekonávaní poruchových pásiem sa v daných podmienkach nenašiel.

Schéma raziaceho stroja ako aj použité vrtacie zariadenie IVS-200 Kasper sú na priložených obrázkoch. Počas razenia 4362 m štólne pomocou TBM sa okrem množstva menej závažných geologických porúch prekonalo 5 väčších zón, ktoré značne predĺžili dobu razenia:

1. Vo vzdialenosti 79,3 m – 86,7 m od východného portálu mylonitovaná poruchová zóna s malým prítokom vôd. Doba razenia a sanácie poruchy 17 dní.
2. 448,1 – 490 m od VP smerná poruchová zóna s malým uhlom kríženia so štólne



Obr. 12 Nevhodná blokovitost horniny pred raziacim strojom  
Fig. 12 Unfavourable blockiness of rock ahead of the TBM

ground water flowing into the gallery proved permanent. Maximum values reached 120 l/s at the face, with a pressure of up to 3.1 Mpa. The highest inflow to the entire gallery was 420 l/s. It is obvious that the effect of solid transport due to flowing pressure water caused collapses in the weakness zones.

The overcoming of such fault zones put heavy demands on the rock treatment activities and excavation. Each single weakness zone was different and required an original solution for the excavation and reinforcement of the face and the surrounding area.

Geological disturbances were overcome by means of drainage and relief drilling systems, by improving the rock within the front zone, on the sides and at the roof zone by injecting chemical and cementitious grout, and by combining hand mining and mechanical excavation methods. The most efficient, however, proved groutable micropile umbrellas. This horizontal structural element was able to inhibit the effects of transport of solids by pressure water and made the progressive improvement and impermealisation of the rock possible. Not inconsiderable endeavour was made in the first half of 1999 to find a solution to the issue of identifying fault zones which would allow the miners to pass the zones in a rational way.

The probing drill mounted on the TBM allowed drilling up to a distance of 26 m, but the maximum possible borehole deflection angle of 6° proved insufficient due to the varying angles of the intersection with weakness zones. Despite all efforts, attempts to apply geophysical methods of fault detection did not provide reliable results in the given heterogeneous and saturated environment.

A possibility of mounting additional probing and grouting equipment on the TBM was also verified, but due to the fact that the 3.5 m diameter of the gallery was nearly completely filled with the TBM equipment proper and financial problems occurred regarding the additional assembly inside the gallery, this idea was abandoned. In addition, Doprastav was not the owner of the TBM, which posed a problem too.

The problem of forward probing, but the problem of drilling for drainage and grouting above all, as well as the problem of drilling for the micropile groutable umbrella were solved with a partial success by acquiring the IVS-200 KOSPER grouting-drilling set and a down-the-hole mixed-air-flush drill.

The drill boom with a gearbox and frame was installed inside the space before the TBM's cutterhead. This space was created by pulling back the TBM. The hydraulic and propulsion station with the control desk was positioned about 16 m from the cutterhead, in the TBM work area L2. It was interconnected with the drill boom by pressure hoses. The operator controlled the drilling set by means of a television camera installed ahead of the TBM cutterhead and a transmitter connecting him with the crew working ahead of the TBM.

This solution can be considered partial because all rock treatment and drilling operations have to be performed in the confined and dangerous space ahead of the TBM cutterhead and all material and the drill (dismantled) have to be carried to this space through a 0.4 x 0.6 m gate provided in the cutterhead. This procedure had to be complemented by extraordinary safety measures approved by the Bureau of Mines. However, no other efficient procedure for passing through fault zones in the given conditions was found.

The diagram of the TBM and the IVS-200 KOSPER grouting-drilling set are shown in the figures enclosed. Apart from a multitude of minor geological disturbances, 5 major weakness zones had to be overcome in the course of the 4,362 m long gallery excavation by the TBM, which caused a significant extension of the excavation time.

1. 79.3 m – 86.7 m from the portal East (PE): A mylonitised weakness zone with low water influx rate. Duration of the excavation and the rock improvement operations 17 days.
2. 448.1 – 490 m from the PE: A 12 m wide directional weakness zone with a concentrated water inflow up to 80 l/s, crossing the gallery at a low angle of 10°. Duration of the rock improvement and excavation operations 86 days.
3. 2811 – 2821 m from the PE: A weakness zone of heavily cataclastically broken, saturated and unstable crystalline rock, at a low intersection angle. Aggregated water inflow at the face ranging from 100 – 300 l/s, 120 l/s. Duration of the rock improvement and excavation operations 56 days.
4. 2880 – 2916 m from the PE: A zone of mylonitised granitoid rock disintegrating due to the inflow of pressure water (a collapse within a 8 m long section).



Obr. 13 Montáž raziaceho stroja na VP portáli pred vkráčaním do štólne  
Fig. 13 The TBM assembly at the portal East before entering the gallery



ňou (10<sup>6</sup>) 12 m široká so sústredeným prítokom vody až 80 l/s. Doba sanácie a razenia 86 dní.

- 2811 – 2821 m od VP poruchová zóna silne katakliticky porušených zvodených a nestabilných hornín kríšťalínika pod malým uhlom kríženia. Celkový výskyt vody od 100 – 300 l/s v čelbe 120 l/s. Doba sanácie a razenia 56 dní.
- 2880 – 2916 m od VP zóna mylonitovaných granitoidných hornín, kde za prítoku tlakovej vody dochádzalo k ich rozpadu a závalu v úseku 8 m. Prítok vody 120 l/s. Sanácia a razenie v poruche si vyžiadalo 172 dní.
- 3499,6 – 3520 m – heterogénna porušená zóna s rôznym stupňom porušenia, degradácia geotechnických vlastností horninového masívu, najmä s výraznou zmenou vlastností vo styku s vodou (rozbrádenie, sufúzia, objemové zmeny, strata stability). Prítomnosť vody s vysokým tlakom do 3,1 Mpa a prítok 30 l/s. Doba sanácia a prerazenia úseku 270 dní. Riešenie prechodu je vidieť na priloženej schéme a vyžiadalo si 3 mikropilotové dáždniky 16 m dlhé. Spotrebovalo sa 4,9 + 2,7 + 1,8 t polyuretánovej zmesi pre chemickú iniektáž a 181 + 97 + 11,2 t cementu pre cementovú iniektáž.

Pri prechode cez mylonitovanú zónu raziaci stroj klesol o 40 cm na dĺžke 8,8 m. Tento jav sa riešil cúvnutím TBM a zabudovaním vodiacej konštrukcie profilu HEB 240 do požadovanej nivelety a jej zabetónovaním. Je pochopiteľné, že investor stavby štólne nechal pri tak závažných zdržaniach v postupe razenia s TBM v novembri 2001 vypracovať štúdiu možností ukončenia razenia.

Spracovateľom štúdie bol generálny projektant Geoconsult Bratislava v spolupráci s Geoconsult Austria. Postavenie jednotlivých technológií bolo v staničení 3,678 km NRTM (2678 m od ZP) a 4,975 km TBM (3505 m od VP), takže zostalo ešte k prerazeniu 1297 m.

Projektant zvolil metódu VALUE ENGINEERING (váhové ohodnotenie stavania), kde zvažil 3 okruhy možností ukončenia. Problematika 1, 2, 3 razenie v geotechnických horninových oblastiach TBM IV, V a VI.

Problematika 0, I, II, III, IV, V prekonania poruchy v km 4,975 (3505 m od VP).

Problematika A, B, C, D prekonanie regionálnej poruchy v km 4,000 (3000 m od ZP) stretnutie dvoch technológií (prerazenia) a miesta vytvorenia demontážnej komory pre TBM.

Jednotlivé možnosti ohodnotil z pohľadu:

- potrebného času na realizáciu
- nákladov na realizáciu

- a z pohľadu predpokladanej dobrej strednej a zlej geológie.

Zo všetkých možností vytvoril aj kombinácie, vylúčil nevhodné riešenia a vznikla záverečná tabuľka s uvedenými porovnaniami možných variantov.

V tabuľke sú uvedené finančné a časové pomery variantov. Čím je percentuálna hodnota bližšia maximálnej hodnote 100, tým je daný variant drahší, resp. časovo náročnejší. Čas výstavby najdrahšieho variantu 1-0-C leží aj v najhoršom prípade medzi časmi pre dobré a stredné geologické pomery variantu 3-III-D. Avšak náklady variantu 3-III-D napriek dlhému času výstavby sú nižšie, ako náklady 1-0-C ešte aj pri stredných geologických pomeroch. Variant 2-III-C leží vo všetkých skúmaných geologických pomeroch v strednej oblasti.

Realizovala sa varianta 1-0-A.

Porovnanie variantov			Variant 1-0-C	Variant 2-III-C	Variant 3-III-D
Geologické pomery	dobré	čas	15	49	64
		náklady	50	63	54
	stredné	čas	37	68	85
		náklady	66	71	59
	zlé	čas	57	83	100
		náklady	100	87	63



Obr. 14 Osadzovanie výstrojových prostriedkov z kotiev a kari sietí v pracovnej časti L2

Fig. 14 Installation of anchors and KARL mesh for the support in the work area L2

Water inflow rate of 120 l/s. The rock improvement and excavation took 172 days. 5. 3499,6 – 3520 m: A heterogeneous weakness zone with a varying degree of weathering; degradation of geotechnical properties of the rock mass, primarily on contact with water (slaking, solid transport, volume changes, loss of stability). Presence of high pressure water up to 3,1 Mpa, inflow intensity of 30 l/s. Duration of the rock improvement and passing the section 270 days. The method of the passing is shown in the scheme enclosed. It required 3 micropile umbrella sets 16 m long. The consumption of polyurethane compound for the chemical grouting amounted to 4,9 + 2,7 + 1,8 tons, while 181 + 97 + 11,2 tons of cement were needed for the cementitious grout.

Passing the mylonitised zone, within an excavated section 8,8 m long, the TBM complex sunk by 40 cm. This problem was solved by retracting the TBM and installing a guiding structure at the grade line level consisting of HEB 240 profiles embedded in concrete. It is understandable that the investor of the gallery, considering such serious delays in the TBM excavation progress construction, had a study on the possibility to complete the excavation worked out in November 2001.

The study was developed by Geoconsult Bratislava, general designer, and Geoconsult Austria. The two excavation faces were in the following positions then: Chainage 3,678 km for the NATM (2678 m from the PW) and 4,975 km for the TBM (3505 m from the PE). Therefore, 1297 m remained to be excavated.

The designer selected the Value Engineering method. They evaluated 3 circles of options how to complete the works. Issues 1, 2 and 3 concerning the excavation in geotechnical rock regions TBM IV, V and VI.

Issues 0, I, II, III, IV, V concerning the overcoming the regional fault at km 4.000 (3000 m from the PW) – a contact of two excavation techniques (a breakthrough point) and a location for a TBM dismantling chamber.

They assessed the particular options from the following points of view:

- the time required for the work
- the cost of the work
- geology – both favourable and unfavourable

They also developed combinations of all options and eliminated unsuitable solutions. A final table was created containing a comparison of the variants possible.

The table shows financial and time-related conditions of the variants. The closer the percentage value to the maximum (100), the more expensive or more time consuming the given variant is. The duration of the most expensive variant 1-0-C lies, even in the worst instance, between the times for favourable and average geological conditions considered in the instance of the variant 3-III-D. The cost of the variant 3-III-D, however, despite the long construction time, is lower than the cost of the 1-0-C, even in average geological conditions. The 2-III-C variant is found in the central region in all investigated geological conditions.

The variant 1-0-A was realized.

The comparison of the variants			Variant 1-0-C	Variant 2-III-C	Variant 3-III-D
Geological conditions	favourable	time	15	49	64
		cost	50	63	54
	average	time	37	68	85
		cost	66	71	59
	unfavourable	time	57	83	100
		cost	100	87	63

Based on the above-mentioned document, the assessment of the possibilities by the investor and actual geological conditions along the tunnel alignment, the variant 1-0-A was adopted (not too different from the variant 1-0-C), with the location of the contact of the two techniques placed to km 4.118. The dismantling chamber was built at that location. Thus, the NATM technique was used for the excavation of 3118 m of the gallery, with 4362 m driven by the TBM.



Obr. 15 Sondážny vrt s IVS-200 pre raziacou hlavou

Fig. 15 Forward probing with the IVS-200 drill set



## ZÁVER

Záverom možno konštatovať:

- Vzhľadom k zisteniu predbežného IGHP, že geologické pomery v trase budúceho tunela sú zložité, investor správne rozhodol o realizácii prieskumnej štôlne v celej dĺžke tunela.

- Prieskumným dielom sa zistili oveľa nepriaznivejšie geologické pomery ako sa predpokladalo. Väčší výskyt poruchových zón, s tým súvisiacich horších geotechnických hodnôt hornín a rozvolnenosť hornín až pod úroveň nivelety tunela, tj. hlbšie ako 700 m od povrchu.

- Vzhľadom k rozvolnenosti masívu do veľkých hĺbok (viac ako 700 m) a veľkej šírky (okruh 7 km), sa overil značný výskyt trvale prúdiacej podzemnej vody do prieskumnej štôlne.

V granodioritovom masíve ide o prekvapivú priepustnosť. V literatúre je tento jav označovaný ako prúdenie nespojitými vodivými diskontinuitami (NVD) (anglicky DCDS) prof. Sebastiano Pelizza, Tunel 4/2000.

- Vzhľadom k uvedenej dĺžke prieskumnej štôlne 7480 m zložitej geologickej stavbe územia bol profil štôlne 3,5 m nedostatočný. Problémový bol práve v technológii TBM, pre nedostatok priestoru pre podporné zariadenia na prekonávanie porúch.

- Napriek obrovským časovým stratám, technológia TBM, ktorá nebola vybavená na dané geologické pomery, prerazila o 1250 m viac ako NRTM, pričom pri porovnaní 10 najlepších výkonov uvedených v tabuľke preukázala výkonové rezervy.

- Technológia NRTM sa ukázala ako flexibilná schopná dosahovať pravidelné výkony, avšak postupovala relatívne pomalšie. Možno však s ňou reálne uvažovať pre veľké tunely Višňové.

- Z technického hľadiska pre veľký tunel Višňové na základe získaných poznatkov sa dá predpokladať, že TBM Ø 11,7 m vybavený obdobne ako je raziaci stroj pre basis tunel LÖTSCHBERG v úseku STEG a RARON, prípadne doplnený o vrtacie zariadenie pre možnosť vytvorenia mikropilotového dáždnika by mohol úspešne realizovať severnú tunelovú rúru za veľmi krátky čas. Jedná sa o citlivé rozhodnutie, ktoré závisí na zabezpečovaní plynulého financovania stavby, ako aj možnosti ďalšieho nasadenia na príslušné tunely smerom na Liptov.

- Prerazenie prieskumnej štôlne aj za cenu dlhšej lehoty výstavby a vyšších nákladov prináša neoceniteľné IGHP poznatky pre veľký tunel a riešenie technologických možností pri spevňovaní poruchových pásiem ako aj odvádzaní spodných vôd pri stavbe severnej tunelovej rúry. Prerazením prieskumnej štôlne sa odstránili najhoršie tlakové prejavy podzemnej vody. V horninovom prostredí došlo ku konsolidácii, len s voľným vytekaním vody z masívu. Oprávnené možno predpokladať, že uvedené výsledky podrobného IGHP Prieskumu formou prieskumnej štôlne sa veľmi pozitívne prejaví pri stavbe severnej tunelovej rúry 7480 m dlhého tunela Višňové.

- Nakoniec nám prináleží sa poďakovať za dobrú spoluprácu všetkým partnerom výstavby tejto ťažkej tunelovej stavby a najmä geológom, ktorí pribežne obetavo získavali a interpretovali zložitú geologickú a hydrogeologickú situáciu v predpolí raziacich prác.

## CONCLUSION

To conclude, it can be stated that:

- Investor's decision to excavate the exploration gallery along the entire tunnel length was correct considering the information gained by the preliminary EGH that the geology along the tunnel alignment is complicated.

- The exploration gallery identified much more difficult geological conditions than assumed by the preliminary EGH. More extensive occurrence of weakness zones was found, with associated worsened geotechnical parameters of the rock and rock loosening, reaching below the tunnel floor, i.e. deeper than 700 m from the ground surface.

- Significant occurrence of groundwater inflows into the exploratory gallery was proved, resulting from a higher degree of tectonic loosening of the mass (depth over 700 m, the area diameter of 7 km). Such permeability is surprisingly high in a granodiorite massif. This phenomenon is called the flow through discrete conductive discontinuities (DCDs) in literature (Prof. Sebastiano Pelizza, Tunel 4/2000).

- The 3,5m diameter of the gallery was insufficient considering the above-mentioned length of the exploration gallery (7480 m) and the complex geological composition of the region. It posed a problem especially at the application of the TBM technique due to the lack of space for additional equipment used in the process of passing the weakness zones.

- Despite serious time losses, the TBM technique, which was not equipped for the given geological conditions, excavated 1250 m more than the NATM. If we consider the 10 highest advance rates, we see that it even proved a potential for higher performance.

- The NATM is a flexible technique capable of reaching regular outputs. It, however, progressed relatively slower than the TBM. Despite this fact, it can be taken into consideration realistically for application on the large Višňová tunnels.

- From the technological point of view, it can be expected on the basis of the obtained knowledge regarding the large Višňové tunnel that an 11,7 m-diameter TBM equipped in a similar manner as the TBM for the LÖTSCHBERG basis tunnel at the sections STEG and RORON, alternatively complemented by a drilling set allowing the construction of a micropile umbrella, could drive the northern tunnel tube successfully within a very short time. This is a sensitive decision depending on fluent funding of the project and on a possibility to use the TBM on the neighbouring tunnels heading towards Liptov.

- The excavation of the exploration gallery, despite extending the construction period and increasing the cost, has provided invaluable EGH information for the large tunnel and a solution of technological methods of treatment of weakness zones as well as the drainage of ground water during the construction of the northern tunnel tube. The worst effects of pressure ground water were removed by the gallery excavation. The rock environment became consolidated, with free flows of water from the mass only. We can reasonably expect that the above-mentioned results of the detailed EGH investigation using the exploration gallery will affect the construction of the northern tunnel tube of the 7480 m long Višňové tunnel very positively.

- To conclude, we wish to thank all partners of the difficult construction of this tunnelling structure for exceptional co-operation. Primarily we would like to thank the geologists, who continuously and devotedly gathered and interpreted the information on the complex geological and hydrogeological situation in the front zone of the excavation.



Obr. 16 Východný portál so súpravou vagónov  
Fig. 16 The portal East with the train



Obr. 17 Kontrolné sanačné práce pred cúvnutým raziacim strojom v čiastočne stabilizovanej poruche  
Fig. 17 Rock treatment ahead of the retracted cutterhead within a partially stabilised weakness zone

# PODZEMNÍ STAVITELSTVÍ PŘI VÝSTAVBĚ VODNÍCH DĚL A HYDROENERGETICKÝCH STAVEB NA MORAVĚ

## UNDERGROUND ENGINEERING APPLICABLE TO WATER AND HYDRO-ENERGY WORKS IN MORAVA

ING. JIŘÍ ŠVANCARA, ING. VÁCLAV TORNER - AQUATIS, a. s.

### ÚVOD

Na jaře roku 2003 uplynulo 10 let od založení akciové společnosti AQUATIS, a. s., Brno. Pracovníci této společnosti navázali na předchozích 40 let přípravy, projektování a výstavby významných vodohospodářských staveb v rámci státního podniku Hydroprojekt, závod Brno. Při této příležitosti se pokusili autoři tohoto článku alespoň stručně zrekapitulovat využití podzemních staveb při výstavbě vodních děl a na hydroenergetických stavbách v posledních desetiletích v oblasti působení výše uvedené organizace.

Vodní a hydroenergetické stavby svou přirozenou povahou v celé své historii využívaly možnost podzemního stavitelství, a to nejrůznějšími způsoby. Součástí těchto staveb velmi často byly štoly, přivaděče a další podzemní objekty. Specifické na podzemních objektech vodohospodářských staveb je, že jejich půdorysné uspořádání, polohu, sklon štol a tunelů a někdy i příčný profil můžeme do určité míry měnit a vyhledat tak pro jejich výstavbu příznivější geologické podmínky. Toto je významná odlišnost podzemních objektů vodohospodářských staveb oproti například dopravním tunelům, jejichž poloha, směr, sklon a příčný profil jsou více předurčeny dopravními požadavky.

Vodní díla (dále také VD) budovaná na Moravě náležejí do povodí řek Moravy a Odry. Z desítek vodních děl, která byla v tomto období budována, byly podzemní stavby významnou součástí následujících staveb (pořadí uvádíme podle uvedení do provozu):

Vodní díla v povodí řeky Odry:

- VD Kružberk na Moravici (1955)
- VD Šance na Ostravici (1969)
- VD Slezská Harta na Moravici (1997)
- VD Morávka na Morávce (1967 a po rekonstrukci v r. 2000)

Vodní díla v povodí řeky Moravy:

- VD Mostišťe na Oslavě (1960)
- Přecherčpávací vodní elektrárna Dalešice na Jihlavě (1978)
- Přecherčpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně na Divoké Desně (1996)

### STRUČNÝ POPIS STAVEB

Abychom nepřekročili přiměřený rozsah příspěvku, zaměřili jsme se pouze na popis staveb, které byly realizovány v posledních 25 letech, to jest na stavby, na jejichž přípravě a výstavbě se autoři tohoto článku a jejich spolupracovníci již aktivně podíleli.



Obr. 2 PVE Dalešice – přehledná situace  
Fig. 2 Pumped Storage System (PSS) Dalešice – General Arrangement

### INTRODUCTION

Springtime of the year 2003 was special to AQUATIS, a. s., Brno since it celebrated the 10th anniversary of its existence. However, these last 10 years are but an extension of the previous 40 years of designs and development of major water works under an umbrella of the state owned company called Hydroprojekt – Brno.

On this occasion the authors of this presentation have attempted to briefly sum up the activities of the Company's Underground Engineering on dams and reservoirs in the Czech Republic.

The Underground Engineering became, due to the nature of its scope of activities, an undivided part of the water and hydro-energy works throughout the profession's history. Tunnels, galleries, penstocks and various underground structures were always a part of these projects. Designing of these works is characterised by flexibility with which the plan-view arrangements of tunnels, their location, sloping and at times even their cross sections may be modified in order that they may be erected in the given, geologically most advantageous, setting. This flexibility is evidently not applicable to the tunnelling made for the road transportation purposes.

Water works (further referred to as WW) built in Morava are situated within catchments areas of the river Morava and Odra. Out of tens of WW's, built in this period, are herewith mentioned those of which the underground structures played a very meaningful role. They are listed in order of their completion dates: Water Works within the river Odra catchment area:

- WW Kružberk on Moravice (1955)
- WW Šance on Ostravice (1969)
- WW Slezská Harta on Moravice (1997)
- WW Morávka on Morávka (1961 and after reconstruction in 2000)

Water Works within the river Morava catchment area:

- WW Mostišťe on Oslava (1960)
- PSS (Pumped Storage System) Dalešice on Jihlava (1978)
- PSS (Pumped Storage System) Dlouhé Stráně on Divoká Desna (1996)

### BRIEF DESCRIPTION OF WORKS

In order not to exceed the prescribed extent of this contribution, it was decided to include in this publication only those structures, which were erected in the last 25 years, i.e., the structures on whose development the authors of this article have participated.



Obr. 3 PVE Dlouhé Stráně – přehledná situace  
Fig. 3 Pumped Storage System (PSS) Dlouhé Stráně - General Arrangement





Obr. 1 Česká republika – poloha popisovaných VD  
Fig. 1 Czech Republic – locations of the described Water Works (WW)

## PŘEČERPÁVACÍ VODNÍ ELEKTRÁRNA DALEŠICE

### Umístění a účel díla

Přečerpávací vodní elektrárna (PVE) Dalešice byla vybudována na jižní Moravě na území bývalého okresu Třebíč na řece Jihlavě. Rozhodujícími součástmi díla jsou horní nádrž v Dalešicích, přečerpávací elektrárna Dalešice o výkonu  $4 \times 112,5$  MW a dolní nádrž Mohelno s průtočnou vodní elektrárnou. PVE Dalešice představuje zdroj špičkové energie s regulačním rozsahem 900 MW, který může být využíván jako pohotovostní výkonová rezerva k regulaci výkonu a kmitočtu v celé elektrizační soustavě. Dalšími účely díla jsou zásobení jaderné elektrárny Dukovany vodou, zajištění vody pro závlahy, ochrana před povodněmi a nadlepšení minimálních průtoků.

### Geologické poměry

Údolí řeky Jihlavy je zahloubeno do paroviny náměšťské plošiny, kde tvoří výrazné meandry s vysokými skalními stěnami. Z geologického hlediska leží dílo v horninách moravské části moldanubika. Toto krystalinikum složené z několika jednotek odlišného stáří tvoří nejčastěji ortoruly, granulity, serpentinity a amfibolity.

### Postup výstavby

Výstavba byla zahájena v roce 1970 vybudováním přístupových komunikací, sociálního a provozního zařízení stavby. Aby mohlo být uvolněno hlavní staveniště pro 100 m vysokou španou hráz a přečerpávací vodní elektrárnu, byly vybudovány dvě obtokové štolky s raženým podkovovitým profilem plochy 21 až 22 m<sup>2</sup> v pravém břehu řeky Jihlavy.

Štolky jsou raženy převážně v amfibolitu. Na návodní straně byla zastížena poloha hadce (ultrabazikum). Na vzdušné straně prochází štola mylonitizovanými granulitami a amfibolity. Granulity byly poměrně více tektonicky porušeny. První štolou byla voda převedena při dočasně zajištěném výrubu v 01/1972. Druhou štolou byla voda převedena až po provedení definitivní obezdívky v 11/1973. Štolky byly provedeny ve sklonu 0,55 %. Jsou dlouhé 484 m, respektive 528 m. Průměrný roční průtok řeky Jihlavy v tomto profilu je 6,0 m<sup>3</sup>/sec a „stoletá“ povodeň má kulminační průtok 310 m<sup>3</sup>/sec.

Definitivní vystrojení obtokových štol související se změnou jejich využití na spodní výpusti včetně montáže provozních a návodních uzávěrů probíhala nej-



Obr. 4 VD Slezská Harta – přehledná situace  
Fig. 4 Slezská Harta Dam – General Arrangement

## PSS (PUMPED STORAGE SYSTEM) DALEŠICE

### Location and purpose of the works

PSS Dalešice was constructed in southern Moravia in the former district of Třebíč on the River Jihlava.

The dominant components of the works are as follows: the upper basin at Dalešice, Water Power Station – Dalešice with  $4 \times 112,5$  MW output and the lower basin Mohelno featuring a flow-through water power station. The Pumped Storage System – Dalešice represents a source of peak energy with the regulated range of 900 MW, which could be utilised as a readily available reserve of energy to be used for the regulation of outputs and frequencies of the whole electrical system.

An additional function of the PSS is as follows: supplying water for the Nuclear power station at Dukovany, water supply for irrigation purposes, flood control and increase of the minimal river flows.

### Geology

The valley of the River Jihlava was cut into the tableland of the Náměšť plateau where it forms a distinctly pronounced meanders with high rock cliffs. From the geological point of view the works are situated in grounds of the Moravian part of the Moldanubicum. This crystalline complex, composed of a number of units of varying age, forms, most often, orthogneiss, granulite, serpentinite and amphibolite.

### Construction procedures

The works commenced in 1970. The first constructed items were the access roads and the establishment of the social and operational facility at site. Two bypass galleries with a tunnelled horseshoe profile of 21 to 22 m<sup>2</sup> cross-section had to be built on the right hand side embankment of the River Jihlava in order to prepare the site for the construction of a 100 m high earthen wall and the Pumped Storage System.

The tunnelling was done mainly through the amphibolite rocks. The upstream side of the gallery lies in a serpentinite (ultrabasic rock). On the downstream side gallery passes through microbreccia of granulite and amphibolite. The granulite bodies were damaged tectonically to a large extent.

Water was transferred via a temporarily lined first gallery in January 1972. The second gallery was used for the water transfer purposes only after its permanent lining was completed in November 1973. The galleries were designed with an inclination of 0.55 %. Their lengths are 484 m and 528 m respectively. The average flow of the River Jihlava in this section is 6.0 m<sup>3</sup>/s and a peak flow of a 100-year flood is 310 m<sup>3</sup>/s.

The completion of these galleries, i.e., equipping them with the control and service gates, was done in the right hand side gallery first (No. 1). The gates were installed inside an approximately 83 m high tower with 3.2 m inside diameter. Diameter of the underground part of this 67 m deep structure is 5.0 m. The above ground structure is 16 m high and ends with a machine room in its top section. The intake structure on the upstream side is equipped with extractable screens and a service gate with dimensions of 5.50 x 3.15 m. The equipment is lowered into its position in front of the intake opening on inclined guide rails, 170 m long.

The fully finished right-hand side bottom outlet gallery was then used for the water transfer purposes and the completion works on the left-hand side gallery could begin. The bottom part of the left tower is 40 m deep and its part above the ground is 43 m high. Its top section ends with the machine room as above. The towers of the bottom outlets also serve as pillars supporting an access bridge to the intake structure of the water power station. Both galleries end off on the downstream side in a discharge structure, which forms a finish-part of the shut of the side spillway.

The construction works on the PSS Dalešice were completed in 1978.



Obr. 5 VD Morávka – přehledná situace  
Fig. 5 Morávka Dam - General Arrangement



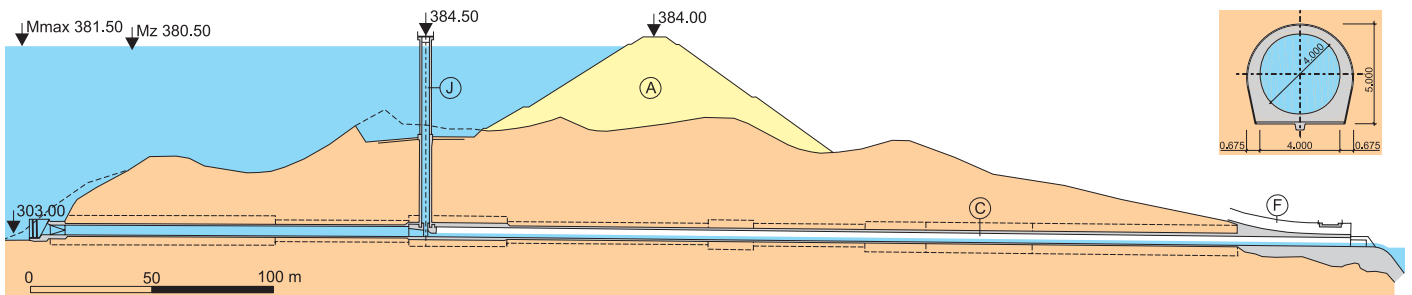


Legenda:  
 A Hráz  
 B Vtokový objekt PVE  
 C Štoly spodních výpustí  
 D Injekční štola  
 E Přeliv  
 F Skluz  
 G Vývar  
 H PVE  
 I Správní budova PVE  
 J Věže spodních výpustí

Legend:  
 A - Dam wall  
 B - The intake structure of power station  
 C - Bottom outlets  
 D - Grouting gallery  
 E - Spillway  
 F - Chute  
 G - Stilling basin  
 H - Pumped power station  
 I - The PSS administration building  
 J - Towers for bottom outlets

Obr. 6 PVE Dalešice – situace hlavní hráze a vodní elektrárny

Fig. 6 PSS Dalešice – layout drawing of the main dam wall and power station



Legenda:  
 A Hráz  
 C Štoly spodních výpustí  
 F Skluz  
 J Věže spodních výpustí

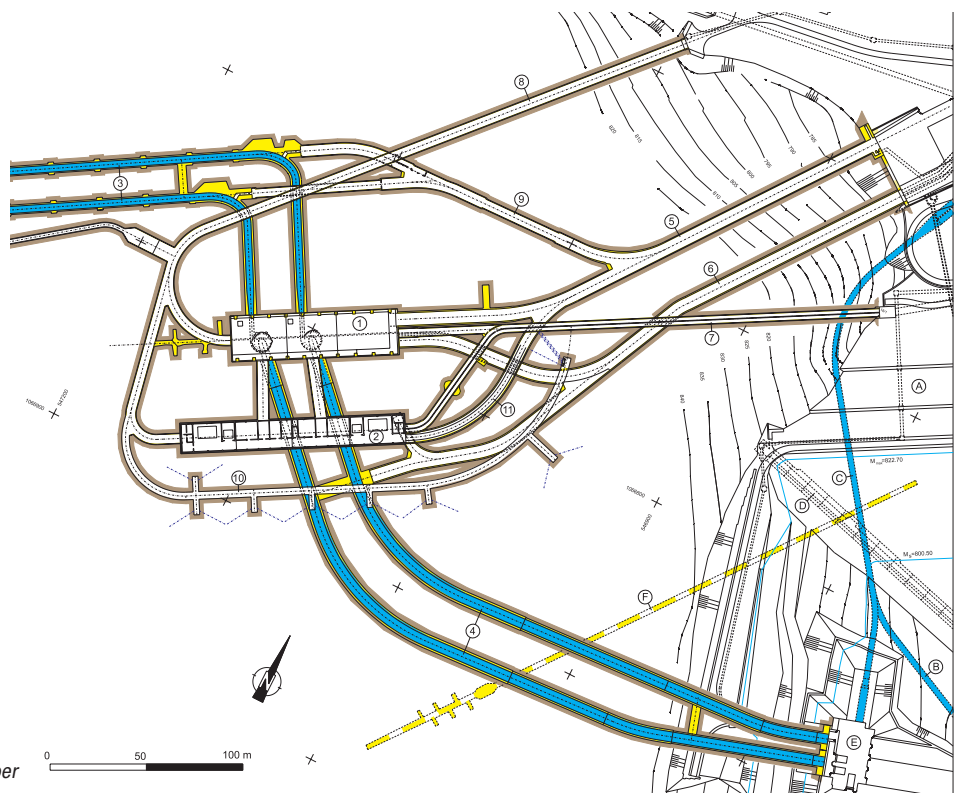
Legend:  
 A - Dam wall  
 C - Bottom outlets  
 F - Chute  
 J - Towers for bottom outlets

Obr. 7 PVE Dalešice – podélný profil levou štolou spodních výpustí

Fig. 7 PSS Dalešice – longitudinal section of the left bottom outlet

Legenda:  
 A Hráz  
 B Obtoková štola  
 C Štola spodních výpustí  
 D Injekční štola  
 E Sdružený objekt  
 F Průzkumná štola  
 1 Podzemní elektrárna  
 2 Komora traf  
 3 Privaděče  
 4 Odpadní tunely  
 5 Komunikační tunel  
 6 Přístupový tunel  
 7 Kabelová štola  
 8 Větrací štola  
 9 Spojovací tune  
 10 Odvodňovací štola  
 11 Komunikační tunel do komory traf

Legend:  
 A - Dam wall  
 B - Bypass outlet  
 C - Bottom outlets  
 D - Grouting gallery  
 E - Combined purpose structure  
 F - Geological survey tunnel  
 1 - Underground power station  
 2 - Transformer chamber  
 3 - Penstocks  
 4 - Discharge tunnels  
 5 - Transportation tunnel  
 6 - Access tunnel  
 7 - Cable gallery  
 8 - Ventilation gallery  
 9 - Connecting tunnel  
 10 - Drainage gallery  
 11 - Transportation tunnel to the transformer chamber



Obr. 8 PVE Dlouhá Stráně – situace hlavních podzemních objektů

Fig. 8 PSS Dlouhá Stráně – Layout drawings of the main underground structures

dříve v pravé štole (č. 1). Uzávěry jsou umístěny do věžového objektu výšky cca 83 m, vnitřního průměru 3,20 m. Podzemní část tohoto objektu má vnitřní průměr 5,0 m a je 67 m hluboká. Nadzemní část je vysoká 16 m a je ukončena strojovnou. Na návodní straně je vtok vybaven vytahovatelnými česlicemi a hradídlou tabulí 5,50 x 3,15 m. Toto zařízení je spouštěno po šikmém koležovém vedení dlouhém 170 m.

Definitivně vystrojená pravá štola spodních výpustí byla znovu využita pro převedení vody a poté mohlo být započato s definitivním vystrojením levé štoly (č. 2). Podzemní část věžového objektu č. 2 je 40 m hluboká a nadzemní část je vysoká 43 m. I tato věž je ukončena strojovnou.

Věže spodních výpustí současně tvoří pilíře mostu, který zpřístupňuje vtokový objekt elektrárny. Obě štoly jsou na vzdušné straně ukončeny výtokovým objektem, který je společný s koncem skluzu od bočního přelivu.

Výstavba VD Dalešice byla ukončena v roce 1978.

#### Dílčí závěr

Aby bylo možné zajistit výstavbu tohoto vodního díla ekonomicky a co nejrychleji, bylo nutno stanovit optimální postup výstavby. Stěžejním úkolem bylo umožnit výstavbu komplexu objektů a provozních souborů hlavní hráže a elektrárny v celé šířce údolí. Řešení se našlo - řeka Jihlava byla po dobu výstavby převedena do obtokových štol. Ty byly v definitivním stavu využity jako spodní výpusti. Uvedená koncepce představuje typické využití podzemních objektů v přehradním stavitelství.

### PVE DLOUHÉ STRÁNĚ

#### Umístění a účel díla

Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně je umístěna na severní Moravě v oblasti Hrubého Jeseníku na území bývalého okresu Šumperk u obce Loučná nad Desnou. Jedná se o klasickou vysokospádovou PVE s horní umělou nádrží na vrcholu Dlouhých Strání (1350 m n. m.) a dolní nádrží v údolí Divoké Desné. Elektrárna představuje zdroj špičkové energie s regulačním rozsahem 1100 MW, který může být využíván jako pohotovostní výkonová rezerva k regulaci výkonu a kmitočtu v celé elektrizační soustavě a jako synchronní kompenzátor.

#### Geologické poměry

Stavba leží v Hrubém Jeseníku, z geologického hlediska v jižní části desenské klenby, ve kře Pradědu. Povodí Divoké Desné, vytvářející hluboce zaříznuté údolí, je vymezeno hřebenem vycházejícím z Pradědu, které tvoří oblouk ukončený na jihozápadě vrcholem Mravenčnicku a na severozápadě Červenohor-

#### Summary

In order to ensure that the construction of this water works would be done in the most economic way and in as short a period as possible, the optimal construction procedures had to be developed and specified. The erection of the structures and operational units of the power station along the whole width of the valley was considered to be of the paramount importance. Their uninterrupted construction was made possible by means of the transfer of the River Jihlava water to the downstream side via the bypass galleries. Their present time function is now to serve as bottom outlets.

This concept represents a typical utilization of the underground structures in the water works engineering.

### PSS DLOUHÉ STRÁNĚ

#### Location and purpose of the works

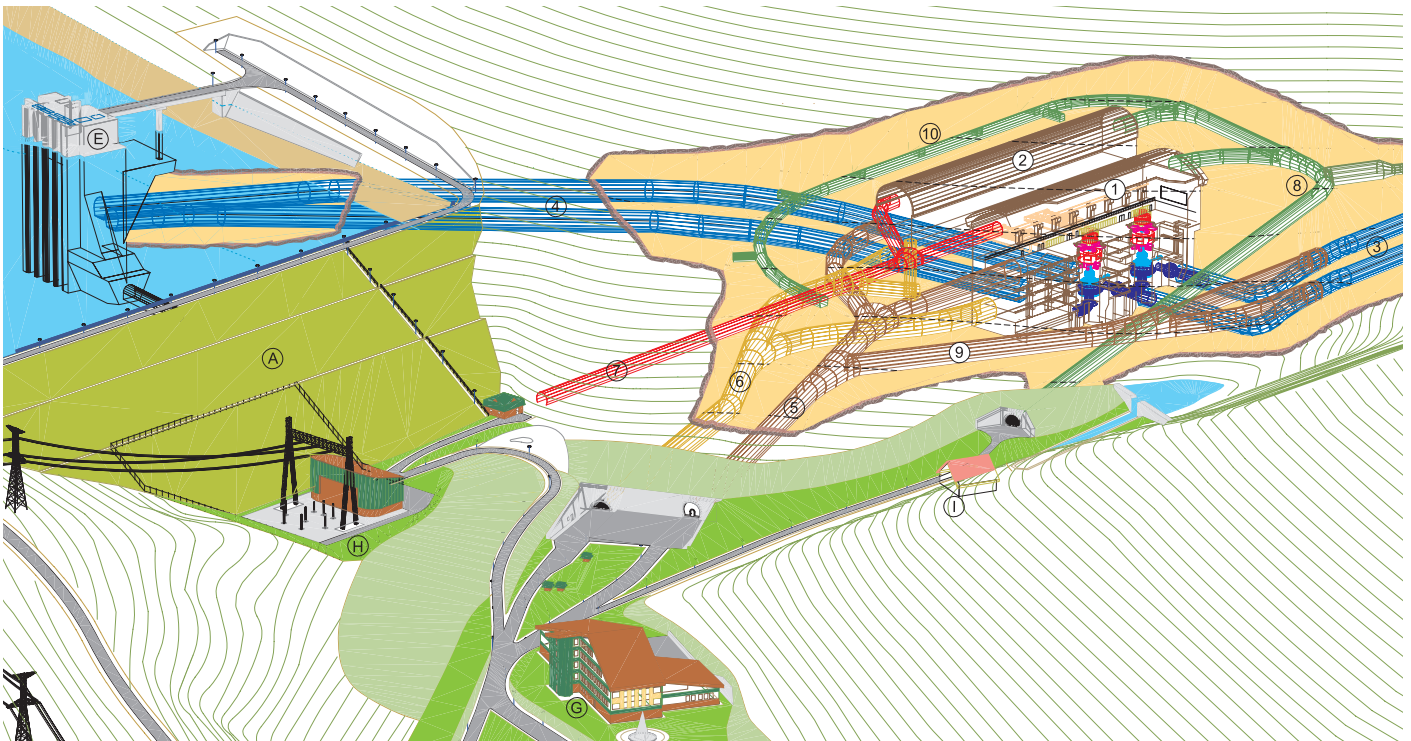
The PSS Dlouhé Stráně is located in the northern part of Morava, in the region of Hrubý Jeseník, in the former district of Šumperk at Loučná nad Desnou. It concerns a typical high head PSS with an upper reservoir built on top of Dlouhé Stráně at the RL 1350 m and its lower reservoir constructed in the valley of the Divoká Desná River. The PSS represents a source of energy with the regulated range of 1100 MW, which could be utilized as a readily available reserve of energy for the regulation of outputs and frequencies of the whole electrical system.

#### Geology

The PSS is situated in Hrubý Jeseník which, from the geological point of view, belongs to the southern part of the Desná Dome of the Praděd crustal block. A deeply cut valley of the Divoká Desná catchment area is defined by the crests proceeding from Praděd peak, forming an arch ending by the crest of Mravenčnick on the southwest and with the Červenohorské sedlo pass on the northwest side. The migmatized biotite gneiss with amphibolite intercalations and intersections of pegmatite form a dominant type of bedrock of the area. The massif is divided by tectonic lines of a predominantly NE - SW direction (the Krušné hory mountains line) into individual blocks with their own tectonic scheme, which played a decisive role in the selection of the location for the PSS cavern.

#### Erection procedures

The characteristic feature of the PSS Dlouhé Stráně is its extensive use of the underground structures of all types - hall structures, galleries and shafts. Apart from the cavern housing the underground power station and other chambers, this plant includes a variety of tunnels with a combined length amounting to 8000 m.



Legenda: A Hráz  
E Sdružený objekt  
G Správní budova  
H Vývodové pole 400 kV  
I Úpravna vody  
1 Podzemní elektrárna  
2 Komora traf  
3 Přivaděče  
4 Odpadní tunely  
5 Komunikační tunel  
6 Přístupový tunel  
7 Kabelová štola  
8 Větrací štola  
9 Spojovací tunel  
10 Odvodňovací štola

Obr. 9 PVE Dlouhé Stráně – axonometrie prostoru dolní nádrže

Legend: A - Dam wall  
E - Combined purpose structure  
G - Administration building  
H - 400kV high voltage switch house  
I - Water Treatment Works  
1 - Underground power station  
2 - Transformer chamber  
3 - Penstocks  
4 - Discharge tunnels  
5 - Transportation tunnel  
6 - Access tunnel  
7 - Cable gallery  
8 - Ventilation gallery  
9 - Connecting tunnel  
10- Drainage gallery

Fig. 9 PSS Dlouhé Stráně - axonometric projection of the lower dam



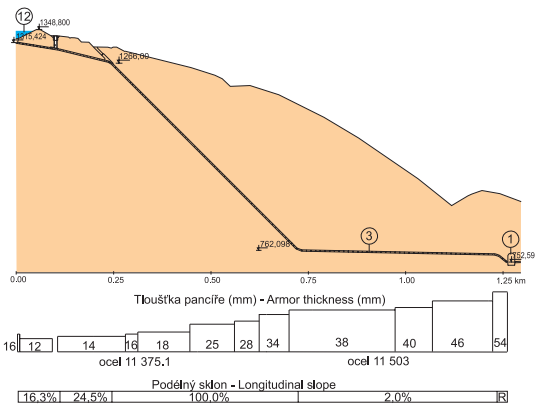
ským sedlem. Převládajícím horninovým typem v oblasti je migmatitizovaná biotitická rula, s lokálním výskytem amfibolitových vloček a prouků pegmatitů. Horninový masiv je rozčleněn tektonickými liniemi převážně krušnohorského směru (SV-JZ) na jednotlivé bloky s individuálním tektonickým charakterem, který byl určující pro vyhledání vhodného prostoru pro umístění kaverny PVE.

#### Postup výstavby

PVE Dlouhé Stráně je charakteristická vysokým podílem podzemních inženýrských staveb všeho druhu – halových objektů, štol a šachet. Mimo kaverny podzemní elektrárny a dalších menších komor, zahrnuje tato stavba komplex ražných liniových objektů v celkové délce 8000 m.

Pro stručnost uvádíme pouze parametry podzemních objektů na hydraulickém obvodu:

Objekt uzávěrů (horní nádrž)	půdorysný rozměr	30 x 7,6 m
	hloubka	37 m
Přivaděče č. 1 a č. 2	délka	1547 m, 1499 m
	světlý profil	3,6 m
	tloušťka pancíře	12-54 mm
Podzemní elektrárna	rozměry š x v x d	25,5 x 50,0 x 87,1 m
	kubatura výlomů	100 900 m <sup>3</sup>
	kubatura betonů	30 500 m <sup>3</sup>
Komora transformátorů	rozměry š x v x d	16,0 x 21,7 x 117,0 m
	kubatura výlomů	32 000 m <sup>3</sup>
	kubatura betonů	3 620 m <sup>3</sup>
Odpadní tunely č. 1 a č. 2	délka	390 m, 354 m
	světlý profil	5,2 m
	tloušťka obezdivky	0,8 m



#### Legenda:

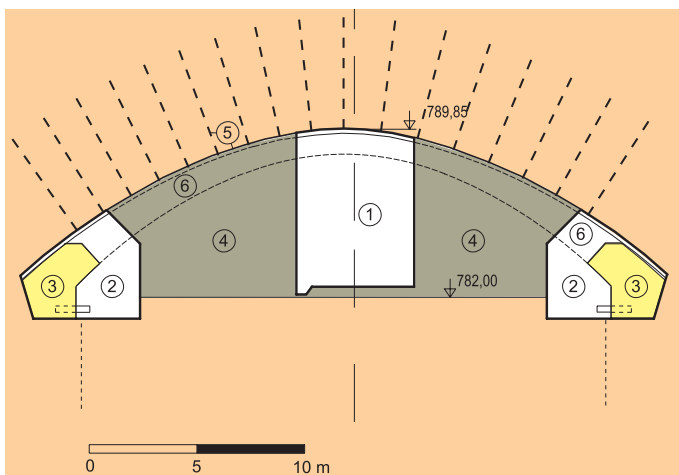
1 Podzemní elektrárna, 3 Přivaděče, 11 Horní nádrž

#### Legend:

1 - Underground power station, 3 - Penstocks, 11- Upper dam

Obr. 10 PVE Dlouhé Stráně – podélný profil přivaděčem

Fig. 10 PPS Dlouhé Stráně - longitudinal section of the penstock



#### Legenda:

1 Podstropní štola  
2 Patkové stoly  
3 Patky betonové klenby  
4 Mezipilíře horniny  
5 Dočasná výstrojí klenby  
6 Betonová klenba

#### Legend:

1 - Top gallery  
2 - Foot galleries  
3 - Concrete dome footers  
4 - In-between rock pillars  
5 - Temporary lining of the domes  
6 - Concrete dome

Obr. 11 PVE Dlouhé Stráně – provádění klenby komory VE

Fig. 11 PPS Dlouhé Stráně - construction of the dome of the underground power station

For the sake of simplicity, the table below includes the structures, which are part of the hydro-energy system only:

Gates structure (upper dam)	Plan view dimensions	30 x 7.6 m
	Depth	37 m
Penstock No. 1 and No. 2	Length	1547 m, 1499 m
	Inside profile	3.6 m
	Armoring thickness	12 – 54 mm
Underground Power Station	Dimensions w x h x e	25.5 x 50.0 x 87.1 m
	Excavation volume	100,900 m <sup>3</sup>
	Concrete volume	30,500 m <sup>3</sup>
Transformers Chamber	Dimensions w x h x e	16.0 x 21.7 x 117.0 m
	Excavation volume	32,000 m <sup>3</sup>
	Concrete volume	3,620 m <sup>3</sup>
Discharge tunnel No.1 and 2	Length	390 m, 354 m
	Inside profile	5.2 m
	Lining thickness	0.8 m

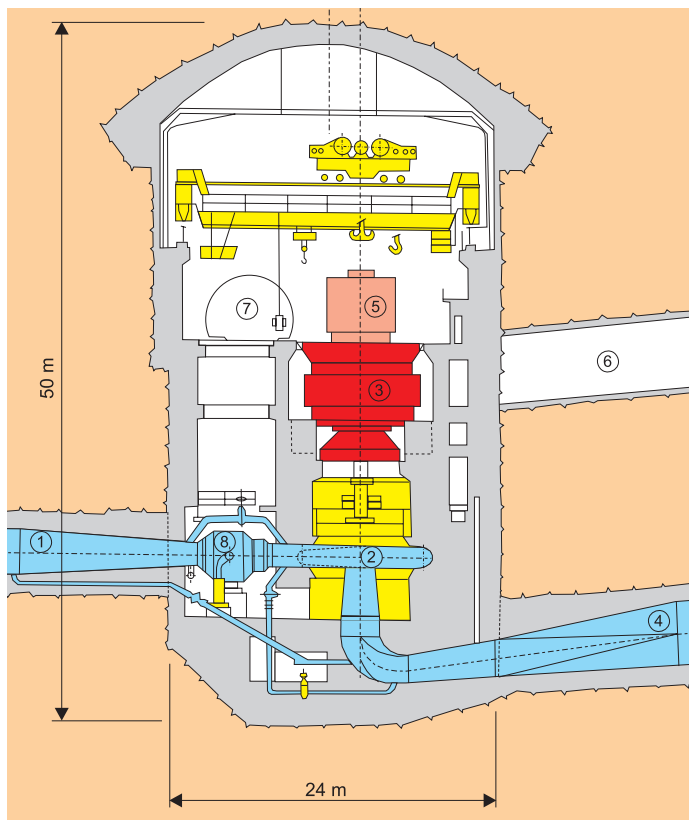
The construction works commenced in April 1978. The preparation works included the construction of access roads, accommodation facilities, two 22 kV mains and other auxiliaries.

The PSS concept consisted, at the time, of four pumping units within the three aggregates arrangement having an installed output of 4 x 150 MW. It was proposed that the equipment be fitted, together with the 400 kV transformers, into the underground chamber on the left hand side of the river Divoká Desná. After the construction of the plant itself had begun in 1980, the original idea of the PSS having the reversal vertical aggregate with the installed output of approximately 2 x 300 MW was again brought up for reconsideration. The concept, originally developed in 1985, was eventually accepted and implemented. The initial rapid progress of the construction works on the PSS was gradually slowing down and from 1980 was hardly noticeable. This situation lasted until 1989 when the decision to start with the works in earnest and to bring the PSS into its testing phase was taken.

The aggregate No. 1 ...from July 1994

The aggregate No. 2 ...from December 1994

The completion of the works was scheduled for the end of 1995.



#### Legenda:

1 Přivaděč  
2 Reverzní Francisova turbína  
3 Motor – generátor  
4 Odpadní tunel  
5 Rozběhový motor  
6 Přístupový tunel  
7 Komunikační tunel  
8 Kulový uzávěr

#### Legend:

1 - Penstock  
2 - Reverse Francis Turbine  
3 - Motor – generator  
4 - Discharge tunnel  
5 - Starting motor  
6 - Access tunnel  
7 - Transportation tunnel  
8 - Spherical valve

Obr. 12 PVE Dlouhé Stráně – příčný řez komorou elektrárny

Fig. 12 PPS Dlouhé Stráně - cross section through the power station's chamber



Výstavba PVE byla zahájena v dubnu 1978 přípravnými pracemi, které zahrnovaly přístupové komunikace, ubytovací kapacity, dvě linky 22 kV a potřebné zařízení staveniště.

Koncepčně se v té době jednalo o PVE se čtyřmi přečerpávacími jednotkami v třístrojovém uspořádání, s instalovaným výkonem 4 x 150 MW, které měly být umístěny společně s transformátory 400 kV do podzemní komory v levobřežním úbočí Divoké Desné.

Po zahájení výstavby vlastního díla byla v roce 1980 znovu zvažována koncepce PVE s reverzním vertikálním soustrojím o instalovaném výkonu cca 2 x 300 MW. Tato koncepce byla rozpracována v roce 1985 a takto byla také realizována.

Po počátečním vysokém tempu výstavby došlo už v roce 1980 k útlumu a značnému zpomalení. Tento stav trval až do roku 1989, kdy bylo rozhodnuto zajistit pokračování výstavby tak, aby bylo uvedeno do zkušebního provozu:

soustrojí č. 1..... od července 1994

soustrojí č. 2..... od prosince 1994

Ukončení výstavby se předpokládalo do konce roku 1995.

Dne 1. 7. 1992 byl zahájen ověřovací provoz dolní nádrže jejím napouštěním. Maximální hladiny bylo dosaženo v květnu 1993, kdy již vrcholily přípravné práce na zahájení ověřovacího provozu horní nádrže. První plnění horní nádrže bylo zahájeno 15. 7. 1993.

Postup montážních prací na technologickém zařízení umožnil v říjnu 1993 zahájit na díle předkomplexní zkoušky. Dne 18. 12. 1993 proběhly primární zkoušky na blokovém transformátoru č. 1 a následně dne 20. 12. 1993 byly prvním roztocněním soustrojí č. 1 zahájeny na díle mokré zkoušky. Předkomplexní zkoušky byly v měsíci květnu 1994 přerušeny za účelem provedení revize horní nádrže a přívaděče č. 1 a pokračovaly opět v červnu téhož roku.

Dne 10. 6. 1994 byl průběh výstavby vážně narušen rozsáhlým poškozením generátoru. Půločinní šetření vyústilo v závěr, že příčinou havárie byla technická závada, a následně bylo provedeno více než dvacet konstrukčních změn na obou generátorech.

Čeští i zahraniční experti se shodli v názoru, že potíže s uvedením soustrojí do provozu jsou přiměřené velikosti soustrojí, která ve všech parametrech o řád převyšují své předchůdce.

Komplexní zkoušky soustrojí č. 2 byly zahájeny v únoru 1996 a následně na soustrojí č. 1. Výstavba PVE Dlouhé Stráně byla v roce 1996 ukončena.

#### Dílčí závěr

I velmi stručný popis postupu výstavby podzemních objektů a jejich hlavních parametrů přesahuje možnosti tohoto příspěvku. Autoři proto odkazují na články, které publikovali i další účastníci výstavby, např.:

Tunel 1/92 - Podzemní kabelové objekty

Tunel 2/92 - Přetváření horninového masivu v okolí kaverny PVE Dlouhé Stráně

Tunel 4/97 - Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně v provozu

Inženýrské stavby 1/1991 - Výlom kaverny hydrocentrály PVE Dlouhé Stráně

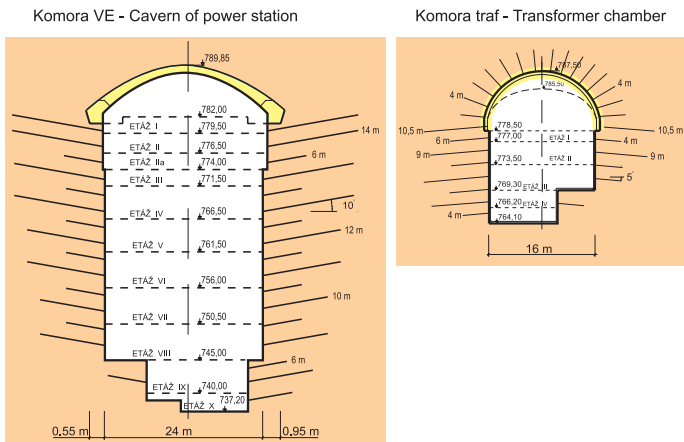
Inženýrské stavby 6/1996 - PVE Dlouhé Stráně - klenba kaverny hydrocentrály, kompletace šikmých částí přívaděčů

Inženýrské stavby 4/1998 - Konstrukce vysokotlakých přívaděčů na stavbě PVE Dlouhé Stráně

Vodní hospodářství 8/94 - Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně

Vodní hospodářství 6/96 - PVE Dlouhé Stráně zahájila provoz

Pro vybudování tak rozsáhlého komplexu podzemních objektů bylo rozhodující vyhledat v masivu na levém břehu dolní nádrže prostor co nejméně narušené horniny pro situování komory elektrárny a komory transformátorů. Současně musel projektant řešit „natočení“ komory elektrárny a transformátorů s ohledem na tektonický charakter zájmového prostoru. Teprve po situování komor bylo navrženo směrové vedení hydraulického obvodu a veškerých dalších tunelů a štol.



Obr. 13 PVE Dlouhé Stráně – postup ražby komory VE a traf  
Fig. 13 PPS Dlouhé Stráně - procedure for excavation of the underground power station and transformer chamber

Filling the lower dam with water and the commencement of its operational testing started on 1 July 1992. The maximum water level in the dam was reached in May 1993. This coincided with the preparation of the operational testing for the upper dam. The first filling of the upper reservoir began on 15 July 1993. Due to the rapid progress with the erection of the "technological" equipment, the pre-commissioning tests could have commenced already in October 1993. The primary testing of the Block Transformer No.1 commenced on 18 December 1993 and the wet tests of the first aggregate started on 20 December 1993. The pre-commission testing was halted in May 1994 in order that the final inspection of the upper dam and the penstock No. 1 could be carried out. The pre-commissioning testing was resumed again in June 1994. However, a substantial damage to one of the generators, which happened on 10 June 1994, caused a serious disruption to the whole construction program. The extensive investigation of the event, lasting 6 months, determined that the damage was due to a technical failure. The result of the findings was reflected in an introduction of more than twenty design modifications to both generators.

#### Summary

Since even the briefest summary of the construction works concerning the underground structures and their main parameters would have exceeded the limits imposed on the extent of this contribution, the authors refer readers to the contributions published by other participants on Project, for example:

- Tunel 1/92 – Podzemní kabelové objekty

- Tunel 2/92 – Přetváření horninového masivu v okolí kaverny PVE Dlouhé Stráně

- Tunel 4/97 – Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně v provozu

- Inženýrské stavby 1/1991 – Výlom kaverny hydrocentrály PVE Dlouhé Stráně

- Inženýrské stavby 6/1996 – PVE Dlouhé Stráně – klenba kaverny hydrocentrály, kompletace šikmých částí přívaděčů.

- Inženýrské stavby 4/1998 – Konstrukce vysokotlakých přívaděčů na stavbě PVE Dlouhé Stráně

- Vodní hospodářství 8/94 – Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně

- Vodní hospodářství 6/96 – PVE Dlouhé Stráně zahájila provoz

In order that such a large complex of the underground structures could be constructed, it was necessary to find a suitable location inside the rock-formation in which the power station and transformers chambers could be installed. At the same time it was necessary to resolve the "turning" of the above chambers in view of the tectonic character of the given area. Only after the chamber positions were determined could the hydraulic routing and routing of all the other tunnels and galleries be finalized.

This PSS plant belongs among the most modern water energy systems in the Czech Republic and similar systems recently constructed in the world.

Due to the extensive use of the underground structures, this plant poses the minimal negative influence on the protected nature reserve of Jeseníky, where it is situated.

#### WW SLEZSKÁ HARTA ON MORAVICE

##### Location and purpose of the works

WW Slezská Harta was built under the umbrella of the project "Increase of the Regional Water Supply Capacity By Water From WW Slezská Harta on Moravice". The Ostrava Regional Water Supply System (further referred to as ORWSS)



Obr. 14 PVE Dlouhé Stráně – komora VE v průběhu ražby  
Fig. 14 PPS Dlouhé Stráně – Cavern of underground power station during excavation

Toto vodní dílo patří k nejmodernějším energetickým dílům v České republice s naprosto srovnatelnými parametry s obdobnými díly v zahraničí. Díky využití možností podzemního stavitelství PVE Dlouhé Stráně minimálně ovlivňuje životní prostředí v centru chráněné krajinné oblasti Jeseníky.

### VODNÍ DÍLO SLEZSKÁ HARTA NA MORAVICI

#### Umístění a účel díla

Vodní dílo Slezská Harta bylo budováno v rámci investice „Posílení ostravského oblastního vodovodu z nádrže Slezská Harta na Moravici“. Ostravský oblastní vodovod (dále jen OOV) zásobuje pitnou vodou obyvatelstvo velké části severní Moravy. Zapojení nádrže Slezská Harta (217 mil. m<sup>3</sup>) do systému OOV umožnilo spolupráci se všemi povrchovými zdroji systému, tj. nádržemi Šance (60 mil. m<sup>3</sup>), Morávka (10 mil. m<sup>3</sup>) a Kružberk (25 mil. m<sup>3</sup>). Nádrž Slezská Harta je předřazena nad vodárenskou nádrž Kružberk. To umožnilo posílit kapacitu tohoto zdroje a zkvalitnit vodu v něm. Vedle tohoto hlavního účelu přispívá nádrž Slezská Harta k výraznému tlumení povodňových průtoků, zvýšení minimálních průtoků a má i energetické a rekreační využití. Názory na využití vodního díla Slezská Harta se v průběhu výstavby značně vyvíjely v závislosti na poklesu odběrů vody v severomoravském regionu. Blíže informace lze nalézt v článku v časopisu Vodní hospodářství 7/99.

#### Geologické poměry

Pro přehradní profil byl zvolen morfologicky vhodný úsek údolí, které řeka Moravice vyhloubila po zaplnění původního koryta čedičovým proudem blízkého stratovulkánu Velký Roudný. Dnešní údolí leží na levém okraji lávového proudu a je zahloubeno v kulmských břidlicích a siltovcích. Synklinální stavba levého svahu a oslabení břidlic na vrstveních spárách podminily při zahlubování údolí vznik vrstveních sesuvů. Tyto fosilní sesuvy příležitostně komplikovaly provádění výlomů pro založení funkčních objektů díla. V pravobřežním závazání hráze

supplies water to a large part of northern Moravia. Inclusion of the Reservoir Slezská Harta into the ORWSS allowed for the co-operation of all individual surface sources of water in the system, i.e., the reservoir Šance (60-mill. m<sup>3</sup>), Morávka (10-mill. m<sup>3</sup>) and Kružberk (25-mill. m<sup>3</sup>). The Reservoir Slezská Harta is located on the upstream side of the Reservoir Kružberk. The result of which may be seen in the increased water capacity of the source and the quality of its water thus obtained. The substantial reduction of the flood flows, increase of the minimal flows and the use of the system for recreational purposes is the additional benefit of this arrangement.

The evolution of the views concerning the utilisation of the WW Slezská Harta, during the scheme's construction, in dependence on the reduced water demands, in the northern Region, is described in the magazine Vodní hospodářství 7/99.

#### Geology

The dam is situated in the morphologically favourable section of the valley. The River Moravice eroded away this part after its original bed was filled by a basaltic flow from the neighbouring extinct stratovolcano Velký Roudný. The present day valley was deepened on the left-hand side of the lava flow in flyschoid complex of shales and greywacke. Synclinal structure of the left-hand side slope of the valley and weakening on the bed joints were the reasons for the landslides along these planes during the valley formation. These fossil landslides had, on an occasion, complicated the excavations for foundation of the principal structures. Due to the permeability of the basaltic body, buried alluvium and the exceptionally intensive and extensive tectonic zone, the works on the right-hand side of the embankment had to include an cut-off wall.

#### Erection procedures

The inspection galleries were dug out in 1986. The findings have suggested that the dam's construction will be very demanding indeed.

The construction works commenced with the top left-hand side of the slope by excavation for the road and a half-cut for the erection of the spillway and



#### Legenda:

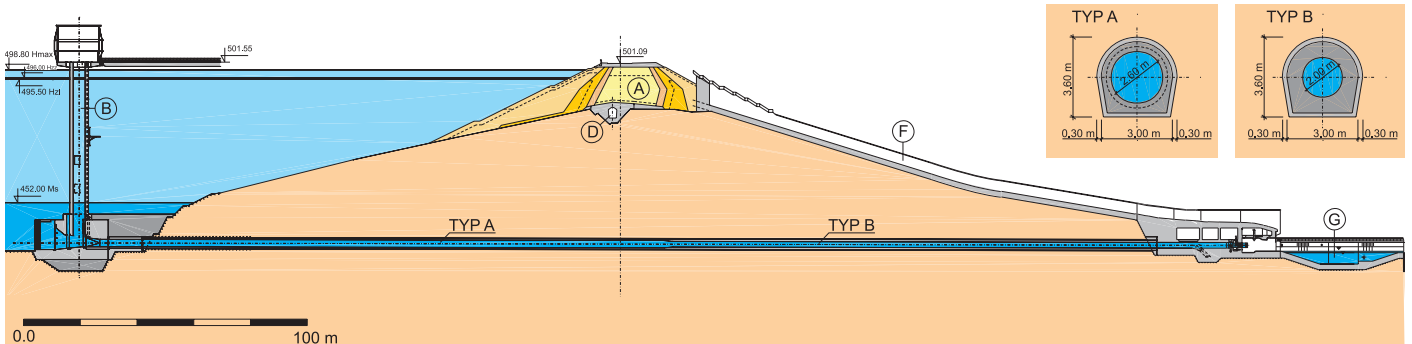
- A Hráz
- B Vtokový objekt
- C Štoly spodních výpustí
- D Injekční štola
- E Přeliv
- F Skluz
- G Vývar
- H Drenážní štola
- I Injekční štola – ražená část
- J Přístupová štola
- K Přítěžovací lavice
- L Silniční odřez
- M Průzkumná štola

#### Legend:

- A - Dam wall
- B - Intake structure
- C - Bottom outlets
- D - Grouting gallery
- E - Spillway
- F - Chute
- G - Stilling basin
- H - Drainage gallery
- I - Grouting gallery – tunneled part
- J - Access gallery
- K - Stabilization fill
- L - Cut-off for road
- M - Geological survey gallery

Obr. 15 VD Slezská Harta – situace hráze

Fig. 15 Slezská Harta Dam – layout drawing of the dam wall



Obr. 16 VD Slezská Harta – podélný profil štolou spodních výpustí

Fig. 16 Slezská Harta Dam – longitudinal section of the bottom outlets

#### Legenda:

- A Hráz
- B Vtokový objekt
- D Injekční štola
- F Skluz
- G Vývar

#### Legend:

- A - Dam wall
- B - Intake structure
- D - Grouting gallery
- F - Chute
- G - Stilling basin



bylo nutné vzhledem k propustnosti čedičového tělesa, pohřbených aluvií a s ohledem na mimořádně intenzivní a rozsáhlé tektonické postižení podložních hornin provést podzemní těsnění stěnu.

#### Postup výstavby

V roce 1986 byly prováděny průzkumné štoly. Ukázalo se, že výstavba bude probíhat ve velmi obtížných inženýrsko-geologických poměrech.

Práce na výstavbě přehrady byly zahájeny na počátku roku 1987 v horní části levého svahu odlehčovacím silničním zářezem a odřezem pro vybudování bezpečnostního přelivu skluzu a vývaru. Zároveň byly zahájeny práce na ražbě dvou obtokových štol.

Obtokové štoly situované v levém břehu sloužily v průběhu výstavby k převedení průtoků Moravice mimo staveniště sypané hlavní hráze. Průměrný roční průtok řeky Moravice v tomto profilu je 5,4 m<sup>3</sup>/s a „stoletá“ povodeň má kulminaci 256 m<sup>3</sup>/s. V trvalém provozu plní štoly funkci základových výpustí, vodárenských odběrů a přiváděčů k vodní elektrárně pod hrázi.

V dočasném vstrojení pro převedení průtoků měly obtokové štoly podkovovitý tvar o průměru cca 3600 mm. V trvalém vstrojení betonovou obezdívkou mají štoly kruhový profil v návodní části o průměru 2600 mm. Ve vzdušné části za injekční clonou je průměr štoly 2000 mm s opacňováním tl. 12 mm. Délka obtokové štoly č. 1 činí 331 m. Obtoková štola č. 2 je dlouhá 370 m.

Potenciálně nestabilní levý svah v údolí Hartského potoka bylo třeba dále zabezpečit přítěžovací lavicí a zajistit jeho odvodnění. K tomu účelu byla upravena průzkumná štola délky 130 m s raženým profilem 5,8 m<sup>2</sup>. Dále byla v levém svahu provedena řada drenážních vrtů jednak z vlastní štoly, jednak z terénu.

Zvýšenou propustnost podloží hráze včetně zavázání bylo třeba zajistit rozsáhlou a nákladnou injektáží. Injekční clona v levobřežním zavázání byla prováděna z ražené štoly délky 47 m s profilem o ploše 12 m<sup>2</sup>.

V údolí byla dodatečně navržena a provedena ražená přístupová štola do injekční štoly. Délka její ražené části je 112 m, plocha výrubu je 8,4 m<sup>2</sup>.

Rokem 1990 došlo k výraznému zpomalení výstavby. Nastalo období pochybností o účelnosti nádrže. Účelnost nádrže je na přelomu let 1993 a 1994 znovu podrobena expertnímu šetření. Expertiza z let 1993 a 1994 jednoznačně doporučila nádrž dokončit v projektovaných parametrech a byl stanoven termín do konce roku 1997.

#### Dílčí závěr

Objasnění složitých geologických poměrů vedlo k provádění značného rozsahu průzkumných štol.

Pro zajištění postupu výstavby sypané přehradní hráze vysoké 70 m bylo třeba uvolnit údolí na celou jeho šířku. To bylo při velikosti průtoků řeky Moravice v daném profilu možné jenom vybudováním ražených obtokových štol.

Podstatně více informací k tomuto VD je k dispozici v časopisu Vodní hospodářství :

10/93 – Nejen Slezská Harta je Povodí Odry

2,3/96 – Vodní dílo Slezská Harta – poslední přehrada v České republice

7/99 – Původní předpoklady a současná funkce vodního díla Slezská Harta

### VODNÍ DÍLO MORÁVKA NA MORÁVCE

#### Umístění a účel díla

Vodní dílo je situováno na řece Morávka na severní straně Moravskoslezských Beskyd, nedaleko Frýdku-Místku. Údolní nádrž Morávka byla vybudována v letech 1961 až 1967 jako vodárenský zdroj ke krytí narůstajících požadavků na pitnou vodu. Dalším účelem vodního díla je snížení povodňových průtoků,

stilling basin. This was done in the beginning of 1987. The tunnelling of the two bypass galleries commenced simultaneously with the above works.

The bypass galleries were used, during the construction works, for the transfer of the River Moravice water pass the main rockfill dam's construction site. The average annual flow of the river is, in this profile, 5.4 m<sup>3</sup>/s and the peak flow of a 100-year flood is 256 m<sup>3</sup>/s. During the normal operation of the dam, the galleries (bottom outlets) bring water to the water supply off-takes and into the water power station located on the downstream side of the dam wall.

For their temporary water transfer function, the bypass galleries were horseshoe shaped with the inside diameter of 3,600 mm. The final shape of the galleries is circular with a diameter of 2,600 mm. A concrete lining is used to protect its walls. Diameter of the gallery was reduced to 2,000 mm directly behind the grout curtain on its dry-side. The gallery is lined at this section by a 12 mm thick steel lining. The length of the gallery No.1 is 331 m. The gallery No.2 is 370 m long.

The potentially unstable left hand side of the hill had to be further secured by a stabilisation fill and a dewatering system. The inspection gallery with a profile of 5.8 m<sup>2</sup> and a length of 130 m was modified for this purpose. The slope was further provided with a number of drain drills, both from the gallery itself and from surface.

The increased permeability at the dam's sub-base, especially at the right hand side of the dam profile, had to be countermanded by very extensive and costly grouting procedures. Grouting of the curtain at the end of the left hand side profile was carried out from a 47 m long tunnelled gallery with a cross-section of 12 m<sup>2</sup>.

An additional access tunnel, leading into the grouting gallery, had to be excavated from the valley's side. Its tunnelled part is 112 m long with a cross-section of 8.4 m<sup>2</sup>.

However, as a result of uncertainties concerning the dam's usefulness, the construction works were drastically curtailed in 1990. The Project's feasibility was studied again at the end of 1993 and the beginning of 1994. It was eventually decided that the dam should be completed as originally proposed. The dam was commissioned in the end of 1997.

#### Summary

In order that this 70 m high rockfill dam could be constructed, it was necessary to make the whole width of the valley available for the works. This was made possible by the construction of bypass galleries through which the flows of the River Moravice could have been transferred to the downstream of the construction site. A number of investigation galleries had to be provided due to the complicated geological situation.

Substantially more information on the subject was published in the magazine Vodní hospodářství:

- 10/03 – Nejen Slezská Harta je povodí Odry

- 2,3/96 – Vodní dílo Slezská Harta – poslední přehrada v České republice

- 7/99 – Původní předpoklady a současná funkce vodního díla Slezská Harta

### WW MORÁVKA ON MORÁVKA

#### Location and purpose of the works

The WW is situated on the River Morávka on the northern side of Moravskoslezské Beskydy in the vicinity of the city Frýdek – Místek. The dam was built in the period of 1961 to 1967. Its main purpose was to cover the ever-increasing demand for potable water. In addition to that the dam was expected to reduce the flood flows, improve the minimal flows below the dam and to utilise the potential energy of the discharged water.

This dam was the first dam in the former Czechoslovakia featuring the water-tight asphaltic concrete lining. Suitable methods of the lining repairs were investigated and tested during the nineties since the service life of the existing



Obr. 17 VD Morávka – letecký snímek  
Fig. 17 Morávka Dam – Aerial photograph



nadlepšování průtoků pod přehradou a průběžné energetické využití vypouštěného průtoku.

V době svého vzniku byla Morávka první přehradou v bývalém Československu s asfaltobetonovým těsnicím pláštěm.

V průběhu devadesátých let byl hledán a zkušeno vhodný způsob opravy asfaltobetonového pláště, jehož životnost již končila. Za povodně začátkem září 1996 byl plášť prolomen v ploše zhruba 4 m x 6 m. Po snížení hladiny byl ověřen rozsah poruchy a okamžitě rozhodnuto o sanaci. Povodně v červenci 1997 vedly k dalšímu poškození těsnicího pláště, i když rozsahem výrazně menšímu než v září 1996.

Na základě dodatečných průzkumů a analýz příčin vzniku poruch těsnicího pláště bylo zjištěno, že nejpravděpodobnější hlavní příčinou bylo dlouhodobé a opakované působení proudící podzemní vody při extrémních srážkách z levého svahu na těleso a podloží hráze. Docházelo k vyplavování jemnějších materiálů ze svahových sutí a vzniku dutin pod pláštěm.

Provedené průzkumy, studie a analýzy vedly k doplnění a rozšíření prací tak, aby přehrada byla po všech stránkách spolehlivým a moderním vodním dílem. Bylo nutno řešit:

- odvedení svahových vod z levého i pravého závazání hráze,
- opravu a rekonstrukci těsnicího prvku hráze,
- opravu a zvýšení kapacity původních spodních výpustí,
- zvýšení kapacity odtoku provedením nových spodních výpustí,
- bezpečné převádění povodňových průtoků v době rekonstrukce hráze,
- dotěsnění podloží a oboustranného závazání hráze,
- modernizaci vybavení pro technicko-bezpečnostní dohled a systém centrálního sběru a vyhodnocování dat.

#### Geologické poměry

Přehradní profil je situován ve vnějším flyš, zastoupeném godulskými vrstvami křídového stáří. Horninový masiv v daném místě je tvořen souvrstvím s hrubozrnnými pravidelně se střídajícími vrstvami s převahou pískovců nad jílovcí. Pískovcové souvrství na obou svazích je postiženo kryogenními (mrazovými) a gravitačními deformacemi, které způsobily otevření strmých puklin v lavicích a deskách pískovců až na několik decimetrů. Tyto trhliny jsou při povrchu částečně nebo zcela vyplněny písčitém až jílovitopísčitém materiálem nadložních sutí, hlouběji ve svahu jsou často zcela otevřené. Dosah tohoto porušení masivu je ve strmějším levém svahu až 100 m (!) od paty svahu, pravý svah je postižen méně. Obtíže způsobené tímto fenoménem při provádění injekční clony jsou známy z literatury [1]. Původní mocnost sutí v dolní části levého svahu dosahovala až 12 m, takže část hráze musela být založena i na zbytku těchto sutí.

#### Postup výstavby

Oprava a rekonstrukce VD byla zahájena v listopadu 1997 ražením a vystrojením drenážní štoly na levém břehu. Jejím účelem bylo snížení hladiny podzemní vody, podchycení a vyvedení průtoků a vytvoření podmínek pro měření. Drenážní štola je navržena tak, aby byly ve dvou etážích zachyceny dvě izolované zvodně zjištěné průzkumem. Dolní etáž – štola „A“ je délky 106,0 m.

one was about to expire. The floods of September 1996 have broken through an area of about 4 m x 6 m of this lining. After the floodwaters had receded, the wall was inspected and the damages assessed. It was decided that the repair works should commence without any delays. Floods of 1997 caused additional damage to the seal even though its extent was substantially smaller than that of the previous year.

Further studies suggested that the main reason for the damages were probably due to the ground water rushing down the left-hand side shoulder, during the extreme rainfalls, over the sub-base and the body of the dam. This has caused, over an extended period, washing off of the fine materials from the surface and the creation of cavities under the lining.

Various investigations and studies have eventually resulted in the refinement and extension of the works in order that the criteria laid down on the construction of a modern water works could be satisfied in all respects. The following had to be addressed:

- Diversion of the surface water from the left and right-hand side slopes
- Repair and reconstruction of the dam sealing element
- Repair and increase of the original bottom outlets
- Increase of the discharge capacity by means of the new bottom outlets
- A safe transfer of the flood flows during the dam's reconstruction
- Completion of the sealing of the sub-base and of the slopes binding
- Modernisation of monitoring equipment and central data collection and assessment

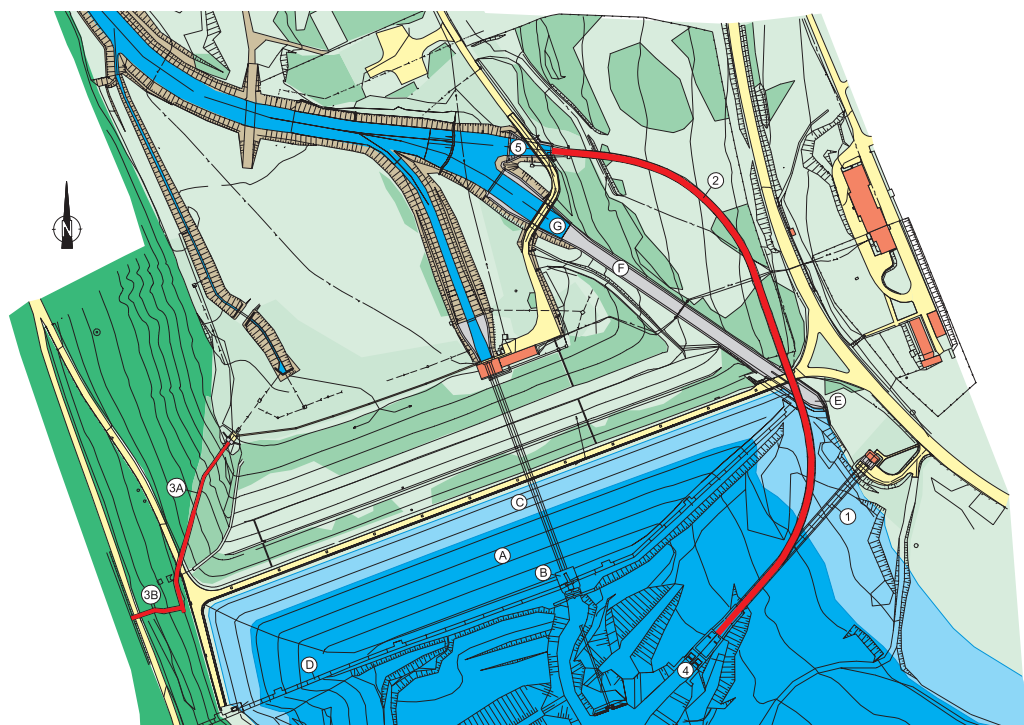
#### Geology

The earth dam is situated in the outer flysch, which is represented by Godula layers of the Cretaceous period. The massif is formed by alternation of coarse-grained layers with sandy layers containing claystone. The sandstone strata were affected by cryogenic-action and gravitational deformations, which were responsible for the opening of several decimetres thick steep cracks in the sandstone benches and slabs in both embankments. Whilst these cracks got filled, at the surface, with sandy/clay-sandy material of the top-bed, deep in the hillside they have remained, often, fully opened. This disturbance reaches, at the steeper left-hand side slope, to the depth of up to 100 m, measured from the hill's foot. The right-hand side slope is not that severely affected by the phenomenon. The curtain grouting under these conditions is described in the literature listed under the item No.1. The original depth of the slope debris of the lower part of the left-hand side embankment had been up to 12 m thick at places. For this reason, a part of the dam had to be founded also on a remnant of this material.

#### Construction procedures

The repair and re-construction of this WW commenced in November 1997 by the tunnelling and lining of the drainage gallery on the left-hand side slope. Its purpose was to lower the ground water level, arrest and discharge the flows and to create conditions suitable for the measurement purposes.

The drainage gallery was designed to divert water from two separated underground aquifers, which were discovered during the investigation. The lower part – gallery "A" is 106,0 m long. The tunnelling itself resulted in the reduction of the lower aquifer. A fan of drainage holes drilled in the end part of both branches of the gallery enhanced the drainage capacity of the system.



#### Legenda:

- A Hráz
- B Vtokový objekt
- C Štola spodních výpustí
- D Injekční štola
- E Přeliv
- F Skluz
- G Vývar
- 1 Přístupová štola
- 2 Štola spodních výpustí
- 3A, 3B Drenážní štola
- 4 Vtokový objekt
- 5 Vývar

#### Legend:

- A - Dam wall
- B - Intake structure
- C - Bottom outlets
- D - Grouting gallery
- E - Spillway
- F - Chute
- G - Stilling basin
- 1 - Access gallery
- 2 - Bottom outlets
- 3A, 3B - Drainage gallery
- 4 - Intake structure
- 5 - Stilling basin

Obr. 18 VD Morávka – situace hráze

Fig. 18 Morávka Dam - layout drawing of the dam wall

Přímým naražením došlo k odlehčení dolní zvodně. Drenážní účinek štol byl posílen většími odvodňovacími vrtů v koncové části obou větví štol.

Z čelby spodní štol byla ražena od úhlem 45° šikmá dovrchní spojovací štola délky 20,6 m, ze které na úrovni horní zvodně byla ražena horní větev – štola „B“ v délce 12,8 m. Vnitřní profil drenážní štol je minimalizován na plochu 3,8 m<sup>2</sup> s průchozí světloú výškou 2,1 m. Šířka je navržena tak, aby v definitivním vystrojení byly umožněny vrtné práce pro provádění případných dodatečných drenážních vrtů. Obdélníkový tvar profilu vyhovuje místním geologickým podmínkám a systému rozvolnění masivu a umožňuje provedení provizorního vystrojení štol s použitím TH profilů. Plocha raženého profilu štol činí 6,6 m<sup>2</sup>. Štola byla definitivně vystrojena a dokončena v září 1998.

Štola nových spodních výpustí, spolu s dalšími objekty realizovanými v rámci rekonstrukce vodního díla, zvyšuje kapacitu stávajících výpustních zařízení přehrady. Současně štola umožnila přijatelnou ochranu staveniště těsnícího pláště převáděním zvýšených průtoků. Práce na štolu nových spodních výpustí byly zahájeny v červnu 1998. Štola je situována v pravobřežním svahu nádrže. Na návodní straně na štolu navazuje ponořený vtokový objekt s přístupovou štolou budovanou ve svahu nádrže z povrchu. Na vzdušné straně je štola ukončena vývarem.

Štola spodních výpustí sestává z železobetonových konstrukcí vtokové části a výtokové části, které byly realizovány v otevřeném výkopu a z vlastní štol délky 356,60 m, budované raženou technologií. Definitivní profil štol má podkovovitý tvar s kruhovou klenbou, šikmými opěrami a rovným dnem. Tvar raženého obrysu štol byl přizpůsoben požadovaným vnitřním rozměrům, definitivní tloušťce ostění a předpokládané kvalitě horninového masivu. Z toho důvodu teoretická plocha výrubu kolísala od 19 m<sup>2</sup> do 22 m<sup>2</sup>. Maximální výška štol je 5,4 m, maximální šířka je 5,0 m. Výrub byl s postupem ražby zajišťován provizorní obzdvívkou provedenou střikáním betonem HV8-B25 tl. 150 až 200 mm vyztuženým sítěmi při obou lících. V místech v geologicky horších podmínkách byla použita příhradová výtkaž ASTA. Počva nebyla v průběhu ražby zajišťována. Definitivní vystrojení štol spodních výpustí bylo dokončeno v únoru 2000 tak, aby 15. 3. 2000 mohlo být zahájeno napouštění nádrže. VD bylo po rekonstrukci uvedeno do provozu v červnu 2000.

#### Dílčí závěr

Provizorně vystrojená štola spodních výpustí sloužila k ochraně staveniště rekonstruované hráze. Zajistila převedení vysokých povodňových průtoků v roce 1999. Teprve po dokončení opravy hráze mohla být štola spodních výpustí definitivně vystrojena. Zajistění hráze proti přelití v době opravy při extrémních povodňových průtocích není bez vybudování štol spodních výpustí možné.

Podrobněji viz časopis Tunel 3/99 Oprava a rekonstrukce VD Morávka – Stavební objekty prováděné hornickým způsobem.

#### ZÁVĚR

Široká i technická veřejnost si při použití termínu „tunel“ představí především součást silniční nebo železniční stavby. Autoři předkládaného příspěvku se pokusili přiblížit využití podzemních objektů při výstavbě přehrad a nádrží a energetických děl.

V současné době vidíme budoucnost využití podzemního stavitelství především při rekonstrukcích stávajících přehrad, které nemusí vyhovovat současným nárokům a zkušenostem na bezpečné převedení extrémních povodňových průtoků, nebo přehrad, u kterých je nutné řešit stabilní nebo průsakové poměry.

#### Literatura:

[1] Verfel, J. – Injektování hornin a výstavba podzemních stěn. SNTL 1983.

A 20.6 m long connecting shaft was drilled under an angle of 45° from the fore field of the lower gallery. From this shaft a top branch – gallery “B”, 12.8 m long, was tunnelled at the level of the upper aquifer. The inside profile of the drainage gallery was reduced to a cross-section area of 3.8 m<sup>2</sup> and a height of 2.1 m. The width after its completion, including the lining, was determined by the requirements concerning a possible future needs for the drainage holes. The rectangular shape of the gallery suits the local geological conditions and softened mass of rocks and allows for erection of the temporary lining of the gallery by means of the TH profiles. Area of the gallery's cross-section is 6.6 m<sup>2</sup>. The gallery was fully completed in September 1998.

Gallery of the new bottom outlets together with other structures constructed under the umbrella of the reconstruction of the WW, helped to increase the capacity of the existing dam outlets. At the same time the gallery provided protection to the construction site of the seal-lining by transferring the increased river flows to the downstream. The works on the new bottom outlets commenced in June 1998. The gallery is connected, on the upstream side, to the submerged intake structure, which was complemented by an access gallery extending to the surface of the embankment and ends, on the downstream side, in the stilling basin.

The 356.60 m long gallery consists of the intake and discharge reinforced concrete structures, which were erected partially from an open excavation and the gallery itself. The final profile of the gallery is of a horseshoe shape with a semi-circular vault, slanting sidewalls and flat bottom. The inside dimensions of the gallery were determined by the operational requirements, required thickness of the lining and the assumed quality of the rock formation in the area. For this reason the theoretical cross-section of the excavation alternated between 19 m<sup>2</sup> and 22 m<sup>2</sup>. The maximum height of the gallery is 5.4 m and its maximum width is 5.0 m. During the tunnel excavation, its surface was secured, step-by-step, by 150 – 200 mm thick temporary lining from HV8-B25 shotcrete reinforced with welded mesh on both faces. Lattice girders ASTA had to be used for securing the tunnel in the areas with more unstable geological conditions. Protection of the footwall, during the tunnelling, was not considered to be necessary.

The bottom outlets were finally completed in February 2000. Filling of the dam with water could thus commence on 15 March 2000.

The WW became fully operational again in June 2000.

#### Summary.

The purpose of the bottom outlets gallery, with its temporary lining only, was to protect the construction site. The gallery passed safely even the high flows of the 1999 floods. Only after the refurbishment works were completed was the gallery re-structured into its final shape.

Dam walls cannot be protected against overtopping due to extreme floods without these underground facilities.

For more detail please see the magazine Tunel 3/99 – Oprava a rekonstrukce WW Morávka – Stavební objekty prováděné hornickým způsobem.

#### CONCLUSION

In minds of the general public and professional people alike, the expression “tunnel” is likely to create a picture of an underground structure that is used for road or rail transportation purposes. The authors of this contribution have attempted to explain how these structures may assist with construction of dams and various hydro-energy plants.

The majority of the underground structures have been used in the recent times for reconstruction of existing dams that require modernization or those whose stability or impermeability is questioned.

#### Literature:

[1] Verfel, J. – Injektování hornin a výstavba podzemních stěn. SNTL 1983.



# PRUŽNOST A PEVNOST ORTOTROPNÍ HORNINY

## ELASTICITY AND STRENGTH OF ORTHOTROPIC ROCK

ING. ALEŠ ZAPLETAL, DrSc., METROSTAV, a. s.

### ÚVOD

Tento článek je věnován pružnosti a pevnosti vrstevnatého horninového prostředí. Vrstevnatě nehomogenním izotropním prostředím budeme rozumět prostředí, skládající se ze dvou alternujících izotropních vrstev. Hranice vrstev budou rovinné. Tloušťky vrstev budou srovnatelné, ale malé ve srovnání s rozměry příčného řezu tunelem. Proto není reálné zadat ve statickém výpočtu MKP jednotlivé vrstvy jako dva samostatné izotropní subjekty. Nahradíme je subjektem jediným, homogenním, ortogonálně anizotropním (dále jen ortotropním). Ukážeme, za jakých okolností je možno vrstevnaté prostředí nahradit prostředím ortotropním. V této souvislosti zavedeme pojmy hmoty příčně nespojitě, příčně spojitě a pojem kompletní napjatosti elementu vrstevnaté hmoty. Uvedeme vzorce převádějící elastické konstanty vrstevnatého prostředí na elastické konstanty prostředí ortotropního.

Nalezneme plochu plasticity ortotropního prostředí a vysvětlíme její specifika, zakotvená v pojmech partikulární a totální plasticity.

Pro jednoduchost budeme předpokládat, že počáteční a reziduální pevnost jsou jedno a totéž.

Úloha o plastickém potenciálu přesahuje rámec tohoto článku.

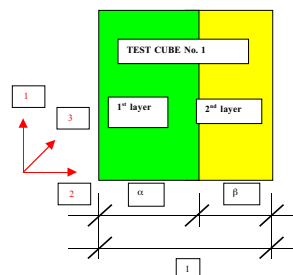
Budeme používat jak tenzorovou, tak maticovou formu zápisu podle toho, která se nám v tom kterém případě bude zdát výhodnější. Znalost obou zápisů předpokládáme.

Elastické konstanty ortotropního prostředí jsme odvodili pomocí myšlených experimentů na zkušebních kostkách podle obr. 1. Tyto kostky jsou idealizované. Netvoří je útvar, ve kterém se v hustém sledu za sebou střídají obě vrstvy s takovým zastoupením, že součet tlouštěk vrstev, vyjádřený poměrným číslem, je  $\alpha$  a  $\beta$ . Tvoří je útvar složený ze dvou kompaktních, od sebe ostře oddělených vrstev o poměrných tloušťkách  $\alpha$ ,  $\beta$ . To však není na újmu věci.

### 1. ZÁKLADNÍ NÁZVOSLOVÍ A ZNAČKY

#### 1.1. Dvovrstevné izotropní prostředí

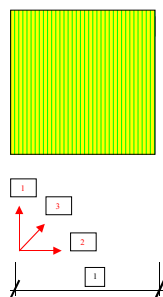
- $E$  = modul přetvárnosti
- $E_\alpha$  = modul přetvárnosti 1. vrstvy
- $E_\beta$  = modul přetvárnosti 2. vrstvy
- $G_\alpha$  = modul přetvárnosti ve smyku 1. vrstvy
- $G_\beta$  = modul přetvárnosti ve smyku 2. vrstvy
- $\alpha$  = poměrná tloušťka 1. vrstvy (viz. obr. 1); také označení 1. vrstvy
- $\beta$  = poměrná tloušťka 2. vrstvy (viz. obr. 1); také označení 2. vrstvy
- $\nu$  = Poissonova konstanta
- $\nu_\alpha$  = Poissonova konstanta 1. vrstvy
- $\nu_\beta$  = Poissonova konstanta 2. vrstvy



Obr. 1 Dvovrstevné izotropní prostředí  
Fig. 1 Bistrat isotropic mass

#### 1.2. Ortotropní homogenní prostředí

- $E_1$  = modul přetvárnosti ve směru vrstev (ve směru 1)
- $E_2$  = modul přetvárnosti kolmo na vrstvy (ve směru 2)
- $G_1$  = první modul přetvárnosti ve smyku (v rovině 13)
- $G_2$  = druhý modul přetvárnosti ve smyku (v rovině 12 resp. 23)
- $\nu_1$  = Poissonova konstanta stanovená pro směr 3, při zatížení zkušebního tělesa normálovým napětím ve směru 1, resp. pro směr 1, při zatížení zkušebního tělesa normálovým napětím ve směru 3. Uplatňuje se v relaci  $\nu_1/E_1$
- $\nu_2$  = Poissonova konstanta stanovená pro směr rovnoběžný s vrstvami (pro směr 1 resp. 3), při zatížení zkušebního tělesa normálovým napětím kolmým na vrstvy (ve směru 2). Uplatňuje se v relaci  $\nu_2/E_2$ .
- $\nu_3$  = Poissonova konstanta stanovená pro směr kolmý na vrstvy (pro směr 2), při zatížení zkušebního tělesa normálovým napětím ve směru vrstev (ve směru 1, resp. 3). Uplatňuje se v relaci  $\nu_3/E_1$ . Platí:  $\nu_3/E_1 = \nu_2/E_2$ .



Obr. 2 Ortotropní homogenní prostředí  
Fig. 2 Orthotropic homogeneous mass

### INTRODUCTION

This article is devoted to the issue of the elasticity and strength of a stratified rock. Under the term "stratified inhomogeneous isotropic rock" we will understand rock consisting of two alternating isotropic layers. The interfacial surfaces between the layers will be planar. The thickness of the layers will be comparable, although small in comparison to the dimensions of a tunnel cross-section. For that reason, it is improper if the individual layers are introduced into the FEM structural analysis as two individual isotropic subjects. We will substitute them with a single, homogeneous, orthogonally anisotropic (hereinafter referred to as orthotropic) subject.

We will demonstrate under which conditions a stratified mass can be substituted by an orthotropic mass. In this connection, we will introduce following terms: a transversally discontinuous mass, a transversally continuous mass and a complete stress of an element of stratified mass. beyond the frame of this article. We will use both the tensor and matrix format of representation, depending on our assessment of their advantages for the particular cases. We assume that both forms of the representation are well known.

We derived the elastic constants of the

We will present formulas transforming elastic constants of a stratified mass to elastic constants of an orthotropic mass.

We will identify a plasticity surface of the orthotropic mass, and will explain its specifics expressed in the concepts of particular and total plasticity.

For the sake of simplicity, we will assume that the initial and residual strengths are identical.

The problem of plastic potential extends orthotropic environment by means of virtual experiments conducted on test cubes according to Fig. 1. Those cubes are idealised. They do not exist in a body where the two layers alternate very frequently (the aggregate thickness of the first type of layers and the other type of the layers is expressed by ratios  $\alpha$  and  $\beta$  respectively). They exist in a body consisting of two distinctly separated compact layers, with relative thickness ratios  $\alpha$  and  $\beta$ . Nonetheless, this is not to any detriment of our aim.

### 1. BASIC VOCABULARY AND SYMBOLS

#### 1.1. Bistrat isotropic mass

- $E$  = modulus of deformation
- $E_\alpha$  = modulus of deformation of the 1<sup>st</sup> layer
- $E_\beta$  = modulus of deformation of the 2<sup>nd</sup> layer
- $G_\alpha$  = shearing modulus of deformation of the 1<sup>st</sup> layer
- $G_\beta$  = shearing modulus of deformation of the 2<sup>nd</sup> layer
- $\alpha$  = relative thickness ratio for the 1<sup>st</sup> layer (see Fig. 1); also denotation of the 1<sup>st</sup> layer
- $\beta$  = relative thickness ratio for the 2<sup>nd</sup> layer (see Fig. 1); also denotation of the 2<sup>nd</sup> layer
- $\nu$  = Poisson's ratio
- $\nu_\alpha$  = Poisson's ratio for the 1<sup>st</sup> layer
- $\nu_\beta$  = Poisson's ratio for the 2<sup>nd</sup> layer

#### 1.2. Orthotropic homogeneous mass

- $E_1$  = modulus of deformation in the direction of layers (the direction 1)
- $E_2$  = modulus of deformation perpendicular to the layers (the direction 2)
- $G_1$  = first shearing modulus of deformation (in the plane 13)
- $G_2$  = second shearing modulus of deformation (in the plane 12 or 23)
- $\nu_1$  = Poisson's ratio determined for the direction 3, at the test specimen loading by normal stress in the direction 1, or for the direction 1 at the test specimen loading by normal stress in the direction 3. It is applied in the relationship  $\nu_1/E_1$
- $\nu_2$  = Poisson's ratio determined for the direction parallel with the layers (for the direction 1 or 2), at the test specimen loading by normal stress perpendicular to the layers (in the direction 2). It is applied in the relationship  $\nu_2/E_2$
- $\nu_3$  = Poisson's ratio determined for the direction perpendicular to the layers (for the direction 2), at the test specimen loading by normal stress in the direction of the layers (in the direction 1 or 3). It is applied in the relationship  $\nu_3/E_1$ . It can be stated that:  $\nu_3/E_1 = \nu_2/E_2$ .

## 2. ELASTICITA

## 2.1. Matice elastických modulů popř. elastických koeficientů

Budíž  $[\varepsilon_i]$  sloupcový vektor deformace a  $[\sigma_j]$  sloupcový vektor napětí, přičemž platí následující relace mezi prvky matic a prvky odpovídajících tenzorů deformace  $\varepsilon_{ik}$  a napětí  $\sigma_j$ :

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_{11} & \sigma_1 &= \sigma_{11} \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_{22} & \sigma_2 &= \sigma_{22} \\ \varepsilon_3 &= \varepsilon_{33} & \sigma_3 &= \sigma_{33} \\ \varepsilon_4 &= 2^* \gamma_{12} = 2^* \gamma_{21} & \sigma_4 &= \tau_{12} = \tau_{21} \\ \varepsilon_5 &= 2^* \gamma_{13} = 2^* \gamma_{31} & \sigma_5 &= \tau_{13} = \tau_{31} \\ \varepsilon_6 &= 2^* \gamma_{23} = 2^* \gamma_{32} & \sigma_6 &= \tau_{23} = \tau_{32} \end{aligned}$$

V případě nejobecnější anizotropie (trojklonné krystalické soustavy) obsahuje matice elastických modulů  $[S_{ij}]$  ze vztahu

$$[\varepsilon_i] = [S_{ij}] [\sigma_j] \quad (i, j = 1, 2, \dots, 6) \quad (1)$$

pouze 21 nezávislých konstant, neboť z důvodů termodynamických musí být tato matice symetrická podle hlavní diagonály.

Symetrie podle hlavní diagonály je obecnou vlastností všech matic elastických modulů  $[S_{ij}]$  resp. matic elastických koeficientů  $[C_{ij}]$ , takže vždy platí (2) resp. (3):

$$\begin{aligned} S_{ij} &= S_{ji} \\ \text{resp./or} \\ C_{ij} &= C_{ji} \end{aligned} \quad (2)$$

Při přechodu ze souřadného systému 1, 2, 3 do systému 1\*, 2\*, 3\* rotací kolem počátku, dochází k transformaci konstant  $S_{ij}$  resp.  $C_{ij}$ .

Hlavní směry anizotropie nazýváme ten souřadný systém 1, 2, 3, ve kterém matice  $[S_{ij}]$  resp.  $[C_{ij}]$  nabývá nejjednoduššího tvaru.

## 2.2. Matice elastických modulů (elastických koeficientů) na izotropní hmotě

Na izotropní hmotě je velikost prvků matic  $[S_{ij}]$  resp.  $[C_{ij}]$  nezávislá na orientaci souřadného systému 1, 2, 3 (všechny směry jsou hlavními směry), takže v kterémkoliv souřadném systému platí (4):

$$[S_{ij}] = \begin{pmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G \end{pmatrix} \quad (4)$$

Matice obsahuje pouze dvě nezávislé konstanty, totiž modul pružnosti  $E$  a Poissonovu konstantu  $\nu$ , neboť  $G = E/(2*(1+\nu))$ .

## 2.3. Matice elastických modulů (elastických koeficientů) na ortotropní hmotě

V souřadném systému hlavních směrů anizotropie je tvar matice elastických modulů (5):

Matice obsahuje 5 nezávislých konstant  $E_{(1)}$ ,  $E_{(2)}$ ,  $\nu_{(1)}$ ,  $\nu_{(2)}$ ,  $G_{(2)}$ , neboť  $G_{(1)} = E/(2*(1+\nu_{(1)}))$  a  $\nu_{(3)} = \nu_{(2)}*E_{(1)}/E_{(2)}$ . Poslední vztah plyne z požadavku symetrie matice elastických modulů podle hlavní diagonály  $S_{21} = S_{12}$ , resp.  $S_{32} = S_{23}$ .

Při náhradě izotropní vrstevnaté hmoty hmotou ortotropní se hlavní směry anizotropie ztotožňují s každým souřadným systémem, jehož dvě osy leží v rovině vrstevnatosti, zatímco třetí osa je na rovinu vrstevnatosti kolmá. Souřadný systém 1, 2, 3 podle obr. 1 popř. obr. 2 je zřejmý systémem hlavních směrů anizotropie. V kapitolách 2 – 4 budeme pracovat právě v tomto systému. V kapitole 5 přejdeme k souřadným systémům, které budou orientovány stejně jako směry hlavních napětí.

(Poznámka: symbolika matice (5) je v souladu s úmluvou, zavedenou v odst. 1. 2.)

## 2.4. Experimentální stanovení elastických modulů na ortotropní hmotě

Je možno představit si soubor měření na vrstevnatých zkušebních kostkách, jehož vyhodnocením nalezneme vztahy, převádějící vrstevnatou izotropní hmotu na hmotu ortotropní. Vrstevnaté kostky zatěžujeme přes velmi tuhou desku. To způsobuje, že napětí  $\sigma_{(1,\alpha)}$  a  $\sigma_{(1,\beta)}$  resp.  $\tau_{(13,\alpha)}$  a  $\tau_{(13,\beta)}$  se na hranici vrstev skokem mění.

Cílem experimentu podle obr. 3 jsou ortotropní konstanty  $E_{(1)}$ ,  $\nu_{(1)}$ ,  $\nu_{(3)}$ , experimentem podle obr. 4 hodláme nalézt konstanty  $E_{(2)}$ ,  $\nu_{(2)}$ . Na obr. 5 je znázorněn pokus, jehož smyslem je stanovení  $G_{(1)}$  a na obr. 6 pokus obdobný, poskytující konstantu  $G_{(2)}$ . Hodláme tedy experimentálně stanovit více konstant, než je – vzhledem k závislosti mezi konstantami – nutno. To má sloužit ke kontrole našich výsledků.

Budeme říkat (viz. obr. 3 až obr. 6), že napětí  $\sigma_{(1)}$  je srovnatelné s napětím  $\sigma_{(\alpha)}*\alpha + \sigma_{(\beta)}*\beta$ , napětí  $\tau_{(13)}$  s napětím  $\tau_{(13,\alpha)}*\alpha + \tau_{(13,\beta)}*\beta$ , napětí  $\sigma_{(2)}$  se  $\sigma_{(2,\alpha)}$  resp.  $\sigma_{(2,\beta)}$  a napětí  $\tau_{(12)}$  s  $\tau_{(12,\alpha)}$  resp.  $\tau_{(12,\beta)}$ .

Dále budeme říkat, že ortotropní hmotu nahrazuje hmotu vrstevnatou, budou-li srovnatelná napětí stejné intenzity vyvolávat stejná pretvoření.

Srovnatelná napětí jsou stejné intenzity, když platí (6) – (9):

$$\sigma_{(1)} = \sigma_{(1,\alpha)}*\alpha + \sigma_{(1,\beta)}*\beta \quad (6)$$

$$\tau_{(13)} = \tau_{(13,\alpha)}*\alpha + \tau_{(13,\beta)}*\beta \quad (7)$$

$$\sigma_{(2)} = \sigma_{(2,\alpha)} = \sigma_{(2,\beta)} \quad (8)$$

$$\tau_{(12)} = \tau_{(12,\alpha)} = \tau_{(12,\beta)} \quad (9)$$

Rovnosti (8) a (9) jsou důsledkem potřeby vyhovět třetímu Newtonovu zákonu.

## 2. ELASTICITY

## 2.1. The matrix of elastic moduli or elastic coefficients

Consider  $[\varepsilon_i]$  to be a column strain vector, and  $[\sigma_j]$  a column stress vector, while the following relationships between the elements of matrices and elements corresponding to strain tensor  $\varepsilon_{ik}$  and stress tensor  $\sigma_{ij}$  apply:

In a case of the most common anisotropy (a triclinic crystalline system), the matrix of elastic moduli  $[S_{ij}]$  derived from the relationships

contains 21 independent constants only, as for thermodynamic reasons this matrix must be symmetric with respect to the main diagonal.

The symmetry with respect to the main diagonal is a common property of all matrices of elastic moduli  $[S_{ij}]$  or matrices of elastic coefficients  $[C_{ij}]$ , therefore (2) or (3) always apply:

(2) At a transition from a system of coordinates 1, 2, 3

(3) to a system 1\*, 2\*, 3\* through a rotation around zero, the  $s_{ij}$  or  $c_{ij}$  constants get transformed.

The main anisotropy directions is a term used for the system of coordinates 1, 2, 3 in which the matrices  $[S_{ij}]$  or  $[C_{ij}]$  assume the simplest form.

## 2.2. The matrix of elastic moduli (elastic constants) on an isotropic mass

For an isotropic mass, the value of elements of matrices  $[S_{ij}]$  or  $[C_{ij}]$  is independent of the orientation of the system of coordinates 1, 2, 3 (all directions are the main directions). Therefore, (4) applies for any system of coordinates:

(4) The matrix contains two independent constants, i.e. the modulus of elasticity  $E$  and Poisson's ratio  $\nu$ , because  $G = E/(2*(1+\nu))$ .

## 2.3. The matrix of elastic moduli (elastic constants) on an orthotropic mass

The form of the matrix of elastic moduli for a system of coordinates of the main anisotropy directions (5) is:

The matrix contains 5 independent constants  $E_{(1)}$ ,  $E_{(2)}$ ,  $\nu_{(1)}$ ,  $\nu_{(2)}$ ,  $G_{(2)}$ , because  $G_{(1)} = E/(2*(1+\nu_{(1)}))$  and  $\nu_{(3)} = \nu_{(2)}*E_{(1)}/E_{(2)}$ . The latter relationship follows from a requirement for the matrix of elastic moduli to be symmetric with respect to the main diagonal  $S_{21} = S_{12}$ , or  $S_{32} = S_{23}$ .

(5) If we substitute the isotropic stratified mass by an orthotropic mass, the main anisotropy directions become identical with any system of coordinates whose two coordinates lie at the bedding plane, while the third coordinate is perpendicular to it. The system of coordinates 1, 2,

3 shown in Fig. 1 or Fig. 2 is obviously the system of the main anisotropy directions. This is the system we will use in chapters 2 – 4. For chapter 5, we will switch over to the systems of coordinates which will be oriented identically with the directions of principal stresses.

(Note: the notation used in the matrix (5) is consistent with the convention introduced in paragraph 1. 2.)

## 2.4. Experimental determination of elastic moduli for an orthotropic mass

One can imagine a set of measurements carried out on stratified test cubes whose evaluation allows us to find relationships transforming the stratified isotropic mass to an orthotropic mass. We apply load on stratified cubes through a very rigid plate. As a result, the stresses  $\sigma_{(1,\alpha)}$  and  $\sigma_{(1,\beta)}$  or  $\tau_{(13,\alpha)}$  and  $\tau_{(13,\beta)}$  change at the interlayer interface by jump.

The aim of the experiment according to Fig. 3 is to determine the orthotropic constants  $E_{(1)}$ ,  $\nu_{(1)}$ ,  $\nu_{(3)}$ , while the experiment according to Fig. 4 should identify the constants  $E_{(2)}$  and  $\nu_{(2)}$ . The experiment whose purpose is to determine the  $G_{(1)}$  is shown in Fig. 5, while Fig. 6 depicts a similar experiment giving the constant  $G_{(2)}$ . This means that, with respect to the relationships between the constants, we are going to determine by the experiments more constants than we need. This is because we need them for checking the results obtained.

We will state (see Fig.3 - Fig.6), that stress  $\sigma_{(1)}$  is comparable with stress  $\sigma_{(\alpha)}*\alpha + \sigma_{(\beta)}*\beta$ , stress  $\tau_{(13)}$  with stress  $\tau_{(13,\alpha)}*\alpha + \tau_{(13,\beta)}*\beta$ , stress  $\sigma_{(2)}$  with  $\sigma_{(2,\alpha)}$  or  $\sigma_{(2,\beta)}$ , and stress  $\tau_{(12)}$  with  $\tau_{(12,\alpha)}$  or  $\tau_{(12,\beta)}$ .

Further, we will state that an orthotropic mass substitutes a stratified mass if comparable stresses of the same intensity induce identical strains.

The comparable stresses are of the same intensity if (6) – (9) are valid:



## 2.5. Vrstevnatá hmota příčně nespojitá a příčně spojitá

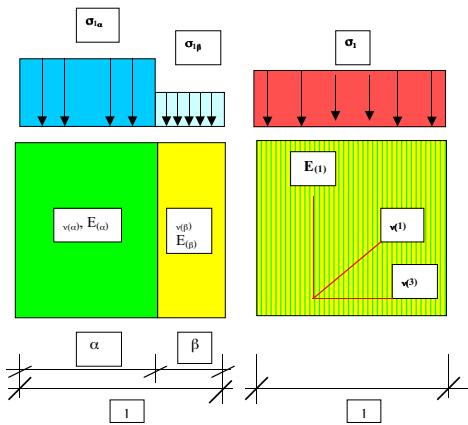
O tom, jak dopadne experiment, o kterém hovoříme v předchozím odstavci, můžeme rozhodnout teprve poté, co budou jasně definovány vlastnosti rozhraní mezi vrstvami. V tomto ohledu máme dvě možnosti:

- rozhraní není soudržné (budeme hovořit o hmotě příčně nespojitě),
- rozhraní je soudržné (budeme hovořit o hmotě příčně spojitě).

### 2.5.1. Rozhraní není soudržné: vrstevnatá hmota příčně nespojitá

Při zatěžovacím experimentu normálovým zatížením (např. zatížením  $\sigma_{21}$ ) podle obr. 4) zaznameneáme na vrstevnaté hmotě s nesoudržným rozhraním nespojitou deformaci zkušební kostky ve směrech příčných (tj. ve směrech 1 a 3, když síla působí ve směru 2, resp. 3, když síla působí ve směru 1, resp. 1, když síla působí ve směru 3) k působícím silám (viz. obr. 7).

Proto budeme tuto vrstevnatou hmotu nazývat příčně nespojitou.



Obr. 3 Zatěžovací zkouška ve směru vrstev  
Fig. 3 Load testing in the direction of the layers

The equations (8) and (9) are the results of a necessity for satisfying the third Newton's law.

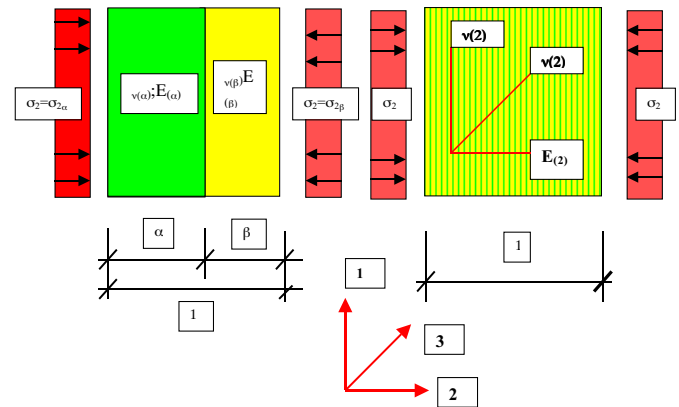
### 2.5. Transversally discontinuous and transversally continuous stratified mass

We can determine the result of the experiment dealt with in the above paragraph only after the properties of the interlayer interface have been clearly determined. In this respect, there are two options:

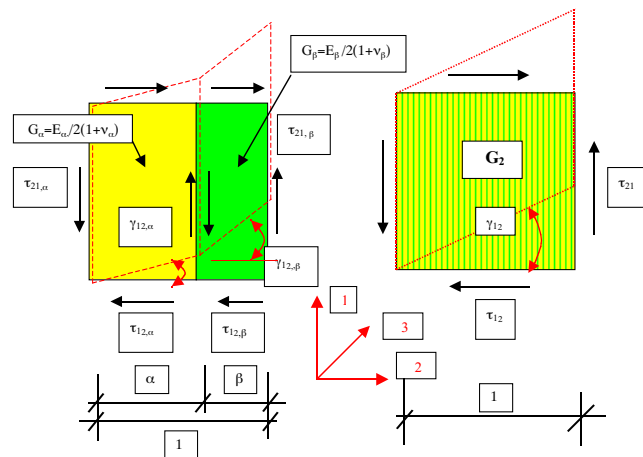
- the interface is non-cohesive (we will speak about a transversally discontinuous mass),
- the interface is cohesive (we will speak about a transversally continuous mass)

#### 2.5.1. The interface is non-cohesive: transversally discontinuous stratified mass

At testing a stratified mass with non-cohesive interface by normal loading (e.g. by the stress  $\sigma_{21}$  according to Fig. 4), we register a discontinuous deformation of the test cube (see Fig. 7) in directions transversal to the acting stresses (i.e. in the directions 1 and 3 if the stress acts in the direction 2, or 3 if the stress acts in the direction 1, or 1 if the stress acts in the direction 3). For that reason we will call this stratified mass a transversally discontinuous mass.



Obr. 4 Zatěžovací zkouška kolmo na vrstvy  
Fig. 4 Load testing perpendicularly to the layers

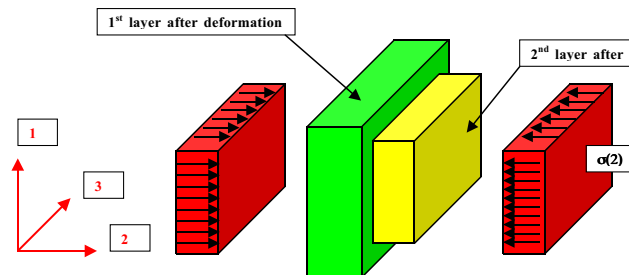


Obr. 6 Smyková zatěžovací zkouška kolmo na vrstvy  
Fig. 6 Shear testing perpendicularly to layers

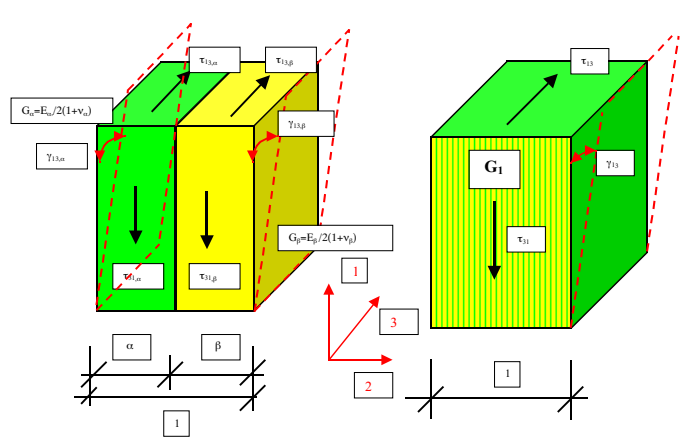
Na této hmotě nelze provést experiment podle obr. 6. Není tedy možno takovou vrstevnatou hmotu nahradit hmotou ortotropní. Z dalších úvah ji proto vyloučíme.

### 2.5.2. Rozhraní je soudržné: vrstevnatá hmota příčně spojitá

Vrstevnatou izotropní hmotu je možno exaktně nahradit hmotou ortotropní teprve v případě, že tato hmota je příčně spojitá. O hmotě příčně spojitě hovoříme tehdy, je-li rozhraní vrstev soudržné, takže zajišťuje spojitou deformaci vrstev ve směru příčném k působícím normálovým silám (viz. obr. 8 a srovnaj



Obr. 7 Nespojitá deformace vrstev na hmotě příčně nespojitě  
Fig. 7 Discontinuous deformation of the layers on a transversally discontinuous mass



Obr. 5 Smyková zatěžovací zkouška ve směru vrstev  
Fig. 5 Shear testing in the direction of the layers

This mass cannot be tested according to Fig. 6. Therefore such a stratified mass cannot be substituted by an orthotropic mass. For that reason we will exclude it from the following considerations.

### 2.5.2. The interface is cohesive: transversally continuous stratified mass

A stratified isotropic mass can be exactly substituted by an orthotropic mass only if this mass is transversally continuous. We speak about a transversally continuous mass if the interlayer interface is cohesive, which means that it ensures

jej s obr. 7).

Požadavkem příčné spojitosti je vrstvávn vnučován deformační stav, který v nich vyvolává doprovodný efekt, který budeme nazývat interním napětím popř. vnitřním pnutí vrstev.

### 2.5.3. Externí napětí, interní napětí

Napětí, která přikládáme podle obr. 3 – 6 ke stěnám zkušebních kostek, budeme nazývat externím napětím (neboť toto napětí přichází z prostoru mimo kostku). Jednotlivé vrstvy kostky, ponechány samy o sobě, by pod vlivem těchto externích napětí měly tendenci vykázat v rovinách vrstev různou deformaci. Soudržnost hranice však takovéto chování nepřipouští a vrstvávn vnučuje deformaci spojitou. Ta je způsobena dodatečnými napětími, která externí napětí generují uvnitř kostky. O těchto dodatečných napětích budeme hovořit jako o napětích interních (neboť, jak řečeno, vznikají uvnitř kostky).

Sloupcové vektory interních napětí označíme jako  $[\pi_{i,\alpha}]$  (ve vrstvě o poměrné tloušťce  $\alpha$ ) resp.  $[\pi_{i,\beta}]$  (ve vrstvě o poměrné tloušťce  $\beta$ ). Je možno dokázat, že v souřadném systému 1, 2, 3 jsou nenulovými pouze ty složky vektorů interních napětí, které působí v rovině 1, 3, takže:

když nenulové prvky vektorů interního napětí  $[\pi_{i,\alpha}]$  resp.  $[\pi_{i,\beta}]$  vyjádříme pomocí externích napětí  $\sigma_{(2)}$  a  $\sigma_{(i,\alpha)}$  resp.  $\sigma_{(i,\beta)}$  ( $i = 1, 3, 5$ ) a když:

Rozdělení napětí na část „externí“ a „interní“ se týká pouze vrstevnaté hmoty. Na rozdíl od vrstevnaté zkušební kostky je totiž ortotropní kostka při zatěžovacích pokusech prosta vnitřního pnutí. Proto na ortotropní hmotě vystačíme s termínem „napětí“ bez doplňujícího přívlastku.

### 2.6. Elastické konstanty ortotropního prostředí

Požadujeme, aby napětí, působící na ortotropní hmotu vyvolala deformace shodné s deformacemi, které srovnatelná napětí stejné intenzity vyvolají na hmotě vrstevnaté, příčně spojitě. Tomuto požadavku vyhovíme, když ortotropnímu prostředí přiřadíme následující elastické konstanty:

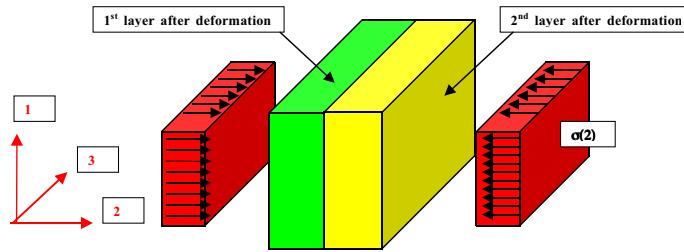
### 2.7. Vztahy mezi tenzory $\sigma_{(i,\alpha)}$ , $\sigma_{(i,\beta)}$ , $\sigma_{(i,ort)}$ . Kompletní napětí $\Sigma_{i,\alpha}$ , $\Sigma_{i,\beta}$

Nechť jsou tenzory  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  tenzory externích napětí ve vrstvávn  $\alpha$  a  $\beta$  izotropní vrstevnaté hmoty, zatímco  $\sigma_{(i,ort)}$  je tenzor napětí na náhradní hmotě ortotropní. Vyjadřují-li tyto tenzory srovnatelná napětí stejné intenzity, pak mezi nimi platí v elasticitě následující vztahy (při zápisu pomocí matic-vektorů):

Výslovně upozorňujeme na skutečnost, kterou jsme se v rovnicích (34) – (36) snažili vyjádřit tučným písmem: složky napětí  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  jsou všem třem tenzorům společné.

Kompletní napjatosti vrstvy  $\alpha$  resp. vrstvy  $\beta$  nazveme tenzor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  resp.  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$ . Je tedy komplettní napjatost součtem napjatosti externí a interní.

$$[\Sigma_{i,\alpha}] = [\sigma_{i,\alpha}] + [\pi_{i,\alpha}] = \begin{vmatrix} 1; \Phi_1; \Omega_1; 0; 0 & 0 \\ 0; 1; 0; 0; 0 & 0 \\ \Omega_2; \Phi_2; 1; 0; 0 & 0 \\ 0; 0; 0; 1; 0 & 0 \\ 0; 0; 0; 0; 1 - \Omega_1 & 0 \\ 0; 0; 0; 0; 0 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \sigma_{1,\alpha} \\ \sigma_2 \\ \sigma_{3,\alpha} \\ \sigma_4 \\ \sigma_{5,\alpha} \\ \sigma_6 \end{vmatrix} \quad (37)$$



Obr. 8 Na vrstevnaté hmotě příčně spojitě je deformace vrstev ve směrech příčných ke směru působícího normálových zatížení (zde ve směrech 1 a 3) spojitá

Fig. 8 The deformation of layers in directions transversal to the direction of the acting normal stresses (in the directions 1 and 2 in this particular case) is continuous on a stratified, transversally continuous mass.

those external stresses. However, the cohesion of the interface does not allow such behaviour. This cohesion forces the layers do deform continuously. This deformation is caused by additional stresses generated by the external stresses

$$[\pi_{1,\alpha}] = [\pi_{1,\alpha}; 0; \pi_{3,\alpha}; 0; \pi_{5,\alpha}; 0], \quad (10)$$

$$[\pi_{1,\beta}] = [\pi_{1,\beta}; 0; \pi_{3,\beta}; 0; \pi_{5,\beta}; 0], \quad (11)$$

příčemž/while

$$\pi_{1,\alpha} = \beta^* C^* \sigma_{(2)} + \{(a_1^* c - a_2) / (\alpha^* c)\}^* \sigma_{(3,\alpha)} = \Phi_1^* \sigma_{(2)} + \Omega_1^* \sigma_{(3,\alpha)}, \quad (12)$$

$$\pi_{3,\alpha} = \beta^* C^* \sigma_{(2)} + \{(a_1^* c - a_2) / (\alpha^* c)\}^* \sigma_{(1,\alpha)} = \Phi_1^* \sigma_{(2)} + \Omega_1^* \sigma_{(1,\alpha)}, \quad (13)$$

$$\pi_{5,\alpha} = - \{(a_1^* c - a_2) / (\alpha^* c)\}^* \sigma_{(5,\alpha)} = - \Omega_1^* \sigma_{(5,\alpha)}, \quad (14)$$

$$\pi_{1,\beta} = - \alpha^* C^* \sigma_{(2)} - \{(a_1^* c - a_2) / \beta\}^* \sigma_{(3,\beta)} = \Phi_2^* \sigma_{(2)} + \Omega_2^* \sigma_{(3,\beta)}, \quad (15)$$

$$\pi_{3,\beta} = - \alpha^* C^* \sigma_{(2)} - \{(a_1^* c - a_2) / \beta\}^* \sigma_{(1,\beta)} = \Phi_2^* \sigma_{(2)} + \Omega_2^* \sigma_{(1,\beta)}, \quad (16)$$

$$\pi_{5,\beta} = \{(a_1^* c - a_2) / \beta\}^* \sigma_{(5,\beta)} = - \Omega_2^* \sigma_{(5,\beta)}, \quad (17)$$

$$a_{(1)} = \alpha^* \beta^* E_{(i)} / (\beta^* v_{(i)}^* E_{(i)} + \alpha^* v_{(i)}^* E_{(i)}), \quad (18)$$

$$a_{(2)} = a_{(1)}^* E_{(i)} / E_{(i)}, \quad (19)$$

$$c = (a_{(2)}^* b - v_{(i)}^* E_{(i)}) / (a_{(1)}^* b - v_{(i)}^* E_{(i)}), \quad (20)$$

$$\text{kde/where} \quad (21)$$

$$b = (\alpha^* E_{(i)} + \beta^* E_{(i)}) / (\alpha^* \beta^* E_{(i)}^* E_{(i)}), \quad (21)$$

$$C = (v_{(i)}^* E_{(i)} - v_{(i)}^* E_{(i)}) / \{(1 - v_{(i)}^*)^* \beta^* E_{(i)} + (1 - v_{(i)}^*)^* \alpha^* E_{(i)}\} \quad (22)$$

Obzvláště důležitostí je konstanta  $c$  z (20), neboť

The constant  $c$  from (20) is of a special importance, since

$$c = \sigma_{(i,\alpha)} / \sigma_{(i,\beta)}, \quad (i = 1, 3) \quad (23)$$

Pro úplnost a další potřeby dále uvedme, že pro externí smyková napětí, vyvolávající zkosení v rovině 1, 3 platí rovněž:

$$c = \tau_{13,\alpha} / \tau_{13,\beta} = \tau_{31,\alpha} / \tau_{31,\beta} \quad (24)$$

$$A = \{\alpha / E_{(i)} + \beta / E_{(i)}\} \quad (25)$$

$$B = \{v_{(i)}^* E_{(i)} - v_{(i)}^* E_{(i)}\} / \{E_{(i)}^* E_{(i)}\} \quad (26)$$

$$E_{(1)} = \{(\alpha^* c + \beta)^* \alpha^* E_{(i)}\} / \{c(\alpha - a_{(1)}^* v_{(i)} + v_{(i)}^* a_{(2)})\} \quad (27)$$

$$E_{(2)} = 1 / \{A + 2^* \alpha^* \beta^* B^* C\} \quad (28)$$

$$v_{(1)} = E_{(1)}^* \{v_{(i)}^* c - (a_{(1)}^* c - a_{(2)}) / \alpha\} / \{E_{(i)}^* (\alpha^* c + \beta)\} \quad (29)$$

$$v_{(2)} = E_{(2)}^* \{v_{(i)}^* - (1 - v_{(i)}^*)^* \beta^* C\} / E_{(i)} \quad (30)$$

$$v_{(3)} = v_{(2)}^* E_{(1)} / E_{(2)} \quad (31)$$

$$G_{(1)} = \alpha^* G_{(i)} + \beta^* G_{(i)} = E_{(1)} / \{2^* (1 + v_{(1)})\} \quad (32)$$

$$G_{(2)} = G_{(i)}^* G_{(i)} / \{\alpha^* G_{(i)} + \beta^* G_{(i)}\} \quad (33)$$

### 2.7. Relationships between tensors $\sigma_{(i,\alpha)}$ , $\sigma_{(i,\beta)}$ , $\sigma_{(i,ort)}$ . Complete stresses $\Sigma_{i,\alpha}$ , $\Sigma_{i,\beta}$

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

$$[\Sigma_{i,\alpha}] = [\sigma_{i,\alpha}] + [\pi_{i,\alpha}] = \begin{vmatrix} 1; \Phi_1; \Omega_1; 0; 0 & 0 \\ 0; 1; 0; 0; 0 & 0 \\ \Omega_2; \Phi_2; 1; 0; 0 & 0 \\ 0; 0; 0; 1; 0 & 0 \\ 0; 0; 0; 0; 1 - \Omega_1 & 0 \\ 0; 0; 0; 0; 0 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \sigma_{1,\beta} \\ \sigma_2 \\ \sigma_{3,\beta} \\ \sigma_4 \\ \sigma_{5,\beta} \\ \sigma_6 \end{vmatrix} \quad (38)$$

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

We especially draw your attention to the fact which we tried to express in the equations (34) – (36) by bold letters: the components of the  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  are common to the three tensors.

We will call the tensor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$  a complete stress in the layer  $\alpha$  or the layer  $\beta$ . Therefore, the complete stress is the sum of the external and internal stresses.

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

We especially draw your attention to the fact which we tried to express in the equations (34) – (36) by bold letters: the components of the  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  are common to the three tensors.

We will call the tensor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$  a complete stress in the layer  $\alpha$  or the layer  $\beta$ . Therefore, the complete stress is the sum of the external and internal stresses.

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

We especially draw your attention to the fact which we tried to express in the equations (34) – (36) by bold letters: the components of the  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  are common to the three tensors.

We will call the tensor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$  a complete stress in the layer  $\alpha$  or the layer  $\beta$ . Therefore, the complete stress is the sum of the external and internal stresses.

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

We especially draw your attention to the fact which we tried to express in the equations (34) – (36) by bold letters: the components of the  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  are common to the three tensors.

We will call the tensor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$  a complete stress in the layer  $\alpha$  or the layer  $\beta$ . Therefore, the complete stress is the sum of the external and internal stresses.

Let us the tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  be the tensors of external stresses in the layers  $\alpha$  and  $\beta$  of an isotropic stratified mass, while  $\sigma_{(i,ort)}$  is the tensor of stress on

a substitute orthotropic mass. If those tensors express comparable stresses of the same intensity, following relationships apply between them in the elasticity (at a representation using matrix-vectors):

We especially draw your attention to the fact which we tried to express in the equations (34) – (36) by bold letters: the components of the  $\sigma_{2r}$ ,  $\tau_{12r}$ ,  $\tau_{23}$  are common to the three tensors.

We will call the tensor  $\Sigma_{i,\alpha} = \sigma_{i,\alpha} + \pi_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta} = \sigma_{i,\beta} + \pi_{i,\beta}$  a complete stress in the layer  $\alpha$  or the layer  $\beta$ . Therefore, the complete stress is the sum of the external and internal stresses.



V maticovém zápisu pro kompletní napjatost  $[\Sigma_{i,\alpha}]$  resp.  $[\Sigma_{i,\beta}]$  dostáváme (37) a (38): Kompletní napjatost je důležitá z hlediska pevnostního. Neboť právě ona (a nikoliv napjatost externí) rozhoduje o tom, je-li pevnosti dosaženo či nikoliv.

### 3. PEVNOST ORTOTROPNÍ HMOTY

#### 3.1. Zobrazení tenzorů $\sigma_{(i,\alpha)}$ , $\sigma_{(i,\beta)}$ resp. $\Sigma_{(i,\alpha)}$ , $\Sigma_{(i,\beta)}$ do tenzoru $\sigma_{(i,ort)}$

Tenzory  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$ ,  $\sigma_{(i,ort)}$  se od sebe liší jak orientací, tak velikostí hlavních napětí. Avšak, známe-li  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  dovedeme jim přiřadit  $\sigma_{(i,ort)}$ . Naopak, známe-li  $\sigma_{(i,ort)}$  dovedeme odvodit  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$ .

Budeme říkat, že tenzory  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  se zobrazují do tenzoru  $\sigma_{(i,ort)}$ .

Ve zcela stejném smyslu můžeme říci, že do tenzoru  $\sigma_{(i,ort)}$  se zobrazují i tenzory kompletního napětí  $\Sigma_{i,\alpha}$  resp.  $\Sigma_{i,\beta}$ .

Zřejmě platí:

$$\text{když } S_{i,\alpha} \text{ (} i = 1, 2, 3 \text{) jsou velikosti hlavních napětí tenzoru kompletní napjatosti ve vrstvě } \alpha, S_{i,\beta} \text{ (} i = 1, 2, 3 \text{)}$$

jsou velikosti hlavních napětí tenzoru kompletní napjatosti ve vrstvě  $\beta$  a nakonec  $S_{i,ort}$  ( $i = 1, 2, 3$ ) jsou velikosti hlavních napětí na ortotropní hmotě. Veličiny  $\lambda_{(i,\alpha)}$ ,  $\lambda_{(i,\beta)}$  nazveme měřítka zobrazení.

Tenzor  $\sigma_{(i,ort)}$  přiznáme trojí možnou interpretaci jeho významu:

1. význam: zobrazuje sám sebe
2. význam: zobrazuje kompletní napjatost vrstvy  $\alpha$
3. význam: zobrazuje kompletní napjatost vrstvy  $\beta$

#### 3.2. Plocha plasticity ortotropní hmoty

Označme jako

$$K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha}) \quad (41)$$

plochu plasticity vrstvy  $\alpha$ , definovanou v souřadném systému směrů hlavních napětí  $S_{i,\alpha}$ . Pomocí substituce (39) zobrazíme tuto plochu plasticity na ortotropní hmotu do souřadného systému shodného se směry hlavních napětí  $S_{i,ort}$ .

Zobrazená plocha je zřejmě zdeformovaná a potočenou plochou původní. Pokud se během zatěžování budou měnit měřítka zobrazení, bude se měnit i zobrazená plocha plasticity.

Obdobně zavedeme zobrazenou plochu plasticity vrstvy  $\beta$ :

$$K_{\beta} = f_{\beta}(S_{i,\beta}) = f_{\beta}(\lambda_{(i,\alpha)} * S_{i,ort}) = F_{\beta}(S_{i,ort}) \quad (42)$$

Důležité je toto tvrzení: Leží-li vektor  $S_{i,ort} = [S_{1,ort}, S_{2,ort}, S_{3,ort}]$  na zobrazené ploše plasticity  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ , leží vektor  $S_{i,\alpha} = [S_{1,\alpha}, S_{2,\alpha}, S_{3,\alpha}]$  na ploše plasticity  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ . Leží-li vektor  $S_{i,ort} = [S_{1,ort}, S_{2,ort}, S_{3,ort}]$  mimo zobrazenou plochu plasticity  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ , leží vektor  $S_{i,\alpha} = [S_{1,\alpha}, S_{2,\alpha}, S_{3,\alpha}]$  mimo plochu plasticity  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ .

Předchozí tvrzení platí i pro vektor  $S_{i,\beta}$ .

Hydrostatická osa ve vrstvě  $\alpha$ , určená tam v souřadném systému směrů hlavních napětí vztahem

$$S_{1,\alpha} = S_{2,\alpha} = S_{3,\alpha} = t \quad (44)$$

se na ortotropní hmotě zobrazuje do přímky, jejíž vektorový zápis v souřadném systému směrů hlavních napětí ortotropní hmoty je

$$p_{\alpha} = [\lambda_{(1,\alpha)} * t; \lambda_{(2,\alpha)} * t; \lambda_{(3,\alpha)} * t] \quad (45)$$

Podobně hydrostatická osa ve vrstvě  $\beta$  se zobrazuje na ortotropní hmotě do přímky

$$p_{\beta} = [\lambda_{(1,\beta)} * t; \lambda_{(2,\beta)} * t; \lambda_{(3,\beta)} * t] \quad (46)$$

Obecně jsou tyto dvě přímky různoběžky, protínající se v počátku souřadného systému  $S_{i,ort}$ . Proto se zobrazené plochy plasticity musí obecně pronikat (viz obr. 9). Křivky, podél kterých k průniku dochází, nazveme hranami průniku.

Útvary, které při průniku vznikají, mohou být případ od případu značně rozličné. Ten, který prezentujeme na obr. 9, pokládáme za učebnicový.

V okolí počátku souřadného systému  $S_{i,ort}$  nalézáme plošný útvar  $\mathfrak{X}$  těchto vlastností (obr. 9, obr. 10):

- je sestaven ze segmentů zobrazených ploch plasticity; segmenty se stýkají na hranách průniku,
- počátek je v něm buď uzavřen, nebo na něm leží,
- prostor uvnitř  $\mathfrak{X}$  je prázdný, takže v něm neleží žádný jiný segment některé se zobrazených ploch plasticity.

Odstraníme ty části zobrazených ploch plasticity, které při pohledu od počátku

In the matrix representation for the complete stress  $[\Sigma_{i,\alpha}]$  or  $[\Sigma_{i,\beta}]$  we obtain (37) and (38): The complete stress is important in terms of strength. This is because this particular stress (not the external stress) decides whether the strength is reached or not.

### 3 ORTHOTROPIC MASS STRENGTH

#### 3.1. Mapping of tensors $\sigma_{(i,\alpha)}$ , $\sigma_{(i,\beta)}$ or $\Sigma_{(i,\alpha)}$ , $\Sigma_{(i,\beta)}$ to the tensor $\sigma_{(i,ort)}$

Tensors  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$ ,  $\sigma_{(i,ort)}$  differ from each other in both the orientation and the magnitude of the main stresses. Although, if we know the  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$  we can allocate the  $\sigma_{(i,ort)}$  to them. On the contrary, if we know the  $\sigma_{(i,ort)}$  we can derive the  $\sigma_{(i,\alpha)}$ ,  $\sigma_{(i,\beta)}$ .

We will say that the tensors  $s(i,j,\alpha)$ ,  $s(i,j,\beta)$  are mapped to the tensor  $\sigma_{(i,ort)}$ .

In the same meaning, we can state that the tensors of the complete stress  $\Sigma_{i,\alpha}$  or  $\Sigma_{i,\beta}$  are mapped to the tensor  $\sigma_{(i,ort)}$ .

Obviously, the following relationships apply:

$$\text{where } S_{i,\alpha} \text{ (} i = 1, 2, 3 \text{) are values of the main stresses of the tensor of the complete stress in the layer } \alpha, S_{i,\beta} \text{ (} i = 1, 2, 3 \text{) are values of the main stresses of the tensor of the complete stress in the layer } \beta, \text{ and eventually } S_{i,ort} \text{ (} i = 1, 2, 3 \text{) are values of the main stresses on the orthotropic mass. We will call the variables } \lambda_{(i,\alpha)}, \lambda_{(i,\beta)} \text{ the mapping scale factors.}$$

We will assign three possible ways of the interpretation of the meaning to the tensor  $\sigma_{(i,ort)}$ :

- 1<sup>st</sup> meaning: it is self-mapping
- 2<sup>nd</sup> meaning: it is a mapping of the complete stress in the layer  $\alpha$
- 3<sup>rd</sup> meaning: it is a mapping of the complete stress in the layer  $\beta$

#### 3.2. The plasticity surface of an orthotropic mass

We will denote

$$(41)$$

the plasticity surface of the layer  $\alpha$  defined in the system of coordinates of the directions of the main stresses  $S_{i,\alpha}$ . By means of a substitution (39), we will map this plasticity surface on an orthotropic mass to the system of coordinates identical with the directions of the main stresses  $S_{i,ort}$ .

Obviously, the transformed surface will be the original surface after its deformation and turning. If the mapping scale factors change during the loading process, the mapped plasticity surface will change too.

We will define the mapped plasticity surface of the layer  $\beta$  similarly:

The following statement is important: If the vector  $S_{i,ort} = [S_{1,ort}, S_{2,ort}, S_{3,ort}]$  lies on the mapped plasticity surface  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ , the vector  $S_{i,\alpha} = [S_{1,\alpha}, S_{2,\alpha}, S_{3,\alpha}]$  lies on the plasticity surface  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ . If the vector  $S_{i,ort} = [S_{1,ort}, S_{2,ort}, S_{3,ort}]$  lies beyond the mapped plasticity surface  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ , the vector  $S_{i,\alpha} = [S_{1,\alpha}, S_{2,\alpha}, S_{3,\alpha}]$  lies beyond the plasticity surface  $K_{\alpha} = f_{\alpha}(S_{i,\alpha})$ .

The above statements are valid for the vector  $S_{i,\beta}$  too.

The hydrostatic axis in the layer  $\alpha$ , determined there in the system of coordinates of directions of the main stresses by the relationship

is mapped on the orthotropic mass to a straight line, whose vector-mode expression in the system of coordinates of directions of the main stresses of the orthotropic mass is

$$(45)$$

Similarly, the hydrostatic axis in the layer  $\beta$  is mapped on the orthotropic mass to a straight line

$$(46)$$

In general terms, those two straight lines are non-parallel, crossing at the origin of the system of coordinates  $S_{i,ort}$ . Therefore, the mapped surfaces must intersect in a general manner (see Fig. 9). We will call the curves along which the surfaces intersect the intersection edges.

The figures originating as a result of the intersection can significantly differ case by case. We consider the case presented in Fig. 9 to be a textbook example.

We can find a planar figure  $\mathfrak{X}$  in the vicinity of the origin of the system of coordinates  $S_{i,ort}$  having the following properties (see Fig. 9, Fig. 10):

- it consists of segments of the mapped plasticity surfaces; the segments are at contact at the intersection edges,
- the origin of the coordinates is either confined inside or lies on it,
- the space inside the  $\mathfrak{X}$  is empty, therefore no other segment of one of the mapped plasticity surfaces lies in it.

We will remove the parts of the mapped plasticity surfaces, which lie outside the planar figure  $\mathfrak{X}$  (viewed from the origin of coordinate axes).

leží vně plošného útvaru  $\mathfrak{X}$ .

Plošný útvar  $\mathfrak{X}$  vyjmutý z ploch, které ho svým průnikem vytvořily, nazveme plochou plasticity ortotropní hmoty. Plocha je složena ze segmentů zobrazených ploch plasticity vrstev  $\alpha$ ,  $\beta$ , které se stýkají na hranách průniku.

Jak uvidíme dále, hrany průniku jsou čáry mimořádné důležitosti.

### 3.3. Průběh zatěžovací zkoušky ortotropní hmoty

Průběh zatěžovací zkoušky je znázorněn na obr. 10 zelenou čarou s významnými body 0, 1, 2, 3. Pro názornost výkladu necháváme plochu plasticity  $\mathfrak{X}$  „zamrznout“ v neměnném tvaru a poloze.

Nejprve, mezi body 0, 1 se ortotropní hmota chová pružně. To také znamená, že tenzor napětí  $\sigma_{(ij,ort)}$  ve svém druhém, resp. třetím významu (viz. odst. 5.1.), kdy zobrazuje kompletní napjatost  $\Sigma_{ij,\alpha}$  vrstvy  $\alpha$ , resp. kompletní napjatost  $\Sigma_{ij,\beta}$  vrstvy  $\beta$ , leží pod plochou plasticity  $\mathfrak{X}$ . V bodě 1 dosáhne tenzor  $\sigma_{(ij,ort)}$  plochy plasticity  $\mathfrak{X}$  na segmentu, který je také součástí zobrazené plochy plasticity vrstvy  $\alpha$ . Tenzor  $\sigma_{(ij,ort)}$  tak dosahuje plochy plasticity ve svém druhém významu, zatímco ve svém třetím významu plochy plasticity nedosahuje. Řekneme, že ortotropní hmota je partikulárně plastifikována. Tím míníme, že jedna ze dvou vrstev skutečného vrstevnatého prostředí je zplastifikována, zatímco druhá vrstva je ve stavu pružném.

Je přípustné další zatěžování po křivce 1, 2, která leží na  $\mathfrak{X}$ , jak na obr. 10 schematicky naznačeno. Během tohoto zatěžování je ortotropní hmota nadále partikulárně plastifikována. V bodě 2, na hraně průniku, dosahuje tenzor  $\sigma_{(ij,ort)}$  plochy plasticity  $\mathfrak{X}$  jak na segmentu, který je součástí zobrazené plochy plasticity vrstvy  $\alpha$ , tak na segmentu, který je součástí zobrazené plochy plasticity vrstvy  $\beta$ .

To znamená, že  $\sigma_{(ij,ort)}$  dosahuje na plochu plasticity  $\mathfrak{X}$  současně jak v druhém, tak třetím svém významu. Řekneme, že ortotropní hmota je totálně plastifikována. Tím rozumíme, že plastifikovány jsou obě vrstvy skutečného vrstevnatého prostředí.

Při dalším zatěžování podél hrany průniku (tj. mezi body 2, 3) zůstává ortotropní hmota totálně plastifikována.

Platí tedy toto důležité tvrzení: V obecném případě je ortotropní hmota totálně plastifikována pouze tehdy, dosahuje-li tenzor napětí  $\sigma_{(ij,ort)}$  plochy plasticity  $\mathfrak{X}$  na hraně průniku. Dosahuje-li tenzor napětí  $\sigma_{(ij,ort)}$  plochy plasticity  $\mathfrak{X}$  mimo hranu průniku, je ortotropní hmota plastifikována pouze partikulárně.

### 3.4. Zvláštní případ ortotropní pevnosti: izotropní pevnost

Mějme příčně spojité dvouvrstevné horninové prostředí. Vrstvy jsou izotropní a litologicky mohou být různé. Jejich parametry deformační a pevnostní nechť jsou však shodné, takže z hlediska mechaniky je naše dvouvrstevné prostředí izotropní nejen po vrstvách (izotropní, ale nehomogenní), nýbrž i jako celek (izotropní a homogenní). Naložme s ním však podle zásad zde rozvinuté teorie pevnosti ortotropní hmoty.

Pro tenzory napětí platí:

$$\sigma_{(ij,\alpha)} = \sigma_{(ij,\beta)} = \Sigma_{ij,\alpha} = \Sigma_{ij,\beta} = \sigma_{(ij,ort)} \quad (47)$$

Proto/Therefore

takže (za předpokladu, že symbol „=“ budeme čísti „je v prostoru orientována stejně jako“) platí:

$$\lambda_{(1,\alpha)} = \lambda_{(2,\alpha)} = \lambda_{(3,\alpha)} = \lambda_{(1,\beta)} = \lambda_{(2,\beta)} = \lambda_{(3,\beta)} = 1 \quad (48)$$

Hydrostatická osa ve vrstvě  $\alpha$  = hydrostatická osa ve vrstvě  $\beta$  = zobrazená hydrostatická osa ve vrstvě  $\alpha$  = zobrazená hydrostatická osa ve vrstvě  $\beta$ .

To znamená, že zobrazené plochy plasticity (které jsou shodné s plochami plasticity vrstev) se nepronikají, nýbrž navzájem splývají, a ztotožňují se proto s ortotropní plochou plasticity  $\mathfrak{X}$ . Dosahuje-li tenzor  $\sigma_{(ij,ort)}$  na ortotropní plochu plasticity  $\mathfrak{X}$ , dosahuje na ni vždy ve svém druhém i třetím významu; hmota je buď zplastifikována totálně, nebo zplastifikována není. Pojem hrany průniku ztrácí smysl. Ortotropní pevnost přechází v pevnost izotropní.

## 4. ZÁVĚR

### Shrnutí výsledky:

4.1. Ukázali jsme, že dvouvrstevné izotropní prostředí je možno nahradit prostředím ortotropním jen tehdy, je-li vrstevnaté prostředí příčně spojité.

4.2. Příčně spojité prostředí se vyznačuje tím, že vnější zatížení (externí napětí), viz. (34), (35) vyvolává v elementu, ke kterému je přiloženo, vnitřní pnutí (interní napětí), viz. (12) – (17). Pevnost hmoty (ať dvouvrstevné, či ortotropní) je závislá na součtu (tenzorovém) těchto dvou napětí, který nazýváme kompletním napětím viz. (37), (38).

4.3. Uvedli jsme vzorce, převádějící elastické konstanty vrstevnatého, příčně spojitého prostředí na elastické konstanty prostředí ortotropního viz. (25) – (33).

4.4. Odvodili jsme plochu plasticity ortotropního prostředí  $\mathfrak{X}$ . Plocha se skládá ze segmentů, stýkajících se na křivkách, které jsme nazvali hranami průniku.

We will call the surface  $\mathfrak{X}$  removed from the surfaces which created it by their intersection the plasticity surface of an orthotropic mass. The surface consists of segments of the mapped surfaces of plasticity of the layers  $\alpha$ ,  $\beta$ , connecting at the intersection edges.

As we will see below, the lines of the intersection edges are extremely important.

### 3.3. The course of the loading test of an orthotropic mass

The course of the loading test is shown in Fig. 10 by a green line with significant points 0, 1, 2, 3. To make the interpretation more illustrative, we will let the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  “freeze” in an unchanging shape and position.

First, the orthotropic mass behaves elastically between points 0, 1. This also means that the stress tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  in its second or third meaning (see Par. 5.1.) representing the complete stress  $\Sigma_{ij,\alpha}$  in the layer  $\alpha$  or the complete stress  $\Sigma_{ij,\beta}$  in the layer  $\beta$  lie under the plasticity surface  $\mathfrak{X}$ . At the point 1, the tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  will reach the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  on a segment, which is, in the same time, part of the transformed plasticity surface of the layer  $\alpha$ . In this way the tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the plasticity surface in its second meaning, while it does not reach the plasticity surface in its third meaning. Let us say that the orthotropic mass gets plasticised particularly. We mean that one of the two layers of the actual stratified circumference gets plasticised, while the other layer is in an elastic condition.

It is allowed to apply additional loading along the curve 1, 2 lying on the  $\mathfrak{X}$ , as shown graphically in Fig. 10. The orthotropic mass gets further particularly plasticised in the course of this loading. At the point 2, at the intersection edge, the tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  on both the segment which is part of the transformed plasticity surface of the layer  $\alpha$ , and on the segment which is part of the transformed plasticity surface of the layer  $\beta$ .

This means that the  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  in its second meaning, concurrently with reaching it in its third meaning. We will state that the orthotropic mass became totally plasticised. This is to be understood that both layers of the real stratified mass became plasticised.

During a continuing loading along the intersection edge (i.e. between the points 2, 3), the orthotropic mass remains totally plasticised.

Therefore the following statement applies: In a general case, an orthotropic mass becomes totally plasticised only if the tensor of stress  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  at the intersection edge. If the tensor of stress  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the plasticity surface  $\mathfrak{X}$  beyond the intersection edge, the orthotropic mass becomes plasticised particularly only.

### 3.4. A special case of the orthotropic strength: the isotropic strength

Consider a transversally continuous double-layer rock mass. The layers are isotropic, and they can differ lithologically. Although, consider the parameters of the strain and strength to be identical; then, in terms of mechanics, our double-layer environment is isotropic not only in the layers (isotropic but inhomogeneous), but also as a whole (isotropic and homogeneous). Let us deal with it according to the rules of the above developed orthotropic mass strength theory. It applies to the stress tensors that:

then (assuming that we will read the symbol “=” as “is oriented in the space identically with”) it can be stated that :

The hydrostatic axis in the layer  $\alpha$  = the hydrostatic axis in the layer  $\beta$  = the transformed hydrostatic axis in the layer  $\alpha$  = the transformed hydrostatic axis in the layer  $\beta$ . The above means that the transformed plasticity surfaces (which are identical with the plasticity surfaces of the layers) do not intersect, but they merge together and, as a result, they become identical with the orthotropic plasticity surface  $\mathfrak{X}$ . If the tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  reaches the orthotropic plasticity surface, it always reaches it in its second and third meaning; the mass is either totally plasticised or it is not plasticised. The term of the intersection edge loses the meaning. The orthotropic strength is transformed into the isotropic strength.

## 4. CONCLUSION

### We will summarise the results:

4.1. We showed that a double-layer isotropic mass can be substituted by an isotropic mass only if the stratified mass is transversally continuous.

4.2. A transversally continuous mass is characterised by the fact that external loading (external stress – see (34), (35)) induces internal stress (see (12) – (17)) in the element it is applied to. The strength of the mass (either double-layer or orthotropic) depends on the summary (tensorial) of the two stresses, called the complete stress (see (37), (38)).

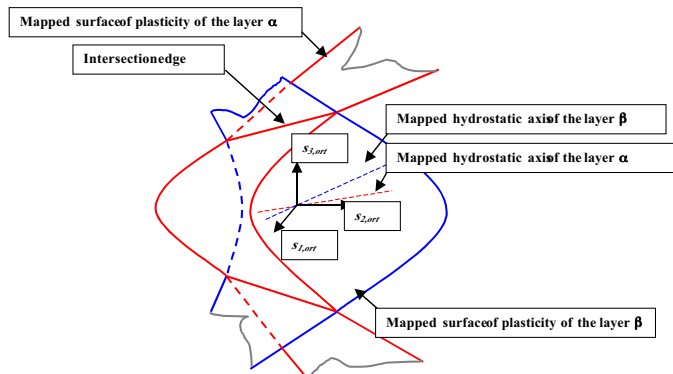
We presented formulas transforming elastic constants of a stratified transversally continuous mass to elastic constants of an orthotropic mass (see (25) – (33)).

4.4. We derived the surface of plasticity  $\mathfrak{X}$  of an orthotropic environment. The surface consists of segments connecting along curves, which we named intersection edges.



Leží-li tenzor napětí  $\sigma_{(ij,ort)}$  na hraně průniku, je element ortotropní hmoty, ke kterému tenzor náleží, totálně plastifikován. To znamená, že na skutečné vrstevnaté hmotě jsou plastifikovány obě vrstvy.

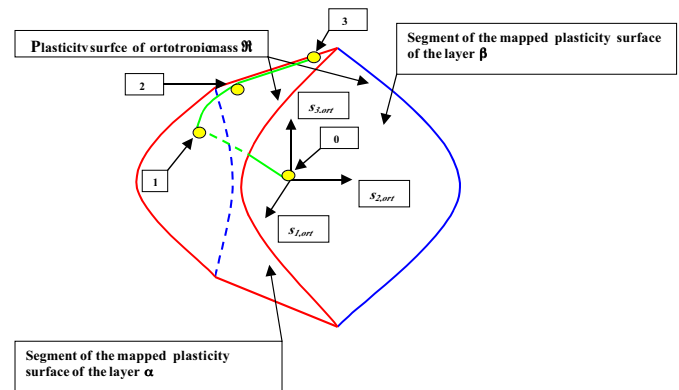
Leží-li tenzor napětí  $\sigma_{(ij,ort)}$  na ploše  $\mathfrak{R}$  mimo hranu průniku, je element ortotropní hmoty, ke kterému tenzor náleží, plastifikován partikulárně. To znamená, že na skutečné vrstevnaté hmotě je plastifikována pouze jedna vrstva.



Obr. 9 Průnik zobrazených ploch plasticity vrstev  $\alpha$ ,  $\beta$   
Fig. 9 Intersection of the mapped plasticity surfaces  $\alpha$ ,  $\beta$

If the stress tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  lies at the intersection edge, the element of the orthotropic mass which the tensor belongs to is totally plasticised. This means that both layers are plasticised on a real stratified mass.

If the stress tensor  $\sigma_{(ij,ort)}$  lies on the surface  $\mathfrak{R}$  beyond the intersection edge, the element of the orthotropic mass which the tensor belongs to is plasticised particularly. This means that one layer only is plasticised on a real stratified mass.



Obr. 10 Plocha plasticity ortotropní hmoty. Průběh zatěžovací zkoušky  
Fig. 10 Plasticity surface of an orthotropic mass. The loading test course.

## Sika Slovensko spol. s r.o.



### Technologické riešenia pre TUNELY:

- **Sikaplan Tunnel** – tunelové hydroizolačné fólie
- **Aliva** – stroje a zariadenia pre suché a mokré striekanie
- **Sigunit 52** – prísada do striekaných betónov primárneho ostenia
- **Plastiment, Sika Retarder, Sika ViscoCrete** – prísady do betónov sekundárneho ostenia
- **Sikadur Combiflex** – tesnenie pracovných a dilatačných škár
- **Sikagard Elastocolor** – zjednocujúce a ochranné nátery

<http://www.sika.cz>

### Iné systémy:

- Sika **CarboDur** – dodatočné zosilovanie nosných konštrukcií
- **Icosit** – antikoročné nátery
- **Sikafloor** – mechanicky, chemicky odolné podlahové povlaky, antistatické podlahové systémy
- **Sikaflex** – tesniace tmely do pracovných a dilatačných škár

### Sika Slovensko spol. s r.o.

Sídlo spoločnosti a technická kancelária Bratislava:

Tel: +421 2 4920 0442

Technická kanc. Žilina:

Závodská cesta 10

Tel.: +421 41 72335 16

Technická kanc. Košice:

Mlynárska 16

Tel.: +421 55 678 9147

**Sika**



# KOMPUTERIZÁCIA PROCESU APLIKÁCIE STRIEKANÉHO BETÓNU MOKROU CESTOU

DR. GUSTAV BRACHER, SIKA SCHWEIZ AG, TUNNELLING & MINING

## CAS COMPUTER ASSISTED SPRAYING OF WET PROCESS SPRAYED CONCRETE

DR. GUSTAV BRACHER, SIKA SCHWEIZ AG, TUNNELLING & MINING

### 1. ÚVOD

Vývoj striekaného betónu za posledných 30 rokov dospel k vysokému štandardu. Spočiatku sa aplikoval suchou cestou s práškovým urýchľovačom, v súčasnosti sa už celkom jednoznačne presadzuje mokry proces. Na mnohých veľkých tunelových stavbách sa striekaný betón používa nielen ako primárny výstroj, ale aj ako definitívne ostenie. Náhrada hlinitanových a silikátových urýchľovačov urýchľovačmi bezalkalickými priniesla nielen zlepšenie hygieny pracovného prostredia ale aj zvýšenie výslednej kvality príslušnej konštrukcie zo striekaného betónu. Tak jeho vývoj dosiahol určitú hladinu. Vynikajúcim príkladom optimalizovaného vývoja je aplikácia striekaného betónu pri razení tunelovacími strojmi v skalných horninách na stavbách alpských údolných (bázových) tunelov.

Tak či onak to neznamená, že technológia sa nedá ďalej zlepšovať. Veľký rozptyl alebo premenlivosť výsledkov dosahovaných pri riadení kvality naznačujú, že je tu ešte celý rad faktorov, ktoré nedokážeme celkom ovládnuť a pritom nepochybne majú vplyv na konečné výsledky úsilia o vyššiu kvalitu:

– Návrh zloženia betónovej zmesi: zvlášť druh cementu a jeho dávka, vodný súčiniteľ

– Teplota

– Zmena konzistencie betónu v čase

– Kompatibilita superplastifikátora s urýchľovačom

– Výstupný výkon

– Striekacie

– Ovládanie dávkovania urýchľovača

Integrácia modernej meracej techniky do procesu striekania a interpretácia meraní je ťažiskovou témou tohto článku. Meracia aparatúra je inštalovaná na hydraulický systém valcov čerpadla betónu, ďalej je možno merať prietok urýchľovača betónu, ako aj teplotu betónu a okolia, ktoré sa automaticky zaznamenávajú. Merajú sa tak isto tlak a prietok vzduchu, a keď je treba, aj vzdialenosť a polohový uhol striekacej dýzy. Frekvencia snímania môže byť nastavená až na hodnotu 100/sec. Pri tak veľkom množstve získaných údajov je dôležité mať aj vhodný systém ich vyhodnocovania. Ak toto máme, môžeme optimalizovať tak proces striekania, ako aj zlepšovanie konštrukcie dýzy. Popritom je možno vytvoriť databázu na zaznamenávanie údajov o zložení betónovej zmesi s rôznymi druhmi cementu a kameniva a porovnávať ich s meranými veličinami.

Čítlivou záležitosťou bude začlenenie komputelizácie do procesu striekania betónu, ktorá nebude iba akademická, ale priniesie úžitok aj v praxi. Komputerizácia však nikdy celkom nenahradí muža pri dýze, ale mu bude dobre asistovať, aby sa mohol koncentrovať čisto na samotné striekanie a dosiahnuť tak optimálnu kvalitu výsledku.

Svajčiarsko bolo vždy priekopníckou krajinou striekaného betónu, aj keď bol patentovaný a prvýkrát použitý v USA. Pre pochopenie vývoja je namieste obzrieť sa na históriu tunelových stavieb, kde opäť Svajčiarsko, vďaka transalpským tune-

### ABSTRACT

Sprayed concrete has been developed to a high standard in the last 30 years, beginning with dry process and powder accelerators. Today world-wide the wet process has been the recognised method for all major underground structures for immediate temporary or permanent support. Liquid aluminate or silicate based accelerators have been replaced by alkali-free non caustic products in most of the countries, improving not only the ecological aspects in the tunnels, but achieving also much higher final qualities of the sprayed concrete lining. So the development curve has reached some kind of plateau. An excellent example of optimised development is the application of sprayed concrete in the hard rock, TBM excavation of the Alpine base tunnels.

Nevertheless this does not mean, that sprayed concrete technology can't be improved. The big scattering or variation of results obtained from the quality management still indicates, that there are a lot of parameters, which are not under control and may influence the final results of the quality management:

– Mix Design: specifically cement type and cement content, w/c ratio

– Temperature

– Changes of consistency of the concrete with time

– Compatibility of superplasticiser with accelerator.

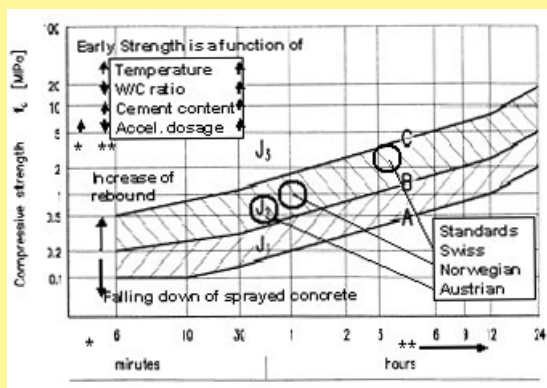
– Output capacity

– Spraying of panels

– Dosage control of the accelerator

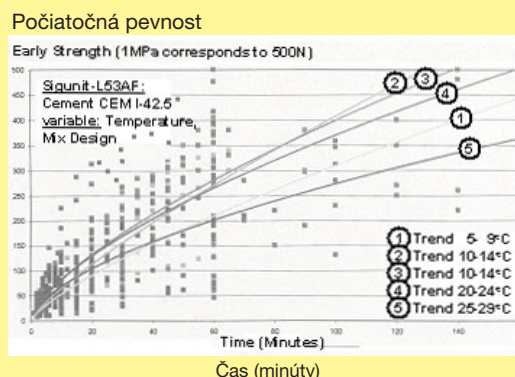
The integration of modern measuring technology into the spraying process and the interpretation of those results will be the main subject of this presentation. Measuring devices are installed at the hydraulics of the pumping cylinders, additionally the flow of the accelerator and the concrete can be determined, as well as concrete temperature and ambient temperature, which are automatically registered. Also air pressure and flow can be measured and if necessary the nozzle distance and nozzle angle. Measuring cycles can go down up to 1/100sec. Of course a lot of data is produced, and it is important to get an easy processing system to analyse all the accumulated data. These items allow to optimise the pumping process and also to improve the nozzle design. Beside this it is also possible to develop a data base to collect the different data of mix design with different aggregates and cements and to correlate them with the measured parameters.

The critical target will be the integration of a computer assisted measuring tool to optimise the spraying process, which should not only have academic character, but practical benefits. An integrated computer will never replace the nozzle man, but the measuring technique should assist the nozzle man, so that he can concentrate on proper spraying to achieve an optimum quality of the sprayed concrete.



Smernice  
Svajcarska  
Norska  
Rakúska

Obr. 1 Príklady faktorov podmieňujúcich pevnosť striekaného betónu  
Fig. 1 Examples of influencing parameters for strength gain of shotcrete



Premenná  
Teplota  
Skladba  
zmesi

Obr. 2 Vývoj pevnosti striekaného betónu zo švajčiarskych tunelových stavieb  
Fig. 2 Strength development from 30 different tunnelling projects in Switzerland



lom, zohralo dominantnú úlohu. Striekaný betón nahradil drevený výstroj a v etape elektrifikácie železničných tunelov znamenal prínos aj v tom, že je takmer vodotesný. Pôvodne sa začal používať ako primárny výstroj, ale pokrok vývoja technológie a vývoja novej generácie uýchlovačov umožnil jeho použitie v kombinácii so svorníkmi a prislúšnou drenážou, aj ako definitívneho jednoplášťového ostena. Z tohto dôvodu boli stanovené vysoké nároky na trvanlivosť, vodonepriepustnosť a i.

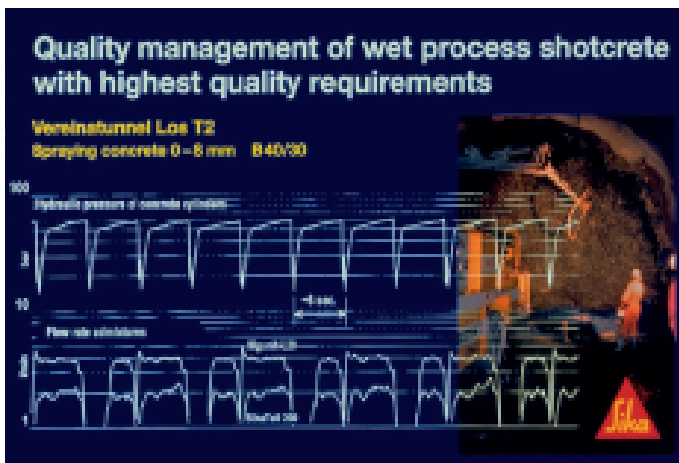
Výstavba tunelov je nielen jednou z náročných a zaujímavých disciplín, ale aj veľmi zložitých a obťažných úloh inžinierskeho staviteľstva. Medzi geológiami a postupnosťou jednotlivých krokov stavby tunela je priama závislosť. Každý tunel v istom zmysle je prototypom, a stavba tunelov je viac umením ako vedou, hoci v dnešnej dobe sa táto disciplína stále viac spriemysľuje. Spoločným znakom všetkých tunelových stavieb je to, že projektant, zhotoviteľ a výrobca materiálu musia úzko spolupracovať v záujme trvalého zlepšovania technológie. Cieľ zostáva ten istý: dosiahnuť čo možno najnižšie stavebné náklady a zároveň optimálne ukazatele trvanlivosti. Počas všetkých etáp výstavby geologické podmienky (vododajnosť, výška nadložia, výlomová a vystrojovacia trieda) určujú postupnosť a členenie prác tak, aby sa dosiahla požadovaná stabilita výrubu a bezpečnosť práce. Všetade na svete, v princípe, geologické podmienky a miestne tradície ovplyvňujú tunelovacie metódy. Moderné trendy vo výstavbe tunelov, ovplyvňované aj aplikáciou striekaného betónu, sa vyznačujú týmito znakmi:

- koncesionárska forma financovania stavby (za paušálnu cenu diela)
- presun rizik investora na zhotoviteľa
- napätý časový plán
- vysoká náročnosť na kvalitu a životnosť
- nízka cena
- trvalý vzostup nárokov na inžiniersku prácu a stále viac a viac na jednoduchost robotníckych prác.

Vzájomne zlepšenia technológie mokrého striekaného betónu je treba ovládať základy tohto procesu, vrátane všetkých vzájomne pôsobiacich faktorov:

1. Zloženie betónovej zmesi
  - druh cementu, jemnosť mletia, veľkosť dávky
  - granulometrická skladba a druh kameniva (drvené alebo ťažené)
2. Spracovateľnosť
  - požadovaná konzistencia (hustota podľa Abramsovho kužela)
  - zmena konzistencie ako funkcia času, úbytok spracovateľnosti
3. Urýchľovač tvrdnutia betónu
  - druh
  - dávkovanie
  - nárast pevnosti
4. Teplota
  - zámesi a urýchľovača
  - okolia
  - povrchu horninového plášťa
5. Zariadenie
  - druh betónového čerpadla (stupeň plnenia, interval zdvihu piesta)
  - priemer hadice
  - konštrukcia dýzy
  - druh manipulátora
  - dávkovacie čerpadlo

Najdôležitejším parametrom striekaného betónu je nárast počiatkovej pevnosti. Tá môže byť v rôznych krajinách podľa miestnych technických noriem odlišná, napr. podľa rakúskej smernice pre dočasný výstroj sa požaduje hodnota J2, čo znamená, že nameraná pevnosť musí byť nad krivkou B. Vpraktickom vyjadrení to znamená, že v pozícii nad hlavou možno nastriekať vrstvu viac ako 10 cm, bez toho, aby odpadla bezprostredne po nastriekaní, alebo neskoršie. Vrstve hrubej 10 cm zodpovedá spotreba striekaného betónu 230 - 340 kg/m<sup>2</sup>. Bežné technické normy neberú do úvahy teplotu, ani iné premenné veličiny. Účinky uvedených faktorov ilustrujú výsledky analýzy pevnosti striekaného betónu získanej na 30 stavbách tunelov vo Švajčiarsku. Bez zmeny zostali iba: druh cementu (CEM I - 42,5) a tekutý bezalkalický urýchľovač (SIGUNIT L 53AF). Návrh zloženia betónovej zmesi, kamenivo a teplotné podmienky sa menili v súlade s lokálnymi podmienkami na stavbe. Výsledok analýzy (obr. 2) je do istej miery prekvapujúci čo do roz-



Obr. 3 Tunel Vereina: Počítačová analýza hydraulického tlaku a prietoku prísad  
Fig. 3 Verenia tunnel: Computer analysis of hydraulic pressure and flow rate of admixtures

## INTRODUCTION

Switzerland always has been the pioneer country regarding the development of sprayed concrete, with only one exception, that the first applications and patents are coming from the United States. To understand this development, it is justified to go back into History of tunnelling construction, where again Switzerland plays a dominant role with the construction of the Alpine tunnels. Sprayed concrete replaced timber support in tunnel construction and allowed impermeabilisation of railway tunnels during the electrification period. Originally sprayed concrete was used as a temporary support, and with modern sprayed concrete technology and the development of new accelerator generations it was possible to change to permanent support, using the single shell tunnelling method with one single sprayed concrete lining including a permanent rockbolt and drainage system. Therefore high demands in durability were specified for the sprayed concrete lining, like water impermeability, etc..

Tunnelling is one of the most fascinating and interesting, but also most complex and difficult tasks of a civil engineering project. There is a direct relationship between the geology, the tunnelling construction and the individual construction steps. Every tunnel is a prototype, and it's rather an art to build a tunnel than a science, although today and even much more in the future tunnelling will become an industrialised process. Common for all tunnel construction is that the project- or design engineer, the contractor and the material suppliers have to work together to constantly improve tunnelling technology. The target will remain always the same, to achieve the lowest possible costs for the specified design and durability criteria. During the whole construction period geology (water ingress, overburden, rock and excavation classification) will determine the construction sequence to obtain stability and the necessary security and safety. Basically according to the geological properties and historical tradition different tunnelling methods are found world-wide.

The following trends can be observed in Modern Tunnelling, which obviously also influence sprayed concrete technology:

- Trend to BOT / lump sum contracts
- Owners transfer risks to the contractors
- Tight work schedules
- Demand for high quality and durability
- Low prices
- Always increasing demands for engineers and more and more unskilled labour work on the tunnel site.

To improve the wet process sprayed concrete technology there is a need to understand the basics of the process, including all the interfering parameters like Mix Design

- Cement type, fineness, quantity
- Grading including type of aggregates (crushed, natural)

### Workability

- Required Slump or Flow table spread
- Consistency control as a function of time, Slump Loss

### Accelerator

- Type
- Dosage
- Strength gain

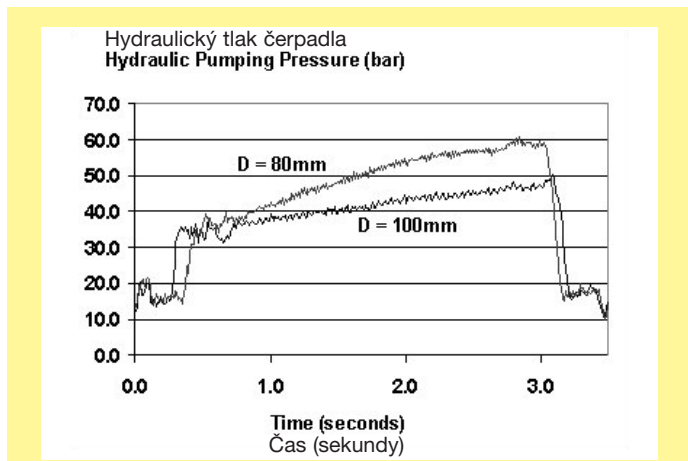
### Temperature

- Temperature of concrete mix and accelerator
- Ambient temperature
- Temperature of the rock surface

### Equipment

- Type of pump (filling degree, interval between the strokes)
- Hose diameters
- Nozzle system
- Type of manipulator
- Dosage pump

The most important parameter for sprayed concrete is the Early Strength development. Early Strengths are specified differently in different Standards, e.g. in Austria according to the Austrian Guidelines for immediate support J2 is required, which means that the observed strengths always must be above the B line. In practical terms: A layer of >10cm should be sprayed in overhead posi-



Obr. 4 Porovnanie hydraulického tlaku čerpania pri rôznych priemeroch hadíc  
Fig. 4 Comparison of Hydraulic pumping pressures of different hose diameters

ptylu nameraných hodnôt. Navyiac bol urobený pokus o výpočet niektorých vývojových kriviek. Interpretácia týchto výsledkov je však veľmi obtiažna.

Proces vývoja striekaného betónu sa odohrával vytýčovaním cieľov, preberaním nových technológií z iných oblastí aplikácie, ale tiež aj osobným stykom s dodávateľmi iných materiálov a zariadení. Dobrým príkladom toho je prevzatie laserovej a počítačovej techniky do konštrukcie vrtáčich vozov, čo má za následok optimalizáciu presnosti výlomu. Nadvýlom veľkosti 10 cm na dvojkilometrovom cestnom tuneli s priemerom tunelovej rúry 10 m znamená zvýšenie nákladov približne 1,5 mil. CHF. Z toho dôvodu výrobcovia vrtáčich vozov zahrnuli do ich konštrukcie zariadenie na vyhodnocovanie profilu in situ, ktoré počas vrtania ďalšieho záberu simultánne vyhodnocuje predchádzajúci záber. Získané údaje sa premietajú do novej vrtnéj schémy. To je možné iba za podmienky aplikácie sofistikovaného počítačového systému.

Je možno očakávať aplikáciu laserovej meracej techniky s prijateľnou ekonomikou pre ďalší vývoj (určovanie profilu, hrúbka vrstiev) striekaného betónu počas prebiehajúceho procesu striekania? Prírodné, takýto cieľ je správny, ak sa pri tom dosiahnu úspory. Je možno zaviesť počítačovú alebo meraciu techniku na optimalizáciu procesu striekania? Vývoj techniky vysokej úrovne sa pozorne analyzuje, či je vhodný do podmienok v tuneloch, a či meracia technika má byť aplikovaná pri striekaní betónu v oveľa ťažších podmienkach, ako vrtanie vývrtov pre nabíjanie trhavín.

## SÚČASNÁ ÚROVEŇ TECHNOLOGIE

V súčasnosti sa v zásade používajú dve metódy mokrej technológie striekaného betónu, podľa toho, ako je dopravovaný, a to buď betónovým čerpadlom, alebo stlačeným vzduchom. Čerpadlová doprava v súčasnosti prevážuje, ale sú krajiny, kde dominuje tlakovzdušná (Brazília, Čína, Japonsko, Portugalsko, Taiwan a dal.).

Obvykle sa montujú zariadenia na striekaný betón (čerpadlo, manipulátor, nádrž na urýchľovač, dávkovacie čerpadlo, kompresor a generátor) na jeden podvozok, ale môžu byť montované aj separátne, napr. pri razení členenou čelbou, kde iba robot je namontovaný na malý nosič, alebo pri razení TBM, kde čerpadlo a robot na prstencové striekanie môžu byť od seba vzdialené viac ako 100 m. Použitie dávkovacieho systému urýchľovača vyžaduje sledovanie tak prietoku urýchľovača ako aj betónu, aby sa dodržal ich správny pomer. Čerpané množstvo betónu sa meria počtom zdvihov piestového čerpadla, za predpokladu známeho (určeného) alebo skúsenosťou získaného údaja o stupni plnenia valcov čerpadla. Systém uľahčuje programovanie a nastavenie výstupných výkonov, ako aj dávkovacích pomerov, určených optimalizovaným návrhom zloženia betónovej zmesi. Tento monitorovací postup môže byť založený na systéme PLC (programovateľné logické riadenie), pri ktorom na základe merania sa ovláda proces, ale dáta sa neukladajú do pamäti.

Potrebuje počítač pri technológii striekaného betónu? Na túto otázku sa nedá celkom priamo odpovedať. Počítač by bol schopný zbierať dáta a na základe ich analýzy automaticky meniť príslušné parametre. Prvý pokus v tomto zmysle bol urobený pri výstavbe tunela Vereina vo Švajčiarsku. /1/

Betónová zmes na primárne a definitívne ostenie bola navrhnutá v tomto zložení:

Zložka betónovej zmesi	Dávka na primárne ostenie	Dávka na definitívne ostenie
Cement (CEM I 42.5)	425 kg	425 kg
Mikrokremičitý úlet	20 kg	20 kg
Kamenivo (frakcia 0 / 8 mm)	1750 kg	1750 kg
Superplastifikátor	1 %	1 %
Tekutý hlinítanový urýchľovač	3 %	bez urýchľovača!
Vodné sklo	2 %	2 %

Cieľom monitorovacieho systému bolo zabezpečiť presnosť dávkovania prímiesi, pretože relatívna chyba 10 % (absolutná 0,2 - 0,3) je takisto chybou v celkovej spotrebe prísady. V dôsledku vysokej frekvencie meraní bolo nazhromaždených a počítaných analyzovaných veľké množstvo údajov. Navyiac, získané výsledky indikovali priamu súvislosť medzi krivkami meraní hydraulického tlaku a konzi-

tion, without falling down immediately after spraying or in a later stage. A 10 cm sprayed concrete layer correspond to 230 - 340 kg/m<sup>2</sup>. Normally Standards do not take into account temperature or other variable parameters.

To illustrate the effect of all these mentioned parameters, the results of strength gain from 30 tunnel projects were analysed. The cement type (CEM I-42.5) and the liquid alkali-free accelerator (Sigunit-L53AF) remained the same. The Mix Design, aggregates and temperature conditions varied just according to the local conditions on site. The results of this analysis are shown in figure 3, and we may be surprised, what range of scattering was observed. Additionally it was tried to calculate some trend lines within different temperature levels. Interpretation of these results makes life very difficult.

Most of new developments occurred either through bench marking, integration of new technologies from other application fields, or personal contacts to other material or equipment suppliers. A good example is the integration of the laser and computer technology into the drilling jumbos to optimise the blasted excavation profile. An over profile of 10 cm for a 2 km road tunnel with a diameter of 10 m in the average results in a cost increase of approximately 1.5 mio CHF. Therefore the suppliers of drilling jumbos have integrated an in-situ profile measuring equipment, so that the last blasted profile can simultaneously be analysed during the drilling process for the next blasting cycle. The obtained data is used to define the new drilling scheme. This could only be achieved with a sophisticated computer system.

Can we imply laser measuring technology on an economical basis for the further development (profile control, layer thickness) of sprayed concrete during the actual spraying process? Of course the objective must be, that additional cost savings can be achieved? Can we introduce computer or measuring technology to optimise the spraying process? All High Tech developments have to be carefully analysed for their suitability under tunnelling conditions, and sprayed concrete has to be applied under more difficult conditions than drilling of bore holes.

## STATE-OF-THE-ART

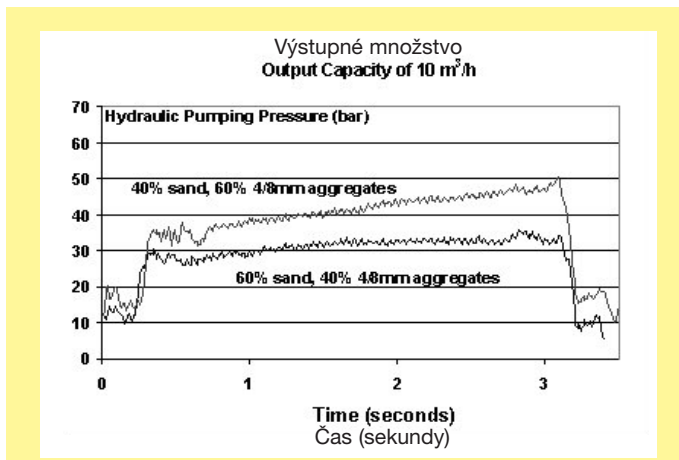
Basically two methods are used today to apply wet sprayed concrete, the dense stream method (pumped concrete) and the thin stream method (air transported concrete). The dense stream method is clearly the dominant process, but nevertheless there are different countries, where the thin stream method is still dominant like among others Brazil, China, Japan, Portugal, Taiwan, etc.

Normally all components (pump, manipulator, accelerator containers and dosage pump, compressor and generator) are mounted on a carrier, but they may also be separated, e.g. in multi phase excavation, where only the robot is mounted on a small carrier, or on a TBM project, where pump and ring-spraying robot may be separated by >100 m.

Accelerator dosage systems are laid out to monitor both the real flow of accelerator and the actual concrete delivery to accurately maintain the dosing ratio. The concrete delivery is measured by counting the pump cycles and assuming an estimated or practically experienced filling degree. The systems facilitate programming and pre-setting of output capacities, as well as dosing rates based on the optimised mix design. This monitoring system can be based on a Programmable Logic Control (PLC) system, because only measurements are determined to control the process and no data are stored. Do we need a computer system on the spraying system? There is no straightforward answer to this question. The computer should be able to collect data, to analyse them be able to automatically change the involved parameters. A first attempt into this direction was experienced during the construction of the Vereina tunnel in Switzerland [1].

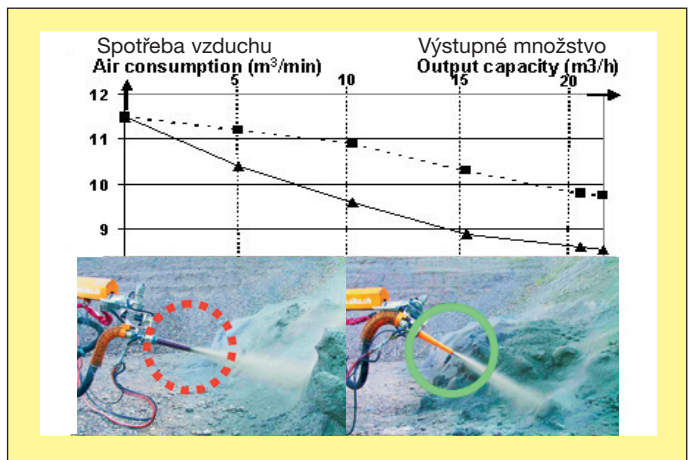
The following mix designs were used for primary support and final lining:

Mix Design (kg/m <sup>3</sup> )	Primary Support	Final Lining
Cement (CEM I 42.5)	425 kg	425 kg
Condensed Silica Fume	20 kg	20 kg
Aggregates (0/8)	1750 kg	1750 kg
Superplasticiser	1 %	1 %
Liquid Aluminate based accelerator	3 %	No accelerator!
Liquid Colloidal Silica	2 %	2 %



Obr. 5 Účinok hydraulického tlaku v čerpanom betóne v závislosti na jeho granulometrickej skladbe

Fig. 5 Effect of hydraulic pressure according to concrete produced with different granulometric grading



Obr. 6 Poľné skúšky rôznych dýz

Fig. 6 Field testing of different nozzle systems



stencie striekaného betónu počas jeho nanášania.

Iný systematický vývoj technológie striekaného betónu prebehol pri poloautomatickom procese ovládania, vrátane potrebných meraní profilu a začlenenia nazhromaždených údajov do procesu striekania. Nedávno vyvinutý robot umožňuje voľbu troch režimov ovládania: ručne, poloautomaticky a plnoautomaticky. Plnoautomaticky režim striekania musí integrovať do procesu ovládania skúsenosti muža pri dýze. Robot predpokladá úplne ovládanie celého procesu striekania betónu. Z toho dôvodu je vývoj zameraný na hladké povrchy a razeň techniku TBM. /2/ Priródeno tento systém by bol priamym konkurentom nedávno vyvinutého prstencového manipulátora pri TBM (umiestneného na jeho závese), kde automatický proces nanášania striekaného betónu sa dosahuje bez akéhokoľvek merania profilu a ovládania počítačom.

## VÝSLEDKY NOVÉHO VÝVOJA

Meracia technika je pomocným nástrojom zlepšovania jednotlivých zložiek v technologickom procese striekaného betónu. Čo je to meracia technika?

Pri dnešnom pokroku počítačovej techniky sa naskytá možnosť meraní, ukladania do pamäti a analyzovania dát všetkého druhu v rýchlom slede, dosahujúcim až 100 meraní za sekundu. Typicky meranými veličinami sú sily, tlaky, vzdialenosti, prietoky, teploty. Dosiahnuté výsledky slúžia na ovládanie mechanizmov na striekanie, alebo čerpadlový režim na jednej strane, ale takisto aj ovládanie viacerých procesov počas príslušnej operácie. Niektoré príklady sú uvedené ďalej.

Meracia technika sa dá využiť na optimalizáciu voľby priemeru hadice s ohľadom na čerpatelnosť betónovej zmesi. Keď sa zväčší priemer hadice, tlak v hadici sa obvykle zníži, dôsledkom čoho je menšie opotrebenie. Naproti tomu sa zvýši hmotnosť hadice, čo má vplyv na konštrukciu ramena manipulátora. Rozdiely v hmotnosti pri 18 m dlhej hadici možno pre štandardné priemery hadíc ľahko vypočítať: pre D 65 mm je to hmotnosť 137 kg, pre D 80 mm 208 kg, pre D 100 mm 325 kg. Typické výsledky sú na obr. 4. Rozdiel čerpaceho výkonu pri použití hadice D 80 alebo D 100 je minimálny, preto hadica D 100 sa využíva iba vtedy, keď je zmes ťažko čerpatelná.

Samotný návrh zloženia betónovej zmesi je základným nástrojom dosiahnutia dobrej kvality striekaného betónu, vrátane čerpatelnosti a vysokého stupňa plnenia čerpadla v záujme dosiahnutia rovnomerného striekania. Navyše, presnosť dávkovania urýchľovača závisí takisto na stupni plnenia čerpadla. V prípade, že stupeň plnenia je nerovnomerný, zvyšuje sa chyba v dávkovaní a rastie spotreba urýchľovača. Chyba v dávkovaní pri 100 % stupni plnenia je 0 %, pri 90 % je chyba 11 %, pri 80 % je chyba 25 % a pri 70 % až 43 % atď. Medzi zložením betónovej zmesi a jej čerpatelnosťou je významná závislosť. Vplyv na čerpatelnosť betónovej zmesi majú tak petrografické vlastnosti a granulometria kameniva, ako aj druh cementu a veľkosť jeho dávky, ale takisto i vlastnosti plastifikátora. Dobrou indikáciou rovnomerného, homogénneho zamiešania urýchľovača do betónovej zmesi je čerpadlový tlak. Z týchto dôvodov preto integrovaná technika merania môže byť zdrojom potrebných údajov pre lepšie ovládanie procesu striekania a optimalizáciu návrhu zloženia betónovej zmesi pri skúškach pred začiatkom novej zákazky. Navyše hodnotné informácie možno získať na aktuálnej stavbe týkajúce sa kompatibility cementu a prísad, ako aj teplotných podmienok, teda údajov, ktoré predstavujú podmienky stavby, a nie sú odvodené z výsledkov laboratorných skúšok. Typický príklad meraných údajov je na obr. 5. Betónová zmes s kamenivom 0 - 8 mm bola pripravená v pomere 40 % štrku a 60 % piesku, alebo obrátene, a počas striekania bol registrovaný čerpací tlak, ktorý bol neskôr analyzovaný.

Pri mokrej technológii striekaného betónu čerpadlo nie je rovnaké ako pri bežnej potrubnej doprave betónu. Veľmi dôležitým faktorom je kontinuálny tok betónovej zmesi (bez pulzácie) s homogénnou distribúciou urýchľovača. Stupeň plnenia valcov čerpadla je premennou veličinou, závislou hlavne na konzistencii čerstvej zmesi, pričom konzistencia sa časom mení. Uvažovalo sa aj s pokusom na overenie možnosti využitia výsledkov merania hydraulického tlaku pri čerpaní na ovládanie frekvencie čerpadla a tým aj výstupnej výkonnosti a množstva pridávaného urýchľovača. Ovládanie frekvencie čerpadla bolo

The target of the monitoring system was originally set up to assure the accuracy of the admixture dosages, because an error of relative 10% (absolute 0.2 - 0.3%) will give an error of total consumption for the admixtures of 10% as well. Due to the high cycle monitoring a lot of data have to be collected and analysed by the computer. Additionally the obtained results indicated, that there is a direct relationship between the curves of the hydraulic pressure measurements and the consistency of the actual concrete during the spraying process. Another systematic research of sprayed concrete technology is done to fully automated process control, including the necessary profile measurements and integration of the collected data into the spraying process. With a newly developed robot the user may select three spraying modes for his application: manual, semi-automated and fully automated spraying. The fully automated spraying mode has to integrate the intelligence and experience of the nozzle man. The robot assumes full control of the total shotcrete application. Therefore the development activities are limited to smooth surfaces and TBM projects [2]. Of course this system would be in direct competition to the recently developed ring manipulators for the spraying process on the back up of the "Hard-rock TBM", where an automated spraying process can be achieved without any profile measurements and computer control.

## NEW DEVELOPMENTS

### Measuring Technology in Sprayed Concrete

Measuring technology is a helpful tool in the improvement of individual components of the sprayed concrete process. What is measuring technology? Today with the advance of computer technology we have the possibility to measure, store and analyse all kind of data in a high rating cycle up to 100 measurements/sec. Typical quantities are forces, pressures, distances, flow rates, temperatures. The obtained results can be used to understand mechanisms in the spraying or pumping process on one side, and as well to control several processes during operation. Examples are given in the following paragraphs: Measuring technology helps to optimise hose diameters regarding pumpability. If the diameters of the pumping hoses are increased, obviously pumping pressures are reduced, resulting in lower wear, but as well the weight of the concrete pump hoses is increased, affecting the design of the spraying boom. The weight difference for a 18 m hose filled with concrete can easily be calculated for Standard hoses: D 65 mm (137 kg), D 80 mm (208 kg), D 100 mm (325 kg). Typical results are shown in figures 6 and 7. The pumping difference between D80 and D100 is minimal, so that the D100 hoses are only required for a concrete with very difficult pumpability characteristics.

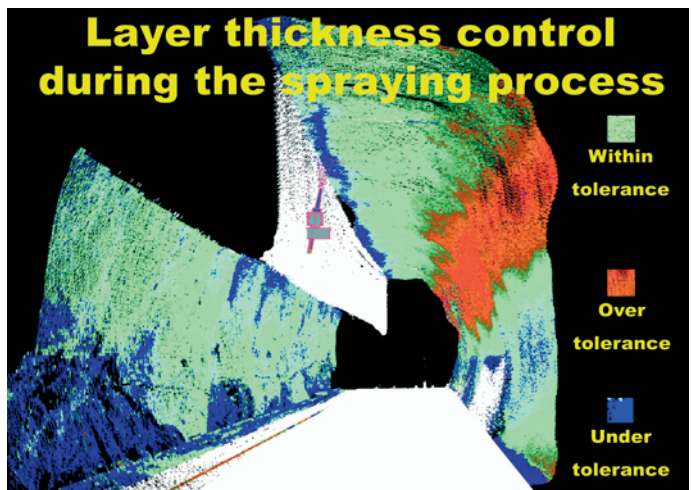
The Mix Design is the basic tool for a good quality of sprayed concrete, including pumpability with a maximum filling degree to achieve a continuous and homogeneous spraying. Additionally an accurate dosage of the accelerator depends as well on the filling degree. The following dosage errors or increased accelerator consumption can result if there is no proper filling degree control: Dosage error for filling degree 100% (0% error), 90% (11% error), 80% (25% error), 70% (43% error), etc.. There is a significant relationship between the Mix Design and the resulting pumpability, mainly due to the petrography, grading, cement type and cement content and as well from the properties of the superplasticiser. The pumping pressure is as well a good indication for the homogeneous distribution of the accelerator into the concrete. Therefore integrated measuring technology can produce a helpful data base for a better understanding of the complexity of the spraying process, and as well to optimise the Mix Design during a trial phase for a new project. Additionally valuable information can be obtained from actual sites, regarding compatibility of the cement/admixture/temperature-system, results which represent the site conditions and which are not based on laboratory test results. A typical measuring sequence can be seen in figures 8 and 9. A concrete mix 0/8 mm is prepared with either 40% sand 0/4 and 60% fine aggregates or vice versa, and during the spraying process the hydraulic pumping pressure was registered and analysed afterwards.

A wet process spraying pump is not just a concrete pump. It is very important to obtain a continuous stream of sprayed concrete (pulsation free) with



Obr. 7 Rotujúci manipulátor striekacej dýzy (prstencové nanášanie striekaného betónu)

Fig. 7 Ring nozzle system for the backup of the hard rock TBM



Obr. 8 Kontrola hrúbky nástreku betónu

Fig. 8 Shotcrete layer thickness control

nastavované doteraz manuálnym zásahom obsluhy. Početné skúšky ukázali, že meranie je treba rozšíriť o meranie polohy piesta vo valci čerpadla betónu, ktoré sú pre pochopenie výsledných kriviek čerpatelnosti nevyhnutne potrebné. Výsledky meraných veličín môžu byť využité na optimalizáciu konštrukcie striekacej dýzy. Moderná konštrukcia striekacej dýzy musí zabezpečiť perfektné zhutnenie s minimálnym odrazom a nízkou spotrebou stlačeného vzduchu.

### STRIKANÝ BETÓN PRI RAZENÍ TBM

V nedávnej minulosti sa dosiahol iný dôležitý pokrok vo vývoji striekacieho zariadenia pre razienu technikou TBM v skalných horninách. Vysoký raziaci výkon moderných tunelovacích strojov priniesol nielen skrátenie doby výstavby a priaznivé ekonomické výsledky, ale si vyžiadali aj vyriešenie plnej mechanizácie striekaného betónu. Na stavbách transalpských tunelov (Alp Transit Project) sa do betónu používa drvené kamenivo, pričom vzdialenosť čerpania betónu potrubím dosahuje viac ako 100 m. Časový interval na čerpanie viac ako 6 hodín vyžaduje špeciálnu pozornosť technológii betónovania.

Stavebné konzorcium Tunnel Alp Transit Ticino (TAT) objednalo pre zákazku Bodio/Faido na Gotthardskom údolnom (bázovom) tuneli dva tunelovacie stroje do skalných hornín od firmy Herrenknecht. Vývoj týchto tunelovacích strojov sa uskutočnil v tesnej spolupráci s konzorciom TAT. Výstroj tunela vrátane svorníkov, ocelevej siete a striekaného betónu sa robí bezprostredne za vrtacou hlavou TBM (na mieste označovanom ako zóna L1), ale aj s väčším odstupom v časti závesu TBM (v zóne L2). Konštrukcia vrtacej hlavy ako aj zariadenie na vystrojovanie - zakladanie svorníkov a striekací robot boli konštruované na základe najnovších poznatkov, skúsenosti a know-how v technológii razienu v skalných horninách. V Gotthardskom údolnom tuneli bude striekaný betón aplikovaný prvýkrát tiež aj v zóne L1 bezprostredne za rozperným štítom a pätkami rozper. V bežných podmienkach striekaný betón nie je požadovaný v pracovnej zóne L1, preto bol doteraz aplikovaný ručne s použitím mokrého ale aj suchého procesu. Rotujúci manipulátor striekacej dýzy (na prstencové striekanie) je na obr. 7. Vďaka kruhovému profilu a možnosti striekania vždy kolmo na líce horninového plášťa, odraz sa významne zmenší. Ďalšie zdokonalenie rotujúceho manipulátora spočíva v tom, že umožňuje dodatočné nastavenie vzdialenosti striekacej dýzy. Na konštrukcii TBM pre Vereina tunel toto zlepšenie ešte nebolo aplikované.

### POHLAD DO BUDÚCNOSTI: IDEY – VÍZIE

Kam smeruje budúci vývoj technológii striekaného betónu [4]?

Za rozumné sa považuje automatizovať: vzdialenosť a uhol striekacej dýzy, lepšie ovládanie dávkovania urýchľovača, vizuálne zameriavacie pomôcky pre operátora o hrúbke nástreku a informácia o množstvách. Nie všetky parametre sa však dajú zisťovať umelou inteligenciou a tie budú ďalej riadené operátorom. K takým patrí: skúsenosť, pozorovanie čerstvo naneseného striekaného betónu, schopnosť ovládať proces v nových situáciách a postupnosť striekacieho procesu. Dôsledkom toho nové strojné zariadenie na striekaný betón nenahradia operátora, ale budú mu asistovať v tých funkciách, kde to stroj dokáže lepšie. Laserová technika je vo vývoji, hlavne scanovacia rýchlosť sa môže zvýšiť až do 500 000 bodov/sec. s presnosťou vzdialenosti do 15 mm v rozsahu vzdialenosti od 1 do 25 (50) m. Laserový scanner môže byť inštalovaný na trvalo na vhodnom mieste súpravy na striekaný betón, z ktorého bude scanovanie snímané a analyzované.

Ale ako môže byť informácia prenášaná ku obsluhu dýzy? Moderná mikroelektronika vie riešiť tento problém s použitím displayov na vizualizovanie farebne kódovanej mapy líčnej plochy tunela. Tie môžu byť jednoducho upevnené na prilbe operátora a poskytnúť tak virtuálnu informáciu o vedení striekacej dýzy. Pri preložení scanovanej povrchu horninového plášťa na seba, a po nanesení striekaného betónu, nastriekaná hrúbka môže byť vypočítaná a zobrazená na displeji ako farebne kódovaná informácia odoslaná na mikrodysplej operátora. Obsluha dýzy tak bude vždy schopná mať určenú hrúbku pod kontrolou s rozoznaním miest mimo prípustnej tolerancie (obr. 8).

Predstavy alebo vízie ako bude pokračovať vývoj technológii striekaného betónu? Prvá odpoveď by mala znieť: Nepovažovať striekaný betón za nezávislý prvok, ale za integrálnu súčasť procesu razienu tunelov. Za takéhoto predpokladu by sme stratili veľkú časť entuziazmu pre ďalší vývoj, lebo reálne podmienky nedovolia príliš futuristické vízie. Tunel Uetliberg, ktorý je súčasťou diaľničného okruhu v Zürichu je vynikajúcim príkladom modernej tunelovej stavby (razienu členebnou čelbou, razienu pilotovej štólne a jej následné rozšírenie technikou TBM), na ktorej sa spotrebovalo celkom 200 000 m<sup>3</sup> striekaného betónu, aplikovaného nielen mokrym procesom s použitím bezalkalického urýchľovača, ale v úsekoch s nesúdržnými horninami aj suchým procesom. Nikto by nebol pomyslel na striekáciu súpravy vybavenú laserom na prácu v tak obmedzených priestoroch, najmä keď bočné steny so striekaným betónom sa neskoršie, s postupom prác, odstraňovali.

#### Referencie

1. Hentschel, H. "The Vereina Tunnel: both Drives on the finishing Straight - Full Speed ahead". Tunnel 4, 1996.
2. Girmscheid G., Moser S. "Fully Automated Shotcrete Robot for Rock Support". Computer - Aided Civil and Infrastructure Engineering 16, 200-215, 2001.
3. www.alptransit.ch or www.blsaltransit.ch
4. Müller H. P., Amberg Messtechnik AG, nepublikovaná správa
5. www.arge-uetli.ch

a homogeneous distribution of the accelerator. The filling degree of the pumping cylinders is a variable parameter, depending mainly on the consistency of the fresh concrete, whereas the consistency is a function of time (Slump retention). It was considered to verify, whether it will be possible to use hydraulic pumping pressure measurements to control the pumping cycles and therefore the output capacity and the dosage rate of the accelerator. The control of the pumping cycles has so far been adjusted by a manual compensation process. Numerous tests have shown, that additionally cylinder positioning measurements are necessary to understand the resulting pumping curves.

Measuring technology can be used to optimise the design of the nozzle. The target for a modern nozzle is a perfect compaction with a minimum amount of rebound and air consumption.

### SPRAYED CONCRETE ON THE TBM

Another important recent development is the construction of the spraying device on the hard rock TBM machines. The high excavation rate, using a modern hard rock TBM does not only shorten the construction time under most economic conditions, but also implies a fully mechanised application of the sprayed concrete. In the Alp Transit projects [3] all concrete is produced from crushed aggregates produced from the excavation material of the tunnel. Crushed aggregates and pumping distances of > 100 m with an open time for pumpability of > 6 hours require special attention to concrete technology.

The construction consortium Tunnel Alp Transit Ticino (TAT), an international consortium has ordered for the contracts Bodio/Faido of the Gotthard base tunnel two hard rock TBMs from Herrenknecht. The development of those machines occurred in close co-operation with TAT.

Rock support including anchoring, wire mesh installations and sprayed concrete has to be installed as well in the L1 and L2 work area. The cutterhead design as well as the rock support equipment such as anchor drilling and sprayed concrete robots are all based on the latest experience and know-how in hard rock technology. In the Gotthard base tunnel project sprayed concrete will automatically be applied for the first time also in the L1 work area, immediately between the tensioning shield and the gripper plates. Normally sprayed concrete is not regularly required in the L1 area, so it has been applied so far by hand, using the wet or even the dry process method.

The ring manipulator with the spraying nozzle can be seen from Figure 8. Due to the circular profile and the possibility to spray always perpendicular to the rock surface, rebound can drastically be reduced. Additionally the newly developed ring nozzle system allows additionally the adjustment of the nozzle distance to the rock support. This adjustment is a further improvement, e.g. compared to the construction of the backup of the TBM for the Vereina tunnel.

### VIEW INTO THE FUTURE: IDEAS – FANTASY

Where is the future development of sprayed concrete technology heading [4]? The following parameters are reasonable to be automated: nozzle heading distance and nozzle angle, better dosage control of the accelerator consumption, visual targeting aid for operator about thickness indication and quantity information. The following parameters are not replaceable by software intelligence, thus must be guided by the operator: experience, observation of the freshly applied sprayed concrete, intelligence and sequence of spraying process. Consequently the new spraying machines will never replace the operator, but assist the operator in those functions, where the machine can do it better.

Laser technology is in progress, mainly the scanning speed could be increased up to 500'000 points/sec with a distance accuracy of 15 mm in a distance range of 1-25 (50) m. The laser scanner can be permanently installed at a suitable place directly on the spraying rig, from where scans are taken and analysed.

But how can the information be transferred to the nozzle man? Modern microelectronics has an answer to this problem, by using micro displays to visualise the colour coded tunnel surface map. They can easily be attached to the helmet of the operator, providing virtual nozzle guidance information.

By superimposing the scanned surface before and after spraying, the applied thickness can be computed and displayed as a colour coded information to the micro display of the operator. The nozzle man will always be able to have the specified thickness under control, recognising areas out of tolerance.

Ideas or Fantasy, how can we proceed in sprayed concrete technology? The first answer would be, not to regard sprayed concrete as an independent component, but integrate it into the whole tunnel excavation process. With this assumption we already have lost most of our enthusiasm for future developments, because real conditions do not allow too futuristic ideas. Therefore the Uetliberg tunnel for the West bypass of the Highway around Zurich [5] is an excellent example of modern tunnelling construction (multiple drift excavation technique, bored pilot gallery, TBM widening machine) with a total amount of 200'000 m<sup>3</sup> of sprayed concrete. Sprayed concrete was not only applied by the wet process method with alkali-free accelerators, but even dry process was required for sealing loose ground. Nobody would think to have a laser equipped spraying rig to work under these restricted areas, mainly when the sprayed side walls have to be removed again in a later stage.

#### References

1. Hentschel, H. "The Vereina Tunnel: both Drives on the finishing Straight- full Speed ahead". Tunnel 4, 1996.
2. Girmscheid G., Moser S. "Fully Automated Shotcrete Robot for Rock Support". Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 16, 200-215, 2001.
3. www.alptransit.ch or www.blsaltransit.ch
4. Müller H. P., Amberg Messtechnik AG, unpublished information
5. www.arge-uetli.ch



## REKONSTRUKCE TĚŠNOVSKÉHO AUTOMOBILOVÉHO TUNELU V ROCE 2002

### THE TĚŠNOV ROAD TUNNEL RECONSTRUCTION IN 2002

ING. JIŘÍ ŠTEFAN, ELTODO DOPRAVNÍ SYSTÉMY, s. r. o.

Asi se nenajde nikdo, kdo by neviděl buď na vlastní oči, nebo v televizním zpravodajství záběry ze srpnových povodní. Mnozí občané se v následujících dnech zúčastnili záchranných akcí nebo se později podíleli na obnově poškozených lokalit. Firma, ve které pracuji, se před několika lety podílela na generální rekonstrukci Těšnovského automobilového tunelu a hned, jakmile to postupně opadávající hladina vody dovolila, začala s opravami poškozené technologie. Měl jsem štěstí, že jsem se účastnil obou těchto akcí, takže mohu porovnat, co mohlo být vyprojektováno lépe, jaké vybavení a postup je vhodné volit pro rekonstrukční práce a nakonec čemu se při nejlepší vůli nedá zabránit.

Těšnovský automobilový tunel leží při samém pravém břehu Vltavy a tvoří podjezd pod pražskou Severojižní magistrálou těsně před tím, než ve směru od Národního muzea vjedeme na Hlávkův most. Komunikace tunelu spojuje křižovatku u hotelu Hilton, prochází pod magistrálou a ústí poblíže Ministerstva dopravy a spojů České republiky na nábřeží Ludvíka Svobody. Kvůli dostatečnému průjezdnému profilu je vzhledem k okolí vozovka tunelu mírně snížena, takže tvoří poměrně dlouhou vanu. Aby se tato vana během dešťů nezaplnila vodou, o to se stará kanalizační systém tunelu napojený na čerpací stanici Pražských kanalizací, která je umístěna na jižním konci tunelu (na obr. 1 jsou vidět její vchodové dveře umístěné po pravé straně portálu). Možnost, že by tunel byl zaplaven Vltavou, se v době provádění generální rekonstrukce zdála tak absurdní, že s ní v projektech nikde nebylo počítáno a co si pamatuji, snad nikdo o tom až do onoho srpna neřekl ani vtip. Musím ale podotknout, že směrnice dispečerů Těšnovského tunelu nařizovaly při dosažení třetího stupně povodňové

*It would probably be difficult to find a person who did not see the August floods with his or her own eyes or on television. Many people participated in rescue operations in the following days or subsequently took part in the renovation of damaged locations. The company I work with was engaged in the general reconstruction of the Těšnov road tunnel several years previously. Immediately when the dropping water level allowed it, the company started repairs of damaged equipment. I was lucky to have participated in both actions. Therefore I can judge what could have been designed better, which equipment and procedures are suitable for the reconstruction work, and eventually what cannot be prevented with all the will in the world.*

*The Těšnov road tunnel runs in a close vicinity to the right bank of the Vltava River. It provides a passage under the Prague North-Southern backbone road just before the entry to the Hlávkův Bridge when driving from the National Museum. The road passing through the tunnel begins at the intersection in front of the hotel Hilton, crosses the backbone road and emerges near the Ministry of Transport and Telecommunications of the Czech Republic at the Ludvík Svoboda Embankment. With the aim of providing a sufficient clearance profile, the roadway is at a slightly lower elevation to the neighbourhood, thus it creates a relatively long tank. Flooding of this tank due to rainfall is prevented by an old tunnel drainage system. This system is connected to a pumping station operated by Pražské Kanalizace (Prague Waste Water, PWW) located at the southern end of the tunnel (the entrance door to the station is shown in the Fig. 1 - on the right side of the portal). Any possibility of the tunnel flooding by the Vltava River seemed so absurd at the time of the general reconstruction that no part of the design allowed for it. As I remember, nobody had mentioned it even as a joke before the August events. I must point out however that the tunnel operation*



Obr. 1 Vjezd do Těšnovského tunelu z nábřeží Ludvíka Svobody

Fig. 1 The entrance to the Těšnov tunnel from the Ludvík Svoboda Embankment



aktivity uzavření tunelu.

Zúčastnil jsem se 12. srpna kontrolního dne na obnově Letenského tunelu a při pohledu z Letenské pláně na mohutnou Vltavu nás začaly napadat nejistoty. Předpověď průtoku Vltavy Prahou, kterou jsme stále s napětím sledovali, sice tehdy byla ještě poměrně optimistická, ale události vzaly rychlý spád a již za 24 hodin, v úterý 13. srpna byl tunel zaplaven a vodní hladina se zastavila asi půl metru pod stropem tunelu. Postup vody byl tak rychlý, že se podařilo stihnout pouze vypnout napájení veškeré technologie a dveře narychlo utěsnit montážní pěnou. Obr. 2 – snímek zatopeného Těšnovského automobilového tunelu – byl pořízen ve středu 14. srpna 2002, a to prakticky ze stejného místa jako předcházející obr. 1. Jak je na něm vidět, byla zaplavena téměř celá technologie tunelu.

Voda začala ve čtvrtek 15. srpna znatelně opadávat a v pátek ve 20.00 hod. již bylo možno zahájit přípravy k čerpání vody z tunelu, protože hladina řeky Vltavy již nebyla spojená s hladinou v tunelu. Jako nejvhodnější místo k postavení čerpadel byl vybrán prostor na konci parkoviště před budovou Ministerstva dopravy a spojů, nad čerpací stanicí PKVT, kde je také nejnižší místo celé oblasti a kam se voda stahuje přirozenou cestou. V celé oblasti byl vypnut elektrický proud, ale čerpací souprava byla vybavena vlastním agregátem o výkonu 110 kW, který stačil pohánět až čtyři 10 kW ponorná čerpadla o výkonu 25 litrů za sec. Jejich umístění je patrné z následujícího obr. 3.

Čerpání pokračovalo poměrně rychle a v sobotu 17. srpna dopoledne bylo již možno vstoupit do horních pater místnosti velínu a do rozvodny NN. Při takové síle vody se zapěnění dveří ukázalo jako neúčinné a pokud někde odolávalo, voda svým tlakem vyrazila jejich výplň. O den později, v neděli, bylo již možno vstoupit do sklepních prostor.

Všechny prostory velínu i tunelové tubusy byly opakovaně vymývány tlakovou vodou včetně technologie. Ze spodních pater velínu byla potom voda odčerpávána do prostoru tunelu, ovšem velké nánosy bahna a množství ryb bylo nutno vynášet ručně. Na úklid bahna z tunelu se ukázaly jako velmi vhodné čelní nakladače, které shrabovaly a nakládaly bahno z volných ploch. Čerpací stanice PKVT byla zatopená bahnem do velké výšky, a proto muselo čerpání vody pomocí ponorných (asi 500 kg těžkých) čerpadel pokračovat. Pomohla i Česká armáda svoji mobilní technikou.

Pro opravy byl velmi důležitý vlastní zdroj elektrické energie. Použili jsme postupně několik agregátů o výkonech 35 až 80 kW, které nám zajistily nejnutenější osvětlení tunelu, osvětlení velínu a energii pro činnost vysoušecí technologie. Tyto agregáty umístěné v kontejnerech pracovaly při minimální údržbě po celou dobu bez závad. Dále se ukázal opravdu účinným nástrojem elektrický vysoušeč, v činnosti je zachycen na obr. 4.

Elektrická zařízení byla vymyta tlakovou vodou a poté byl aplikován přípravek

guidelines required control personnel to close the tunnel in the instance of the third degree of the flood control activities.

I was present at a site meeting held on 12 August regarding the refurbishment of the Letná tunnel. When we saw the mighty flow of the Vltava River, watching it from the Letná Plain, we were filled with doubt. We anxiously followed the forecast of the Vltava flow through Prague. The forecast was still relatively optimistic at that time, but events moved quickly and after 24 hours (on Tuesday the 13th August) the tunnel was flooded and the water surface levelled at about half a meter under the tunnel ceiling. The progress of the water rising was so fast that the operator managed only to disconnect the power supply of all equipment, and to seal doors with assembly foam. The picture shown in Fig. 2 - the flooded Těšnov road tunnel - was taken on Wednesday the 14th August 2002, practically from the same spot as the previous picture shown in Fig. 1. It can be seen that nearly all tunnel equipment was flooded.

The water level started subsiding visibly on Thursday the 15th August, and by Friday 8 p.m. it was already possible to start the preparation of pumping water from the tunnel as the water surface in the Vltava River was no more connected with the water surface inside the tunnel. The end of a car parking in front of the Ministry of transport (above the PWW's pumping station) was chosen as the most suitable location for the installation of pumps. This location is the lowest place of the whole area and water collects here naturally. The power was disconnected within the whole area, but the pump was equipped with its own generator with an output of 110 kW sufficient to power up to four 10 kW submersible pumps each with an output of 25 litres per second. The position of the pumps is shown in Fig. 3.

The dewatering continued relatively fast. On Saturday the 17th August before noon it was already possible to enter the upper floors of the control room and the LV substation. The assembly-foam door sealing proved ineffective in resisting such a high water pressure. On the other hand, where the sealing resisted, the water pressure broke the door open. One day later, on Sunday, it was possible to enter the basement.

All rooms of the control centre and tunnel tubes were repeatedly washed out with pressurised water, including the equipment. Water was pumped from the lower floors of the control centre to the tunnel. But thick layers of sediments and a multitude of fish had to be carried out by hand. Front-end loaders proved the most suitable for the removal of mud from the tunnel. They scraped the mud from free areas and loaded it to dump trucks. The PWW's pumping station was flooded with mud high, therefore water pumping by submersible pumps each weighing about 500 kg had to continue. The Czech army also helped with its mobile equipment.

The independent power source was extremely important for the repairs. We used several sets of generators in succession with outputs of 35 to 80 kW which supplied the necessary lighting in the tunnel and control centre and provided power for drying equipment. The generators were installed in containers. They worked for the entire time with minimal maintenance without defects. The electric dryer also proved to be a very efficient tool. Its operation is shown in Fig. 4.



Obr. 2 Zaplavený Těšnovský tunel (autorka snímku Ing. Věra Šottová)

Fig. 2 The flooded Těšnov tunnel (author of the picture Ing. Věra Šottová)



TT2000 (výrobek firmy CT Austria), který se osvědčil při obnovách elektrických zařízení po velké vodě na Moravě před několika lety.

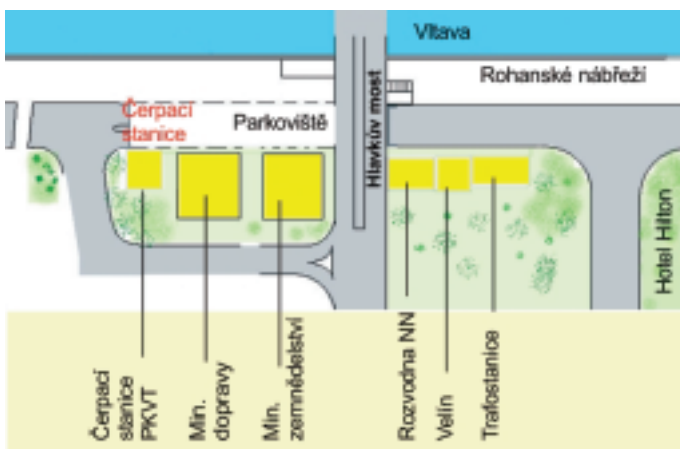
Snímek odkrytého jističe na obr. 5 se váže k otázce, která vznikla při čištění zatopené technologie. Někteří pracovníci tehdy zastávali názor, že i jističe stačí několikrát důkladně propláchnout tlakovou vodou, závěrečné prostříkání provést konzervačním prostředkem a jistič bude bezvadně fungovat. Poté, co jsme jeden takto ošetřený jistič rozebrali, tak se všichni přítomní přiklonili k názoru, že pro zachování správné funkce tohoto prvku je nutno všechny tyto zaplavené prvky nahradit novými. Konstrukce jističe je poměrně složitá a dostatečně vyčištění mechanismu není možno realizovat bez rozebrání zařízení. Rovněž byly vyměněny všechny stykače a elektromechanická relé i s patičkami.

Dalším jevem, se kterým jsme se setkali, byla elektrochemická koroze. Jak jsem již uvedl, před zaplavením tunelu byla veškerá technologie vypnuta od napájení. V některých přístrojích však zůstaly baterie zálohující napájení speciálních okruhů (hodiny reálného času, polovodičové paměti apod.). Na obrázku 6 je detail základní desky zařízení pro detekci zastavených vozidel (Autoscope), které je použito v Těšnovském tunelu.

Červený kruh vpravo nahoře značí elektrochemickou korozi na svorkách pro připojení zálohované baterie, červená elipsa v dolní části snímku ukazuje na vývody od integrovaného obvodu přerušené vlivem právě této elektrochemické koroze. Ačkoliv je základní deska jinak ve vizuálně velmi dobrém stavu, nedá se použít a ani spolehlivě opravit.

Setkali jsme se i ze zařízením, které přetrvalo záplavy v nepoškozeném stavu. Bez výjimky se jednalo o zařízení umístěné v plastových krabicích typu APO (firma Wynckier), krytí IP65, jejichž víka byla po montáži pečlivě dotažena a rovněž průchodky byly namontovány správným postupem. Do takovýchto zařízení voda nepronikla ani po několikadenním pobytu pod hladinou v hloubce kolem 2 m. Také naprostá většina kabeláže po vysušení pracovala spolehlivě.

Bohužel vzhledem k poloze Těšnovského tunelu patrně nebude moci být realizováno takové opatření, aby při podobných přírodních podmínkách nedošlo k opětovnému zalití tunelu vodou. Jedině včasné informace spolu s dokonalejší předpovědí by umožnily získat čas nutný pro demontáž vybrané technologie.



Obr. 3 Náčrtek situace u Těšnovského tunelu  
Fig. 3 The Těšnov tunnel plan

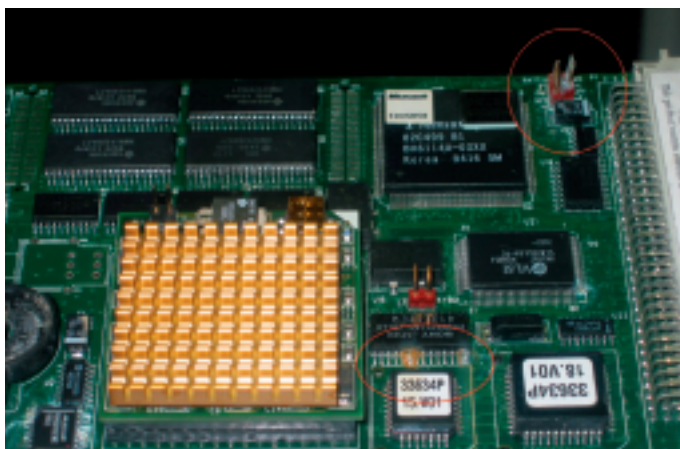
All items of the electrical equipment were washed with pressurised water and subsequently the TT2000 agent (product of CT Austria) was applied, which was successfully used in the renovation of electrical equipment after a flood in Moravia several years ago.

The picture of the open breaker shown in Fig. 5 is connected with the question that emerged in the process of cleaning the flooded equipment. Some people held the opinion that it was sufficient to wash the breakers thoroughly several times with pressurised water, eventually to spray them with a conservation compound, and the breaker would work perfectly. When we dismantled one of the breakers treated with the above-mentioned method, all the people present agreed that all the flooded elements had to be replaced with new ones if the proper functioning of the system was to be maintained. The structure of the breaker is relatively complex, and the mechanism cannot be cleaned sufficiently without dismantling the equipment. All contactors and electromechanical relays including the bases were also replaced.

Another phenomenon we encountered was electrochemical corrosion. As I have already mentioned, all equipment was disconnected from the power source before the tunnel flooding. Batteries serving as standby sources for special circuits (real-time clock, semiconductor memory etc.) were not, however, removed from some apparatuses. The mounting base of the equipment detecting standing vehicles (Autoscope), which is used in the Těšnov tunnel, is shown in Fig. 6. The red circle in the top right corner indicates the electrochemical corrosion on clips connecting standby batteries. The red ellipse at the bottom of the picture indicates terminals of the integrated circuit interrupted due to the electrochemical corrosion. Despite the fact that the mounting base is otherwise in visually very good condition, it can be neither used nor reliably repaired.

We also met equipment that survived the floods without sustaining any damage. Without exception, this was the equipment which was installed in APO-type plastic boxes (manufactured by Wynckier), IP65 degree of covering, whose covers were carefully tightened after the installation, and also the procedure of the bushings installation was correct. Water did not seep inside such equipment, even after several days of submersion under the water surface, at a depth of about 2 m. Most cables worked reliably after the drying, as well.

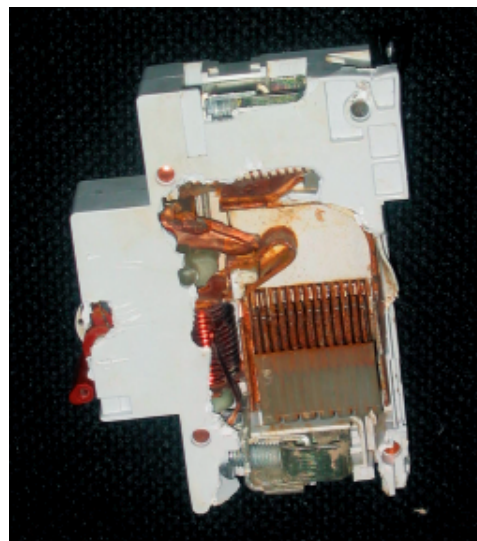
Unfortunately, because of the position of the Těšnov tunnel, it will be probably impossible to implement a measure preventing repeated flooding of the tunnel in similar weather conditions. Timely information only, together with an improved forecast, could provide the time required for the dismantling of selected equipment.



Obr. 6 Elektrochemická koroze na deskách elektroniky  
Fig. 6 Electrochemical corrosion on electronics boards



Obr. 4 Vysoušení prostor velínu po prvotní očiště  
Fig. 4 Drying the interior of the control centre after the initial clean-up



Obr. 5 Vnitřek zatopeného jističe  
Fig. 5 The interior of the flooded breaker

## NEJSTARŠÍ MOST V ČESKÉ REPUBLICE A VÍCE NEŽ PĚTISETLETÁ POVODEŇ NA ŘECE OTAVĚ

### THE OLDEST BRIDGE OF THE CZECH REPUBLIC AND THE OVER-500-YEAR RECURRENCE FLOOD OF THE OTAVA RIVER

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., ČVUT FAKULTA STAVEBNÍ  
ING. MILAN KREJCAR

#### ÚVOD

První písemná zmínka o městě Písku pochází z listiny vydané králem Václavem I. v roce 1243. V následujícím poměrně krátkém časovém úseku padesátých a šedesátých let 13. století vznikl v Písku velký soubor staveb - královský hrad, městský a dominikánský kostel, opevnění a jako jedna z prvních staveb s velkou pravděpodobností i Kamenný most přes Otavu. Soubor píseckých staveb, jejichž vznik byl bezpochyby podmíněn přízní, které se město těšilo u Václavova následníka Přemysla Otakara II., vyniká pozoruhodnou slohovou jednotností. V Písku byla v té době zřejmě soustředěna i velká stavební huť. Budování velkých kamenných mostů bylo ve středověku pro svou technickou obtížnost a mimořádnou nákladnost velmi vzácné. V případě píseckého mostu, nazývaného Jelení a později Kamenný, mohlo být základním předpokladem stavby bohatství města, založené na těžbě zlata v jeho okolí. Nicméně bez podílu královského patrona města si nelze vznik a výstavbu tohoto díla představit. Stavba samotná nenese výraznější rysy, které by umožnily její přesnější datování. Některé kamenické značky, užití na kvádrech mostu, se objevují i na Zvíkově a na píseckém farním kostele. I určitá masivita a jistá těžkopádnost výrazu připomíná ráz stavební huti činné za Přemysla Otakara II. v Písku a na Zvíkově. Vzhledem k velkému významu města a jeho soustředěné výstavbě za vlády obou Přemyslovců lze předpokládat, že most vznikl někdy kolem poloviny 13. století (první písemná zmínka o již hotovém mostu pochází z konce roku 1351). Je nejstarším plně dochovaným mostem v českých zemích a patří také k nejvýznamnějším užitkovým stavbám středověku.

#### OPRAVA V LETECH 1996 – 1998

##### Průzkumné práce

Ve 20. století proběhly tři velké opravy Kamenného mostu v Písku. První podstatná oprava byla uskutečněna v letech 1941 až 1943 v reakci na značné poškození mostu způsobené povodní s těžkým ledochodem v roce 1940. Při této opravě bylo důsledně realizováno úplné založení všech pilířů do kvalitního granitoidního skalního podloží. Druhá oprava proběhla v roce 1953 a jejím cílem bylo především zesílení nosné mostní konstrukce železobetonovými deskami tloušťky 50 cm, prostě uloženými na prazích úhelníkového tvaru, které byly vybetonovány na stávajících pilířích (po mostě v té době vedla velmi frekventovaná státní silnice I. třídy). Zhruba „stoletá“ povodeň, která následovala bezprostředně v roce 1954, nezanechala na mostě podstatné škody.

Poslední významné opravě Kamenného mostu v letech 1996 až 1998 o pár let předešla extrémní povodeň v srpnu 2002 a jak se později ukázalo, bylo to „šťastné“ rozhodnutí.

Před touto poslední (v současné době již předposlední) opravou byl proveden podrobný stavebně-technický a geotechnický průzkum (podklady [1] a [2]). Byl zaměřen zejména na zjištění stavu mostní konstrukce, zmapování řečiště Otavy pod mostem, stavu opevnění dna v mostním profilu a kvalitu založení mostních pilířů.



Foto 1 Povodeň s ledochodem v roce 1940  
Photo 1 The flood with ice drift in 1940

#### INTRODUCTION

The first written mention of the town of Písek stretches back to a Charter issued by King Wenceslaus I in 1243. A large set of buildings and structures originated within the following relatively short period of the 1350s to 1360s in Písek, namely a royal castle, municipal church and Dominican church, fortification, and, as one of the first structures, in all probability, the Stone Bridge over the Otava River. The set of the Písek buildings and structures, whose origin was undoubtedly a result of king Přemysl Otakar II, Wenceslaus' successor's favour the town enjoyed, distinguishes itself by unusual style compactness. Evidently, a significant building centre existed in Písek at that time.

Building large stone bridges was very rare in the Middle Ages due to its technical difficulty and extraordinary expense. Regarding the bridge in Písek, called the Jelení (Deer) Bridge and later the Stone Bridge, the precondition for the construction could have been the town's wealth springing from the production of gold in its neighbourhood. Nevertheless, one cannot imagine the construction of the bridge without the royal patron's participation. The construction proper features no pronounced marks allowing its more precise dating. Some mason's stamps found on the bridge blocks were also found in the municipality of Zvíkov and at the parish church in Písek. Also a certain massiveness and dullness of the architectural expression is reminiscent of the style of the building centre active in the time of Přemysl Otakar II's reign in Písek and at the Zvíkov castle. With respect to the great significance of the town and its intensive development under the reign of the two kings of the House of Přemysl we can assume that the bridge was built about the middle of the 13th century (the first written mention of the completed bridge dates from the end of 1351). It is the oldest fully preserved bridge in Czech provinces, and it is also one of the most important utility structures of the Middle Ages.

#### REPAIRS IN THE YEARS 1996 - 1998

##### Investigation works

Three major repairs to the Stone Bridge in Písek were accomplished in the 20<sup>th</sup> century. The first substantial repair was carried out in the years 1941 to 1943 as a reaction to a serious damage caused to the bridge by a flood with heavy ice drift in 1940. As a part of this repair, the foundation of all piers was consistently completely embedded into quality granitoid bedrock. The primary objective of the second repair, which took place in 1953, was to strengthen the bridge superstructure by 50 cm thick reinforced concrete slabs freely supported by L-shaped concrete bearing block cast on the existing piers (an extremely busy primary state road led on the bridge at that time). The roughly 100-year flood that followed immediately in 1954 caused no serious damage to the bridge.

The last major repair of the Stone Bridge in 1996 – 1998 had been completed several years before the extreme flood in August 2002. As proved later, it was a really "lucky" decision to carry out the repair.



Foto 2 Nápor vody na kamenný most v roce 1954  
Photo 2 Water attacking the Stone Bridge in 1954



Průzkumnými pracemi, které proběhly ve dvou etapách v letech 1994-1996, bylo zjištěno, že stav mostní konstrukce po stavební stránce není plně uspokojivý, nikoliv však kritický. Zdivo pilířů a kleneb bylo relativně v dobrém stavu, s lokálními poruchami. Stav výplně pilířů mostu (obr.1) byl zejména ve spodních partiích velmi špatný, s vymytým pojivem a místními kavernami. Opevnění dna kamennou dlažbou vykazovalo lokální poruchy, pilíře mostu pod úrovní běžné vodní hladiny nebyly ve větším rozsahu porušeny, základová spára pilířů nevykazovala žádné známky eroze vodním proudem.

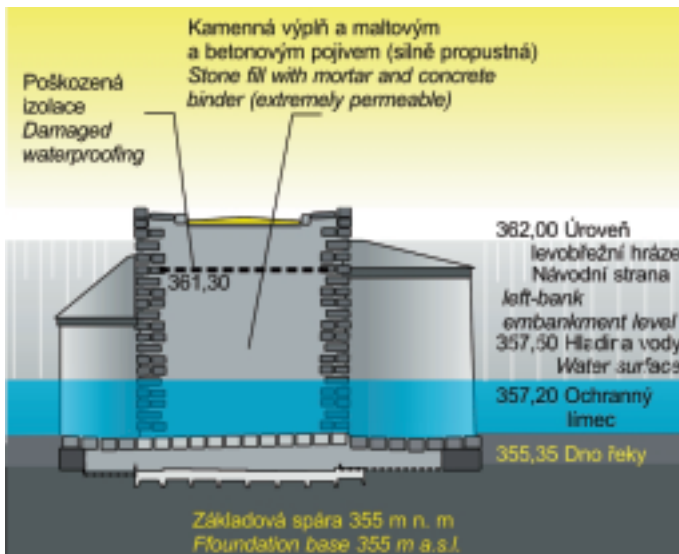
K podstatným zjištěním průzkumných prací druhé etapy patřila podrobná rozvaha o průtočné kapacitě mostního profilu, jejíž prokázána nedostatečnost při velkých povodních se jevila z hlediska stability mostu jako vážné nebezpečí. Následně navržené a realizované přikotvení pilířů Kamenného mostu do kvalitního horninového masivu, nacházejícího se pode dnem Otavy, vycházelo ze staticky doloženého požadavku na zvýšení bezpečnosti pilířů proti usmyknutí v základové spáře při extrémním povodňovém průtoku větším než  $Q_{100}$ .

#### Projektové práce

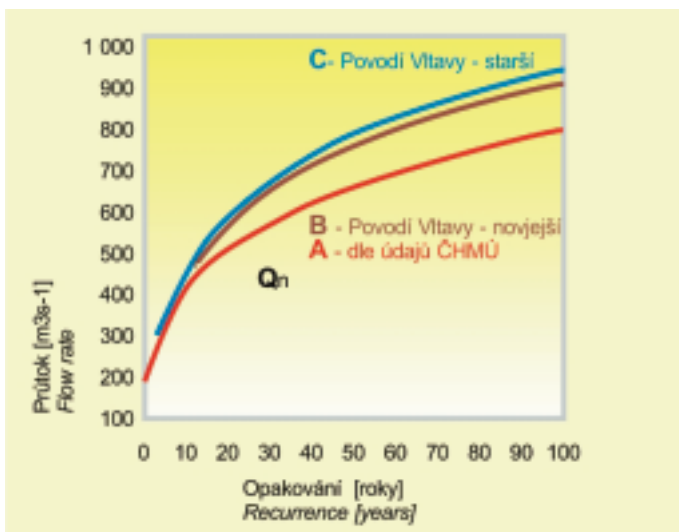
Kromě průzkumných údajů byly cennými podklady pro projektové práce (podklad [4]) dokumentace dřívějších oprav mostu z archivu města Písku a soukromá fotodokumentace z „válečné“ opravy kamenného mostu v letech 1941 až 1943. Projekt zohlednil všechny požadavky státní památkové péče, zejména pak požadavek minimálního zásahu do původní konstrukce mostu, a to včetně neodstranění železobetonové desky a prahů z roku 1953, i když jejich přínos z hlediska statické funkce mostu byl v té době již přinejmenším sporný.

Byly navrženy tyto zásadní postupy generální opravy mostu:

- zvýšení stability mostu proti účinkům extrémních povodní při nedostatečném průtočném profilu mostu
- oprava opevnění dna Otavy v mostním profilu a blízkém okolí, oprava pilířových manžet
- oprava pilířového zdiva, injektáž pilířové výplně, injektáž základové spáry pilířů
- zajištění trhlin v klenbách, výplňová injektáž zdiva kleneb, oprava kamenických skob
- plošná oprava poprsního zdiva včetně kamenných chrličů (přespárování, hydrofobizace)



Obr. 1 Schematický stav výplně pilířů zjištěný průzkumem  
Fig. 1 Schematic condition of the fill of the piers determined by the investigation



Obr. 3 Čára opakování n – letých vod na Otavě v Písku  
Fig. 3 Flood discharge n-year recurrence curve for the Otava in Písek

A detailed structural technical and geotechnical investigation (see References [1] and [2]) was carried out before this last (currently already last but one) repair. It was focused primarily on the determination of the bridge structure condition, mapping of the Otava riverbed under the bridge, the condition of the riverbed plate within the bridge profile, and quality of the foundation of the bridge piers. An investigation, which took place in two phases within 1994 – 1996, discovered that, in structural terms, the condition of the bridge structure was not fully satisfactory, but it was not critical. The masonry forming the piers and vaults was in a relatively good condition, with local defects only. The condition of the fill inside the bridge piers was, mainly in the lower parts, very bad (washed out binder and local caverns). The stone block paving of the riverbed plate exhibited local defects, the parts of the bridge found below the normal water level were not damaged in a more serious extent, the foundation base of the piers showed no signs of erosion by the flow of water.

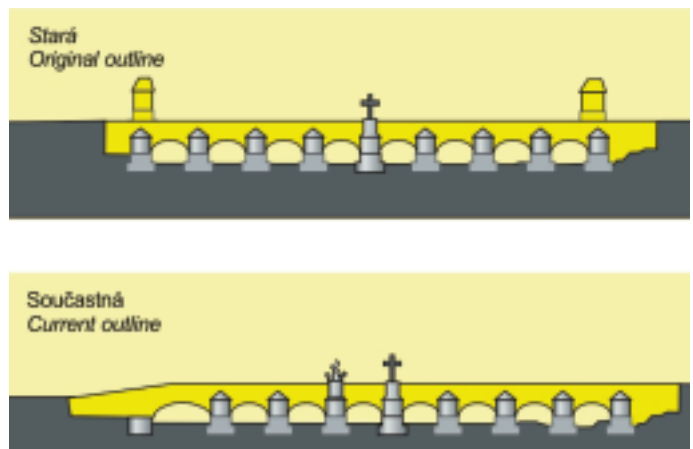
The detailed analysis of the through-flow capacity of the bridge profile was one of the results of the second phase of the investigation. It proved insufficiency of the through-flow capacity during major floods. This was considered to be a serious threat in terms of the bridge stability. Subsequently designed and realized anchoring of the Stone Bridge piers to the quality rock mass found under the Otava riverbed was based on a statically documented requirement for an improved safety of the piers against shearing failure at the foundation base level in case of an extreme flood discharge exceeding the value of  $Q_{100}$ .

#### Design elaboration

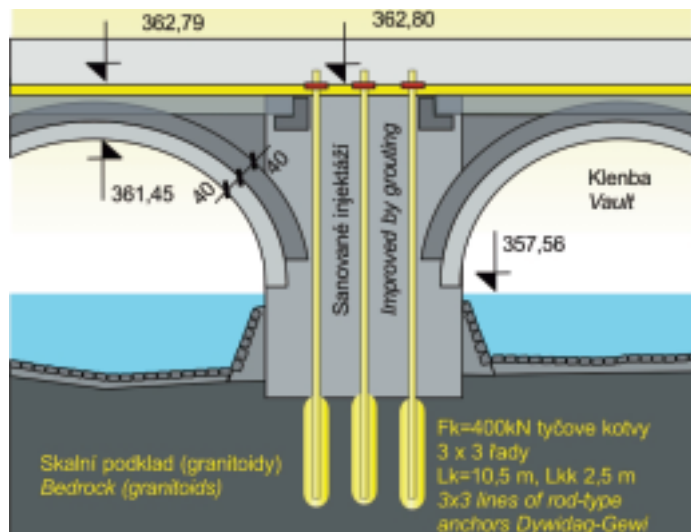
Apart from the investigation data, the documents concerning the previous repairs of the bridge found in the Písek town's archives, and private photographic documentation from the "war time" repair of the stone bridge in 1941 – 1943 also provided valuable information for the design work. The design allowed for all requirements of the State Care of Historical Monuments, namely the requirement for minimisation of scope of work on the original bridge structure (nor the removal of the reinforced concrete slab and bearing blocks built in 1953 was allowed, despite the fact that their utility, from structural point of view, was already at least disputable at that time).

The following principal procedures of the big repair of the bridge were proposed:

- to improve the bridge stability against the impacts of extreme floods (with respect to the insufficient through-flow capacity of the bridge profile)
- to repair the Otava riverbed plate at the bridge profile and its close vicinity, to



Obr. 2 Srovnání staré a současné siluety Kamenného mostu  
Fig. 2 Comparison of the original and current outline of the Stone Bridge



Obr. 4 Řez pilířem mostu s předpjatými tyčovými kotvami  
Fig. 4 Cross section through the bridge with rod-type anchors

- kontrola stavu železobetonové desky a její důsledné oddělení od poprsních zdí  
 - nová hydroizolace mostovky včetně obnovy původního odvodnění do chrličů  
 - nová vozovka ze štípané žuly do pískového lože.  
 Všechny projektem navržené práce byly s nezbytnými operativními doplňky v průběhu provádění úspěšně realizovány včetně nového slavnostního osvětlení mostu a předány uživateli 2.12.1997. Celá rekonstrukce mostu trvala 14 měsíců. Nejpodstatnější úpravou z hlediska dlouhodobé stability mostu byl návrh a realizace přikotvení mostních pilířů do kvalitního skalního podkladu. Podstata problému ohrožení stability Kamenného mostu tkví v celkové hydrologické situaci včetně stávajících protipovodňových úprav, které město Písek již realizovalo na ochranu svých obyvatel a jejich majetku, v nedostatečnosti průtočného profilu mostu při velkých vodách.

#### Hydrologické souvislosti

Chronologie velkých vod na Otavě v Písku je známa poměrně podrobně již od r. 1432, což je zhruba 150 let po dokončení tohoto nejstaršího dochovaného mostu v Čechách. Je zajímavostí, že tato první dokumentovaná povodeň, která poškodila Kamenný most v Písku, pobořila zčásti i pražský Karlův most. Nejničivější pro Kamenný most byl ledochod a následná povodeň v roce 1768, jimiž byly poškozeny 1., 2., 5. a 6. vnitřní pilíř mostu a související klenby, zcela zničeny byly levý břehový pilíř s mostní věží a přilehlým obloukem. Při následné velké opravě mostu byly pražským stavitelům J. J. Wirchem nahrazeny dva levé krajní polokruhové oblouky jedním kruhovým segmentovým obloukem o větším rozpětí a levá mostní věž již nebyla obnovena (obr. 2).

I další dokumentované povodně – k těm významnějším a „mladším“ patří např. povodeň z roku 1874, při níž byl poprvé určen kulminační průtok, ledochod v roce 1940 (foto 1) s následnou podstatnou rekonstrukcí mostu, a povodeň v roce 1954 (foto 2), která byla největší od roku 1890 – názorně ukázaly, že pilíře Kamenného mostu jsou opakovaně ohrožovány povodňovými průtoky, zcela nabývají hodnot okolo  $Q_{100}$ . Již toto průtočné množství, které představuje 800 až 850  $m^3/s$  (obr. 3), zdvihá hladinu Otavy až na úroveň vrcholu mostních kleneb, takže dochází k zahlcení průtočného profilu pod oblouky mostu.

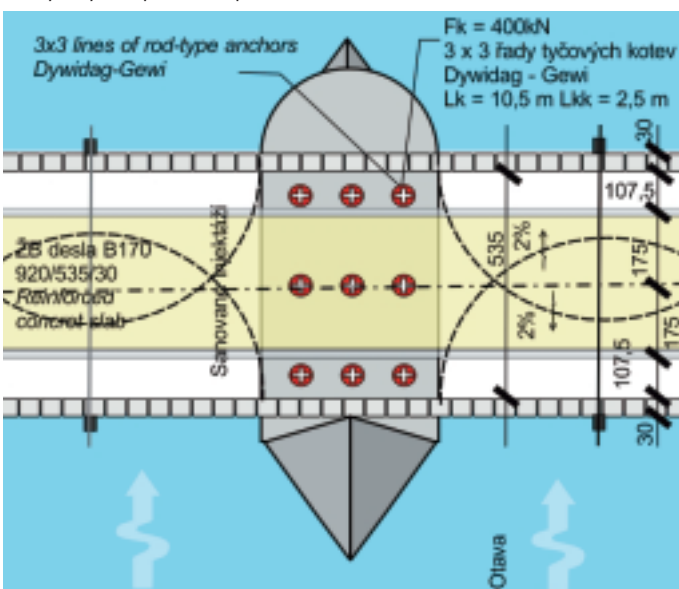
Při úvahách o spolehlivém zajištění stability Kamenného mostu bylo třeba vzít navíc do úvahy, že:

- číselný údaj, charakterizující maximum povodně o pravděpodobnosti překročení  $10^2$  (tj. o době „opakování“ 100 let), není vhodné přeceňovat; i při vyhodnocení z relativně dlouhého pozorování je nutno počítat jednak s jistou vychýleností odhadu, jednak s náhodnou chybou, což může představovat 20 % i více
- mezi povodňovým průtokem  $Q_{100}$  a maximálním průtokem, který je schopno vyprodukovat dané povodí, je značný prostor, jehož vyplnění extrémní povodní neznámé velikosti a v neznámém čase není žádnou fikcí, nýbrž reálným nebezpečím; konkrétně v případě Otavy v Písku, při ploše povodí cca 2850  $km^2$ , by maximální „možný“ průtok zřejmě přesáhl 2000  $m^3/s$
- komplikace při průchodu velkých vod, vznikající v důsledku nadměrného transportu plávi a ledů v zimě

- za hlavní příčinu nepříznivého průchodu kulminačních povodňových průtoků v roce 1954 byl označen vliv pevných jezů (Podskalský, Cafourkův, Ješínův a Majerův), nedostatečný průtočný profil koryta řeky i vlastního Kamenného mostu; vzhledem k tomu, že v těchto letech byla již vybudována nájezdová silniční rampa k novému mostu, která bránila plynulému průtoku povodňových vod, mělo stejné množství vody katastrofálnější účinek než v roce 1890

- Písek má v současné době vybudovanou až neobvykle vysokou míru ochrany části města v údolí Otavy na levém břehu mezi Podskalským jezem a novým mostem s válcovým jezem, která však nemůže zcela vyloučit zaplavení tohoto území při extrémních povodních, popř. při ucpání průtočného profilu Kamenného mostu

- při ucpání, resp. zahlcení průtočného profilu mostu a přelití vody přes levobřežní ochranné hráze nad Kamenným mostem se vyběžená voda v určité fázi povodně nemůže dostat zpět do koryta Otavy přes ochranné hráze pod mostem; později, po naplnění inundace na levém břehu, se voda musí vrátit do Otavy a vytvoří příslušné zpětné vzduší k mostu.



Obr. 5 Půdorys pilíře mostu s rozmištěním předpjatých tyčových kotev  
 Fig. 5 Ground plan of the bridge pier with the rod-type anchoring pattern

repair the pier collars

- to repair the masonry of the piers, to inject grout behind the masonry of vaults, to repair cramps joining the blocks

- to carry out repair of the surface of the breast wall masonry, including stone spouts (re-jointing, hydrophobisation)

- to check on the condition of the reinforced concrete slab and separate it consistently from the breast wall

- to carry out new waterproofing of the reinforced concrete slab, including renewing the original system of drainage through spouts

- to place new pitcher paving to sand bed

All the above items of work proposed by the design were, with operative additions necessary in the course of the work, completed successfully, including a new system of illumination of the bridge. The work was handed over to the client on 2 December 1997. The entire reconstruction took 14 months.

The in terms of the long-term stability of the bridge most important item of the work was the design and execution of anchoring of the bridge piers to sound rock. The essence of the problem of the jeopardised Stone Bridge stability resides in the overall hydrological situation, including existing flood protection structures built by the Písek municipality to protect inhabitants and their property, and in the insufficient through-flow capacity of the bridge profile during floods.

#### Hydrological relations

The chronology of floods on the Otava River in Písek has been known relatively in detail since 1432, i.e. from the time roughly 150 years after completion of this oldest preserved bridge in Czechia. It is an interesting thing that this flood (the first flood documented in our country), which damaged the Stone Bridge in Písek, caused a partial demolition of Prague's Charles Bridge.

The ice drift followed by flood in 1768 had the most destructive impact on the Stone Bridge of all. Intermediate piers 1, 2, 5 and 6 and adjoining vaults suffered damage, the left abutment with a bridge tower and adjacent vault were completely destroyed. Prague builder J. J. Wirch, who carried out the subsequent big repair of the bridge, replaced last two left semi-circular vaults with a single greater span circular segmental vault, and the left bank bridge tower was never restored again (see Fig. 2).

Also successive documented floods – e.g. the flood in 1874, during which the culmination flow rate was determined first time, is one of the more serious and “younger” ones; the ice drift in 1940 (see Photo 1) with subsequent substantial reconstruction to the bridge; and the flood in 1954 (see Photo 2) which was the biggest flood since 1890 – proved in practice that the piers of the Stone Bridge are jeopardised repeatedly by flood flows reaching the values about the  $Q_{100}$ . Already this flow rate, i.e. 800 to 850  $m^3/s$  (see Fig. 3), causes the Otava River's surface rising up to the top of the bridge vaults, therefore the flow cross sections under the bridge vaults are choked.

When the reliability of securing the Stone Bridge stability was considered, it was also necessary to take into account the following:

- the figure characterizing the maximum flow rate of a flood with a  $10^2$  excess probability (i.e. a 100-year recurrence flood) should not be overestimated; even if relatively long-term monitoring results are assessed, it is necessary to allow for both a certain deviation of the estimation and a random error – this deviation may be 20% and even more

- there is a significant room between the flood discharge  $Q_{100}$  and the maximum discharge which can be produced by the given catchment area; filling of this room with an extreme flood of unknown magnitude and within unknown time is no figment, it is a real danger; specifically for the Otava River in Písek; for the catchment area about 2,850  $km^2$  the maximum “possible” flow rate would be probably higher than 2,000  $m^3/s$

- complications during flood flows due to excessive transport of floating debris and ice in winter

- the main cause of the unfavourable passing of the culmination flood flows in 1954 was identified in the influence of fixed weirs (the Podskalský, Cafourkův, Ješínův and Majerův weirs) and insufficient flow cross section of both the riverbed and the Stone Bridge; if we consider the fact that the approach road ramp to the new bridge, which prevents fluent flow of flood water, had been built before, we can conclude that the effect of the same volume of water was more catastrophic than in 1890

- the extent of the protection of the town part in the Otava River valley developed by the Písek municipality on the left bank between the Podskalský weir and the new bridge with a drum weir is, we can say, exceptionally high; this protection, however, cannot prevent flooding of this area during extreme floods or blocking of the flow cross section of the Stone Bridge

- when the flow cross section of the bridge is blocked or choked and water overflows the left-bank flood embankments upstream from the Stone Bridge, spilled water cannot get back to the Otava riverbed over the flood embankments downstream from the bridge; subsequently, when the left bank inundation has been filled, water has to get back to the Otava and creates corresponding return banking towards the bridge.

#### Original conditions of the stability of the bridge

The above-mentioned considerations became a basis for the derivation of the limiting combination of the load of the bridge on the assumption of e.g. blocking of the flow profiles between the piers causing creation of a difference between the upstream and downstream surface levels. In such the case a relatively very high pressure head acts on the piers, adjacent vaults and abutments, which is even increased due to the hydrodynamic pressure on the bridge piers. The upstream water surface is considered at a level of 362.8 m a.s.l., i.e. 2 m higher than at the flood in 1954 and more than 1 m above the crown of the left-bank flood embankment (the flood flow bypassing the bridge on the left side is assumed). The downstream water surface level was also assumed to be less



### Původní podmínky stability mostu

Na základě výše uvedených úvah byla odvozena mezní kombinace zatížení mostu za předpokladu zahlcení popř. ucpání průtočných profilů mezi pilíři, při němž dojde k vytvoření rozdílu hladin horní a dolní vody. V takovém případě na konstrukci pilířů, přílehlé oblouky a boční mostní zdi působí hydrostatický tlak poměrně značné velikosti, který je ještě zvyšován hydrodynamickým tlakem na pilíře mostu.

Hladina horní vody byla uvažována na kótě 362,8 m n. m., tj. o 2 m výše než při povodni v roce 1954 a více než 1 m na korunou levobřežní ochranné hráze (předpokládá se, že povodňové průtoky obcházejí most zleva). Hladina dolní vody byla rovněž uvažována nepřiznívěji než v r. 1954, takže návrhový rozdíl hladin horní a dolní vody pro výpočet hydrostatických tlaků činil 3,3 m.

Koeficient tření mezi zdívkou pilíře a granitoidním skalním podkladem byl uvažován velikostí  $\tan \varphi = 0,25$ . Tato poměrně nízká hodnota nebyla sice doložena průkaznými zkouškami např. na odvrtaných jádrech, avšak průzkumem zjištěný špatný stav výplně pilířů v úrovni základové spáry opravňoval k pesimistickému odhadu zmíněného koeficientu tření.

Výpočet stupně bezpečnosti z hlediska posunutí (usmyknutí) pilíře v základové spáře, při uvažování plné hodnoty vztaku na ponořenou část mostu, vykázal velmi nízkou a varující hodnotu  $s = 1,07$ .

Při ještě vyšší povodňové hladině, kdy již nelze předpokládat rozdílnou úroveň hladin spodní a horní vody, neboť dojde k jejich vyrovnání přelitím vyběřené vody přes ochrannou hráz pod mostem, pomine sice působení hydrostatických tlaků, vzrostou však značné tlaky hydrodynamické na neprůtočné části mostu (včetně plného kamenného zábradlí) a taktéž síly vztakové, což má v souhrnu na stabilitu mostu prakticky stejné negativní účinky, jaké vznikají při rozdílných hladinách horní a dolní vody. I v tomto případě je bezpečnost proti posunutí pilířů v základové spáře téměř vyčerpána, zejména když se aproximativně započte dynamický účinek plaví nejrůznějšího typu či ledu na neprůtočné části mostu.

### Navržená a realizovaná opatření pro zvýšení stability kamenného mostu

Výsledky stabilizačních výpočtů, posuzované v kontextu s trvale nedostatečnou průtočnou kapacitou mostu při povodních blížících se velikosti  $Q_{100}$ , vedly k návrhu, jenž měl zajistit bezpečné přenesení zatížení hydrostatickými a hydrodynamickými silami i při povodňových průtocích  $Q_N > Q_{100}$ , které nebylo možno vyloučit z relevantních návrhových situací.

Nedostatečnou bezpečnost proti posunutí pilířů v základové spáře se projektant rozhodl zvýšit opatřeními, které v mostním stavitelství rozhodně není běžné – účinkem předpjatých kotev svisle působících v jednotlivých pilířích, které podstatným způsobem zvyšují odpor proti usmyknutí zdiva pilíře od skalního podkladu. Ze stejného důvodu bylo navrženo provedení vysokotlaké injektáže v pilířích a jejich základové spáře, která zajišťuje zvýšení koeficientu tření na

favourable than that in 1954. The design difference in the upstream and downstream water levels for calculating pressure heads was 3.3 m.

The value of the coefficient of friction between the pier masonry and the granitoid bedrock was assumed  $\tan \varphi = 0.25$ . This relatively low value was not proved by evidential tests, e.g. on drill cores, but the poor condition of the filling of piers at the foundation base level determined by the investigation justified the pessimistic estimation of the above-mentioned coefficient of friction.

The calculation of the factor of safety against sliding (shearing failure) of the pier at the foundation base, assuming full value of the buoyancy force acting on the submerged part of the bridge concurrently, proved a very low and warning value of safety  $s = 1.07$ .

At an even higher flood surface level, when it is no more possible to calculate with any difference between the upstream and downstream water surface levels (the levels equalise due to the spill water flowing over the downstream flood embankment) the action of the hydrostatic pressure will be eliminated, but, on the other hand, the hydrodynamic pressures on the impermeable parts of the bridge (including the full stone parapet) will increase, as well as the buoyancy forces. This combined action has eventually the same negative impact on the bridge stability as the impact of different upstream and downstream surface levels. The safety of the piers against shearing failure at the foundation base is nearly exhausted in this instance too, namely if the dynamical effect of floating debris or ice on the impermeable parts of the bridge is added approximately.

### Designed and realised measures increasing the stone bridge stability

The stability calculation results, assessed in the context of the permanently insufficient through-flow capacity of the bridge during floods whose rates approximate the  $Q_{100}$ , led to a design, which was expected to ensure safe resisting to loads induced by hydrostatical and hydrodynamic forces even at flood discharges  $Q_N > Q_{100}$ , which could not be left out of the relevant design situations. The designer decided to solve the issue of insufficient safety of the piers against shearing failure at the foundation base by a measure, which certainly is not customary in the bridge engineering – by means of the effect of pre-tensioned vertical anchors through individual piers. The anchors significantly increase the shearing resistance at the pier masonry – foundation base interface. High pressure grouting in the piers and their foundation bases was carried out for the same purpose, i.e. to increase the coefficient of friction at the pier – bedrock contact area.

There were 9 rock anchors (see Fig. 4 and 5) used for each pier to increase the shearing strength at the pier – rock interface. The anchors, tensioned by a 400 kN force each, increased the normal force at the foundation base by 3,600 kN. This



Obr. 3 Kamenný most při kulminaci povodně v srpnu 2002  
Fig. 3 The Stone Bridge at the flood culmination in August 2002



Obr. 4 Kamenný most 1. den po kulminaci povodně  
Fig. 4 The Stone Bridge on the 1st day after the flood culmination



Obr. 5 Kamenný most pár dnů po povodni  
Fig. 5 The Stone Bridge a couple of days after the flood



styku pilíře se skalním podkladem.

Konkrétně bylo pro zvýšení smykové pevnosti styku pilíř-hornina využito v každém pilíři 9 horninových kotev (obr. 4 a 5), které při předpětí 400 kN/kotvu zvyšovaly normální sílu v základové spáře o 3600 kN. Při současném zlepšení koeficientu tření na hodnotu na 0,35 až 0,40 dosáhla bezpečnost proti posunutí (usmyknutí) pilířů v základové spáře hodnoty minimálně 2,5.

Týčové kotvy systému Dywidag-Gewi (systém používá speciální závitové tyče a šroubové spojníky pro jejich spojování) měly průměr 30 mm, pevnost oceli  $R = 900 \text{ MPa}$ , mez pružnosti  $R_y = 740 \text{ MPa}$ . Předpínací silou 400 kN byly kotvy využity na 75 % meze pružnosti.

Celková délka kotev byla 10,5 m při posouzení délce injektovaného kořene 2,5 m. Volná délka kotev je v celém rozsahu chráněna od výrobce povlakem z epoxidové pryskyřice, který se zárukou dlouhodobě zajišťuje antikorozní ochranu. Kotvy byly osazovány do vrtů pro injektážní práce, zajišťující kvalitu vyplňového zdiva pilířů. Po provedení kořene a předepnutí kotev byla volná délka zainjektována stejnou směsí, která byla použita pro injektáž vyplňového zdiva pilířů, což vytváří sekundární ochranu volné délky kotev pomocí cementového kamene.

K měřitelnému sednutí pilířů, založených do kvalitních granitoidů tř. R1-2, po přikotvení nedošlo.

## POVODEŇ V SRPNU 2002

Dne 13. srpna 2002 hladina rozvodněné Otavy s již neměřitelným průtokem vystoupila až cca 2 m nad mostovku (foto 3).

Po opadnutí vody další den bylo možno bilancovat, jaké škody na Kamenném mostě povodeň způsobila (foto 4):

- bylo strženo kamenné zábradlí v celé délce mostu, až na malý díl mezi sousedním Kalvárie a sv. Jana Nepomuckého
- byly strženy části ozdobného zábradlí u sochy sv. Jana Nepomuckého a sv. Antonína
- byla stržena socha anděla v sousedství sv. Jana Nepomuckého
- i se soklem bylo posunuto sousedství sv. Anny
- byly poškozeny tři kusy kamenných chrličů
- byla stržena a odplavena kamenná dlažba mostovky a veškerá izolace mostovky. S ohledem na extrémní velikost povodně, která byla největší mezi dosud zaznamenanými a extrapolací z křivky  $n$ -letých průtoků, lze usuzovat na povodeň více než pětisetletou, jde nepochybně o škody v jistém smyslu marginální, vzememe-li v úvahu celkovou stavebně-historickou hodnotu této památky. Svědčí o tom i vzhled mostu (foto 5), který byl uveden do provozu bezprostředně po opadnutí vody a provizorním zabezpečení mostovky náhradou za stržené kamenné zábradlí.

Navíc se ukázalo, hned po opadnutí řeky na výšku dovolující průzkum dna potápečí, že na dně Otavy se ve vzdálenosti 20 až 50 m od mostu nachází značné množství kamenných kvádrů zábradlí včetně sochy anděla. Bylo rozhodnuto všechny nalezené součásti mostu z řeky vyvezdout, deponovat je na obou březích a použít při opravě (nakonec chybělo jen 5 bm metrů původního zábradlí, které bylo nahrazeno kvádry ze žuly mrákotinského typu z lomu Panské Dubenky). Obnova kamenného zdiva zábradlí mostu, hydroizolace a vozovka jsou prováděny podle stejné dokumentace a obdobnými technologickými postupy jako rekonstrukce mostu v letech 1996 až 1998. Vzhledem k zimnímu období byly práce na opravě mostu pozastaveny (most je však v omezeném rozsahu funkční pro pěší provoz) a budou dokončeny nejspíše do 30. dubna 2003.

## ZÁVĚR

Existence povodňového extrému v srpnu 2002, kdy poslední měřený průtok v Písku činil cca 1200 m<sup>3</sup>/s a voda v Otavě nakonec vystoupila 2 m nad vozovku Kamenného mostu (nadmořská výška cca 364,80 m), jednoznačně potvrdila oprávněnost úvah o nutnosti statického zajištění stability pilířů pomocí předpjatých kotev.

Vzhledem k nedostatku měřených geotechnických parametrů nelze přesně určit, jak velká část smykové pevnosti v základové spáře pilířů byla vyčerpána. Podstatné je však konstatování, které muselo být v oněch těžkých dnech povzbuzením pro všechny obyvatele Písku a mnoho dalších v celé republice – historický Kamenný most v Písku „přežil“, na rozdíl od mnoha jiných modernějších mostních konstrukcí, extrémní povodeň v srpnu 2002 bez jakýchkoliv známek porušení stability polohy. Stalo se tak nepochybně i díky účinnosti realizovaného přikotvení jeho pilířů.

## Podklady

- [1] „Kamenný most v Písku – výsledky geotechnického a stavebně-technického průzkumu“. Zpracoval prof. Barták a kol., 07/1994.
- [2] „Kamenný most v Písku – výsledky geotechnického a stavebně-technického průzkumu – doplněk“. Zpracoval prof. Barták a kol., 09/1995.
- [3] Projektová dokumentace „Rekonstrukce Kamenného mostu v Písku“. Zpracovala firma REKOM s.r.o., 04/1996.
- [4] „Kamenný most v Písku – statické řešení přikotvení mostních pilířů“. Zpracoval prof. Barták, 03/1996
- [5] Dokument o vodním hospodářství okresu Písek. Zpracoval odbor vodního hospodářství a energetiky ONV v Písku ve spolupráci s Okresní vodohospodářskou správou v Písku, 04/1962.

Tento příspěvek byl zpracován v souvislosti s náplní výzkumného záměru MŠMT MSM:21000001 „Funkční způsobilost a optimalizace stavebních konstrukcí“.

force, together with the friction coefficient improved to a value of 0.35 to 0.40 by injecting grout into the foundation base, increased the safety of the piers against shearing failure at the foundation base to 2.5 as a minimum.

Rod anchors Dywidag-Gewi were used (the system using special threaded rods and threaded coupling sleeves) 30 mm in diameter, steel strength  $R = 900 \text{ Mpa}$ , yield strength  $R_y = 740 \text{ Mpa}$ . The anchors were tensioned up to 75% of the yield strength by the strength of 400 kN.

The total length of anchors was 10.5 m (at the assessed length of the grouted root of 2.5 m). The free length of the anchors is protected by the manufacturer by epoxy resin coating, which guarantees a long-term anticorrosion protection. The anchors were inserted into the grouting holes ensuring the improvement of quality of the masonry fill of the piers. Once the root had been grouted and the anchor pre-tensioned, the free length was injected with the same grout as that used for the grouting of the masonry fill of the piers. This grouting provides secondary protection of the free length through the action of hardened cement paste.

No measurable settlement of the piers founded on quality granitoids occurred after the anchoring completion.

## THE FLOOD IN AUGUST, 2002

On 13 August 2002 the surface of the flooded Otava River (with no more measurable flow rate) rose about 2 m above the bridge road (see Photo 3).

The damage caused to the Stone Bridge (see Photo 4) could be seen next day after the water had dropped:

- the stone parapet was torn away along the entire bridge length, with an exception of a short section between the Calvary sculptural group and St. John of Nepomuk sculpture
- parts of the decorative handrail around the St. John of Nepomuk and St. Anthony statues were torn away
- the St. Anna group of statues was shifted together with the plinth
- three pieces of stone spouts were damaged
- stone pavement and the waterproofing layer were torn from the bridge road and washed away

In a sense, considering the extreme magnitude of the flood (the largest among the floods recorded to date; using an extrapolation from the flood discharge  $n$ -year recurrence curve, the flood flow can be estimated as more than 1 in five hundred years flow) the damage is undoubtedly marginal. This can be also proved by the look of the bridge (see Photo 5), which was opened for traffic immediately when the water had dropped, with temporary barriers substituting the torn away stone parapet.

In addition, it was found just when the water dropped to a level allowing divers to explore the bottom that a significant number of the parapet stone blocks and the angel statue were scattered within a distance of 20 to 50 m from the bridge. A decision was made to lift all the discovered bridge parts from the riverbed, deposit them on the banks and use them for the repair (eventually only 5 m of the original parapet were missing, which were replaced by blocks of Mrákotin-type granite from the Panské Dubenky quarry. The restoration of the bridge parapet stone masonry, waterproofing and pavement are carried out in accordance with the same documentation and using similar specifications as at the reconstruction of the bridge carried out in 1996 – 1998. The bridge reconstruction had to be suspended because of the winter period (the bridge, however, is available for pedestrian traffic in a limited extent), and will be completed by 30 April 2003 at the latest.

## CONCLUSION

The existence of the flood extreme in August 2002, with the last measured flow in Písek amounting to about 1200 m<sup>3</sup>/s and water in the Otava rising 2 m above the pavement of the Stone Bridge (about 364.80 m a.s.l.), confirmed explicitly that the considerations regarding the necessity for structural securing of stability of the piers with pre-tensioned anchors had been justifiable.

Due to the lack of measured geotechnical parameters it is impossible to determine exactly how big portion of the shearing strength at the foundation base of the piers was exhausted. Of high importance is the statement, which must have been an encouragement for all inhabitants of Písek and many other people in the whole republic: the historical bridge in Písek "survived", the extreme flood in August 2002 without any sign of disturbing the stability of its position, as opposed to many other more modern bridge structures. This was, among others, also a result of the anchoring of its piers.

## References

- [1] "The Stone Bridge in Písek – Results of Geotechnical and Structural Technical Investigation". Elaborated by Prof. Barták et al., 07/1994.
- [2] "The Stone Bridge in Písek – Results of Geotechnical and Structural Technical Investigation - supplement". Elaborated by Prof. Barták et al., 09/1995.
- [3] Design documents "Reconstruction to the Stone Bridge in Písek". Developed by REKOM s.r.o., 04/1996.
- [4] "The Stone Bridge in Písek – structural analysis of the anchoring of the bridge piers". Elaborated by Prof. Barták et al., 03/1996
- [5] The document on the water-resource industry in the Písek region. Developed by the Water Resources and Power Generating Industry Department of the ONV in Písek in collaboration with the Regional Water Management Administration in Písek, 04/1962.

This paper was elaborated in the context of the task of the research project MŠMT MSM:21000001 "Functional ability and optimisation of building structures".



## BEZVÝKOPOVÁ POKLÁDKA VODOVODNÍHO ŘADU Z TVÁRNÉ LITINY TECHNOLOGIÍ HDD

### TRENCHLESS LAYING OF DUCTILE CAST IRON WATER MAINS BY HDD TECHNIQUE

ZDENĚK HRADIL, GEOPROSPER PRAHA  
ROBERT ČERMAK, ČERMAK A HRACHOVEC, a. s.

#### RESUMÉ

V průběhu 1. čtvrtletí r. 2002 vypsal MÚ MČ Praha 12 Modřany výběrové řízení na provedení splaškové kanalizace v Tyršově čtvrti v Modřanech. V tendrovém řízení nakonec tuto rozsáhlou zakázku získala pražská společnost Čermák a Hrachovec, a. s., hlavně z důvodů komplexnosti dodávky stavebních prací na klíč. Nermalou rolí při získání zakázky hrála nabídka zhotovitele na realizaci projektu převážně bezvýkopovou technologií bez poškození komunikací a chodníků zemními pracemi. Tento projekt je příkladem, jak lze využít technologii horizontálního řízeného vrtání při netradiční pokládce vodovodního řadu z tvárné litiny, což je v naší republice i v Evropě zcela ojedinělou akcí.

#### ROZSAH PROJEKTU A TECHNIKA BEZVÝKOPOVÉ POKLÁDKY TRUBNÍCH ŘADŮ

Autorem uvedeného projektu jsou Dopravní a inženýrské projekty, s. r. o., v Praze 4. Podmínkou realizace tohoto projektu je zhotovení přeložky vodovodu vzhledem k tomu, že za současné polohy stávajících trubních a inženýrských sítí není akce proveditelná. Soubor projektovaných prací sestává z:

- kanalizace, která je navržena pro odvedení splaškových vod ze stávající zástavby rodinnými domky vybavené většinou nedostatečně těsněnými žumpami nebo septiky s malou kapacitou často s přepadem do místní dešťové kanalizace. Délka kanalizační Stoky 1 DN 300 je cca 636 m v proměnlivém spádu a Stoky 2 DN 300 cca 106 m v jednotném spádu. Kanalizační stoky budou provedeny řízenou mikrotuneláží strojem RVS 250 a technologií Soltau;
- nového vodovodního řadu, který bude nahrazovat stávající vodovod DN 80 z litiny a částečně stávající vodovod DN 150 také z litiny. Oba rušené řady jsou v nevyhovujícím technickém stavu. Dle požadavku budoucího provozovatele vodovodu PVK (Pražské vodárny a kanalizace, a. s.) bude nové potrubí zhotoveno z tvárné litiny. Celková délka nového vodovodního řadu č. 1 DN 100 bude cca 425,50 m (ulice Darwinova) a č. 2 DN 150 cca 72,60 m (ul. Lysinská). Toto potrubí bude kladeno pomocí vrtných strojů Grundodrill 10S a Terra-Jet 5515D;
- součástí nabídky a dodávky stavebních prací je provedení domovních kanalizačních přípojek z kameniny DN 200 v řádu desítek metrů. Přípojky budou provedeny vrtnými protlakými technologií Geisert;
- součástí dodávky stavebních prací jsou rovněž vodovodní přípojky z rPE DN 5/4" v délkách desítek metrů. Přípojky budou provedeny technologií řízeného vrtání strojem Grundopit 40/60.



Obr. 1 Stanoviště vrtné soupravy J 5515D Terra-Jet v Jeremenkově ulici při zavrtávání pilotního vrtu pro mikrotunel budoucího vodovodního řadu. Veškeré práce probíhají při nepřerušném silničním provozu  
Fig. 1 The position of the J 5515D Terra-Jet rig in Jeremenkova Street in spudding of the pilot hole for microtunnel of the future water main. All works are running under continuous traffic

#### ABSTRACT

Within the course of the 1<sup>st</sup> quarter of 2002 the City Council of the Municipality of Praha 12 – Modřany advertised a selective competition for the execution of the waste water sewer system in the Tyrš quarter of Modřany. At the end of these tender proceedings it was the Prague company Čermák and Hrachovec Inc. which obtained this extensive order, mainly thanks to the comprehensiveness of delivering all construction works as a package deal. The offer of the supplier to execute the project (applying mostly the trenchless technique without any damage to the roads and side-walks due to the excavation work) played a considerable role in getting this order. This project can serve as an example of how to apply the technology of horizontal directional drilling for a non-traditional laying of ductile cast iron water mains, which is quite a rare event in our Republic and in Europe, as well.

#### SCOPE OF THE PROJECT AND THE TRENCHLESS PIPE LAYING TECHNIQUE

The Praha 4 based company Transport and Engineering Projects Ltd. is the designer of this project. The condition for the execution of the project is to relay the water main owing to the fact that this job cannot be performed with the contemporary position of the existing piping and engineering networks. The complex of the designed works consists of:

- the sewer system which has been designed for drainage of waste water from the existing gardens and yards of private villas and houses (because most of them are provided with insufficiently sealed drain pits or septic tanks of limited capacity frequently overflowing into local storm sewer). The length of the Sewer No. 1 of DN 300 is about 636 m in variable slope and about 106 m in uniform slope in case of the Sewer No. 2 of DN 300. The sewers will be executed by the guided microtunnelling with the RVS 250 tunnel boring machine and Soltau technique.
- new water mains which will replace the existing cast iron DN 80 water supply line and will partially replace the existing cast iron DN 150 water main. Both old water mains are in unacceptable technical condition. According to the requirement of the future operator of the water mains, the PVK (Prague Waterworks and Water Mains, Inc.), the new piping will be made of ductile cast iron. The total length of the new water main No. 1 of DN 100 will be about 425,50 m (Darwin Street) and about 72,60 m in the main No.2 of DN 150 (Lysinská Street). This piping will be laid by means of the Grundodrill 10S and Terra-Jet 5515D drilling machines.
- execution of the DN 200 house sewer service connection made of stoneware,



Obr. 2 Do hrdla zatažené sekce byl vložen těsnící kroužek, následuje spojení tažného řetězu pomocí karabiny, vyrovnání a napojení trubních sekcí  
Fig. 2 The packing ring was inserted into the socket of the pipe section in the microtunnel followed by the connection of the pulling chain with shackle. Aligning and connecting the pipe sections

## TRUBKY PRO VODOVODNÍ ŘAD

Trubky z tvárné litiny DN 100 a DN 150 jsou roury francouzské výroby Pont-A-Mousson s hrdly Standart. Spojení trubních sekcí tj. zasunutí hladkého konce do hrdla následující trubky je prováděno na trubkách osově zcela vyrovnaných. Úhlové vychýlení trubky je povoleno až po smontování spoje. Pevné spojení hrdlového konce trubky zámekem VI zajišťují kovové čelisti (uvnitř těsnícího kroužku), které se zakousnou do hladkého konce následující trubky. Utěsnění spoje se dosáhne těsnícím kroužkem zhotoveným ze speciální pryže EPDM.

Technické parametry trubek:

vnitřní průměr trubek DN 100/150	100/150 mm
vnější průměr trubek DN 100/150	118/170 mm
vnější průměr hrdla DN 100/150	172/226 mm
délka trubek DN 100/150	6 metrů
hmotnost 6 m trubních sekcí DN 100/150	113/170 kg
hmotnost 1 m trubky DN 100/150	19/28,5 kg
povolená úhlová vychylka jednotlivých trubních sekcí	3,5°
půdorysná vzdálenost hrdel při povolené vychylce	37 cm
poloměr oblouku v povolené vychylce	100 m

## TECHNOLOGIE POKLÁDKY VODOVODNÍHO ŘADU Z TVÁRNÉ LITINY

### a) geologický a hydrogeologický profil území

Litologický profil v podélném profilu vodovodního řadu je tvořen dobře rozpojitelnými horninami jílovitého charakteru, slínovci, jílovitými břidlicemi apod. Pouze ve spodní části Darwinovy ulice je možnost výskytu písčitého a štěrkových poloh související s podložními sedimenty Vltavy. Úroveň hladiny podzemní vody se nachází na většině území v hloubkách cca 4 – 6 m pod povrchem, pouze ve spodní části stavby vystupuje hladina vody cca 2 m pod terén (blízkost řeky).

### b) zemní práce

Jednotlivé projektované vodovodní řady jsou rozděleny na úseky po 100 – 120 metrech. Manipulační (cílová) rýha je vyhloubena v dostatečné délce a šířce pro pohodlnou manipulaci s šestimetrovými trubními sekcemi. Hloubka cílové rýhy je dána projektovanou hloubkou uložení vodovodního řadu. Dno rýhy je pokryto štěrkovým zásepem ke vsakování povrchové vody. Nejdůležitějším prvkem v konstrukci dna cílové rýhy je ocelový profil U položený a zafixovaný ve směru a úklonu pilotního vrtu. U-profil slouží při montáži k vedení každé trubní sekce v požadovaném směru a úklonu zatahovaného trubního řadu. Cílové rýhy jsou většinou situovány do míst spojů, lomů, odboček potrubí a armaturních uzlů. V trase pilotního vrtu v místě budoucích domovních kanalizačních a vodovodních přípojek jsou v předstihu vyhloubeny technologické šachtičky o rozměrech 1,5 x 1,5 m. Tyto šachtičky slouží k ověření polohy pilotního vrtu a posléze i polohy zatahovaného vodovodního řadu z tvárné litiny a slouží k napojení veřejných částí domovních přípojek pomocí navrtávacích pasů. Tímto způsobem bude postupně zhotoven celý vodovodní řad.

### c) zhotovení „mikrotunelu“ pro vodovodní řad DN 100 pomocí technologie HDD

Ze startovacího místa se provede zavrtání pilotního vrtu v trase projektovaného řadu. Pilotní vrt musí již v první technologické šachtičce dosahovat hloubkové úrovně vodovodního řadu. Další průběh pilotního vrtu dia 31/2" (89 mm) směrem k cílové manipulační rýze je velmi náročný na dodržení směru a úklonu pilotního vrtu. Řízení a lokalizace vrtací hlavičky jsou prováděny pomocí navigačního systému DigiTrak. Pilotní vrt protíná prakticky všechny technologické



Obr. 3 Transport litinové trubní sekce opatřené tažným řetězem do manipulační rýhy. Pracoviště je označeno pouze výstražnými stojany a páskami. Silniční provoz není omezen  
Fig. 3 Transport of the cast iron pipe with pulling chain to the manipulation trench. The job site is indicated only with warning stands and tapes. The traffic is not limited

in the order of tens of meters, makes up part of the offer and delivery of the construction works. The service lines will be executed by means of drilled extrusion by the Geissert technique.

- water service connections made of rPE of DN 5/4" in lengths of tens of meters make part of delivery of the construction works as well. These water service lines will be executed by directional drilling using the Grundopit 40/60 rig.

## PIPES FOR WATER MAINS

The DN 100 and DN 150 ductile cast iron pipes are made in France under Pont-A-Mousson trade mark and with Standart sockets (bottle neck shape). Connection of the pipe sections, i.e. insertion of the spigot into the socket of the subsequent pipe, should be executed with perfectly axially aligned pipes. The angular deviation of the pipe is allowed only after assembling the pipe connection. A fixed connection in the socket end of the pipe by means of VI lock is provided by metal jaws (inside the packing ring) which bite into the spigot of the subsequent pipe. Sealing of the connection is provided by a packing ring made of special EPDM rubber.

Technical parameters of the pipes:

inner diameter of DN 100/150 pipes	100/150 mm
outer diameter of DN 100/150 pipes	118/170 mm
outer diameter of DN 100/150 socket	172/226 mm
length of DN 100/150 pipes	6 meters
weight of 6 m DN 100/150 pipe section	19/28,5 kg
angular deviation of individual pipe sections permitted	3,5°
top view distance of sockets with deviation permitted	37 cm
bend radius in deviation permitted	100 m

## LAYING TECHNOLOGY OF DUCTILE CAST IRON WATER MAINS

### a) geological and hydrogeological cross section of the location

Lithological longitudinal section of the water mains is formed by easily disintegrated ground e.g. clays, marlites, shales etc. Only in the lower part of Darwin Street some sandy intervals and gravel pebbles may occur in connection with the bedrock sediments of the Vltava river. The ground water level in most areas of the project can be found at depths of about 4 – 6 m b.g.l., only in the lower part of the area the water level rises to about 2 meters below surface level (in the vicinity of the river).

### b) excavation works

The single water mains designed are divided into sections by 100 – 120 meters. The receiving (manipulation) trench is dug in sufficient length and width for easy handling with 6 meters pipe sections. The depth of the receiving trench is determined by the designed depth of the water main layout. The bottom of the trench is covered with gravel back fill for drainage of rain water. The most important element in design of the receiving trench is a steel U-section laid and fixed in the direction and slope of the pilot hole at the bottom of the trench. During the assembly of the pipes the U-section serves as a guiding rail for each pipe section in the required direction and grade of the pipeline being pulled in the borehole. The receiving trenches are situated mostly in the points of connections, bends, branch pipes and junction points of the fittings. The tie-in pits of 1,5 x 1,5 m are dug in advance in the route of the pilot borehole in the position of future house sewers, sewer connections and water service pipes. These little tie-in pits serve for the verification of the pilot borehole position and later on of the position of the drawn ductile cast iron water main and serve for connecting public sections of the house sewerage and water supply lines by means of opening sleeves.

In this way the complete water main will be executed successively.

### c) execution of the "microtunnel" for the DN 100 water main by means of the HDD technique



Obr. 4 Detail napínáku na hrdle nové trubní sekce. Tahem řetězu se hladký konec dotlačí po značku a uzamkne se zámekem VI v hrdle předchozí trubky  
Fig. 4 The most important construction element on the bottom of the manipulation trench: steel U-section laid in the direction and grade of the drawn main



šachtice, což poslouží k ověření směru a úklonu pilotního vrtu. Tyto parametry jsou rozhodující pro průběh budoucího vodovodního řadu. Pilotní vrt končí v cílové manipulační rýze. K odvtáření pilotního vrtu v délce cca 120 m se používá bentonitová suspenze Swell Gel v koncentraci cca 25 kg/m<sup>3</sup> s přidáním kluzného polymeru Argipol v koncentraci cca 0,5-1 kg/m<sup>3</sup>. Dodavatelem těchto výplachových aditiv je fy BDC (Best Drilling Chemicals) Morava, s. r. o. První rozšíření vrtu bylo provedeno konickým přibírákem na průměr 160 mm s výše uvedenými výplachovými aditivami. Díky nim byla stabilita vrtného otvoru vynikající i ve spodním úseku stavby s výskytem písčitého poloh.

#### d) zatahování vodovodního řadu z tvárné litiny DN 100

Závěrečná přibírka konickým přibírákem na průměr 175 – 180 mm současně se zatahováním trubního řadu se uskutečnila pouze s kluzným polymerem sloužícím ke snížení tření hrdlových spojů o stěny rozšiřovaného vrtu.

Trubky DN 100 se zatahovaly „po srstí“ ve spádu cca 4 % (2°15') k vrtné soupravě, což vylučuje zablokování hrdel o stěny vývrtu. Tažení 120 metrového trubního řadu probíhalo při hydraulickém tlaku max. 90 bar (pro srovnání: plastové potrubí DN 150 o srovnatelné délce se ve vrtu o průměru cca 175 mm zatahuje při tlaku cca 130 bar). S dvojnásobnou hodnotou zpětného tahu a dostatečnou tahovou rezervou je nutno počítat při dimenzování vhodného vrtného stroje.

S cílem zamezit nadměrnému vyplavování zeminy při přibírákách byl snížen výkon vysokotlakého čerpadla P61 na 50 %, provozní tlak se pohyboval v přijatelných hodnotách. Čistá rychlost zatahování šestimetrových trubních sekcí v posledních asi 20 metrech „mikrotunelu“ (v piscích) činila 3 až 5 minut na 1 sekci. První úsek vodovodního řadu o délce cca 120 m (20 sekcí á 6 m) byl zatažen za 5,5 hod., tj. při průměrné rychlosti 16,5 minuty na jednu sekci včetně manipulačních časů v cílové rýze, např. doprava trubních sekcí do rýhy, instalace a mazání těsnicího kroužku, nastavení řetězu, vyrovnání a spojení trub apod.

Při závěrečné přibírce a zatahování se v poslední technologické šachtice objevilo pár litrů zeminové směsi, která byla vytlačena trubní kolonou DN 100, což znamená, že podstatný objem mezikruží z „nadvýlomu“ (cca 5,5 – 7 litrů na 1 bm přibírky) byl konickým přibírákem roztláčen do stěn vrtu. Tento komprimovaný objem zeminy se v důsledku dočasněho stmelujícího efektu polymeru a vlivem zemní vlhkosti časem uvolní a ve formě polotuhé jílovito-písčité pasty rovnoměrně vyplní prostor mezi litinovou rourou a průměrem vrtu („nadvýlomek“). Tím dojde k obnovení původních geostatických podmínek v okolí trubního řadu.

Zatahování potrubí z tvárné litiny DN 100 v 1. úseku Darwinovy ulice se uskutečnilo pomocí vrtného stroje Grundodrill 10S (2 pracovníci), manipulaci s trubkami v cílové rýze zajišťovali 3 pracovníci pomocí hydraulické ruky.



Obr. 5 Pohled na Darwinovu ulici od cílové rýhy. Na obrázku jsou patrné technologické přípojné šachtice ke každému domu. V popředí jsou uloženy na zemi tažné řetězy se spojkami

Fig. 5 Views of Darwin Street from the manipulation trench. The picture illustrates technological tie-in pits to houses. The pulling chain sections with shackles („hammerlocks“) are laid on ground in the front of the picture

The pilot borehole in the route of the designed water main is executed from the starting point. Already in the first tie-in pit the pilot hole has to reach the level of the water main. The next course of the pilot borehole of dia 31/2" (89 mm) in direction to the receiving (manipulation) trench is very demanding upon the observation of the pitch and roll of the pilot hole. The guidance and location of the drill head are executed by means of the DigiTrak navigation system. The pilot borehole is practically going through all tie-in pits which serves for the verification of the direction and grade of the pilot borehole. These parameters are decisive for the course of the future water main. The pilot borehole terminates in the receiving (manipulation) trench. Bentonite Swell Gel in concentration of about 25 kg/m<sup>3</sup> with addition of the Argipol friction reducing polymer in solution of about 0,5-1 kg/m<sup>3</sup> are used for drilling the pilot borehole in the length of 120 m approximately. The BDC Morava Ltd. (Best Drilling Chemicals) is the supplier of these mud additives.

The first pre-reaming of the borehole was executed by means of Compaction Fluted Backreamer to the diameter of 160 mm with the above mentioned mud additives. Thanks to them the stability of the hole was excellent even in the lower part of the area with the occurrence of sandy formations.

#### d) pulling in a DN 100 ductile cast iron water main

The final backreaming using the Compaction Fluted Backreamer to the diameter of 175-180 mm and pulling the pipes into the hole simultaneously was carried out with the friction reducing polymer only to reduce the friction forces between sockets and borehole walls.

The DN 100 pipes were drawn "spigot of each pipe length first, sealed in the socket of the preceding pipe length", down the grade of about 4% (2°15'), towards the drilling rig. This system completely eliminates any seizure of the sockets in the borehole. The pullback of a 120 m water main section was carried out under a hydraulic pressure of 90 bar maximum (for comparison: the HDPE of DN 150 of comparable length is pulled into the hole of about 175 mm diameter using a hydraulic pressure of 130 bar approximately). Double value of pullback and a sufficient pulling reserve has to be considered in the selection of a suitable drilling machine.

The hydraulic output of the P61 high-pressure pump was reduced to 50% with the aim to eliminate excessive washouts of the soil while reaming, the working pressure was kept in acceptable range. The net pullback speed of 6 m pipe sections in the last 20 meters of the "microtunnel" (in sands) was 3 to 5 minutes per 1 section. The first section of the water main of about 120 m length (20 sections of 6 meter each) was installed in 5,5 hours, i.e. at average speed of 16,5 minutes per one pipe section including handling times in the manipulation trench (i.e. the transport of pipe sections into the trench, installation and lubrication of the packing ring, adjustment of the pulling chain, levelling and connection of the pipes, etc.)

A few litres of the soil mixture which was pressed out by the DN 100 pipe string during final reaming appeared in the last tie-in pit, which means that substantial volume of the annulus (about 5,5 – 7 litres per 1 linear meter of backreaming) was replaced and squeezed into the borehole walls by means of the Compaction Backreamer. This compressed volume of the soil is loosened in some time due to temporary bonding effect of polymer and by the influence of soil moisture and uniformly fills the space between the cast iron pipe and "enlarged" hole diameter in the form of semi-solid claye - sandy paste. In this way the renewal of the original geostatic conditions in the surrounding of the



Obr. 6 Další trubní sekce je připravena k zatažení do mikrotunelu  
Fig. 6 Another pipe section is prepared for pulling in the microtunnel



Trubní kolona DN 100 byla zajištěna v tažném mezikusu imbusovým šroubem proti vytržení a navíc řetězem procházející celou trubní kolonou od tažné hlavy po napínák na konci kolony. Toto unikátní zabezpečení tažené trubní kolony vylučuje prakticky rozpojení trubních sekcí nebo jejich ztrátu ve vrtu. Axiální síla, kterou vyvozuje vrtný stroj při zatahování potrubí, se rozdělí na tah imbusového šroubu a na tlak od napínáku na poslední hrdlo potrubí vyvolaný tahem řetězu v poměru cca 1 : 1. Pro lepší představu o jednotlivých technologických postupech při zatahování jsou přiloženy fotografie.

Každý úsek vodovodního řádu DN 100 příp. DN 150 se nakonec prověřuje tlakovou zkouškou. Dle podmínek provozovatele vodovodu (PVK) musí trubní kolona z tvárné litiny odolat zkušebnímu tlaku 1,0 MPa po dobu min. 1 hod.

### PÁR SLOV O DODAVATELI TECHNICKÝCH PRACÍ

Pražská spol. Čermák a Hrachovec, a. s., výstavba inženýrských sítí, byla založena v roce 1990 a do povědomí odborné veřejnosti vstoupila definitivně v první polovině r. 1994 zejména v oblasti stavebních prací pro výstavbu, opravy a rekonstrukci vodovodů a kanalizací klasickými zemními pracemi (rýhy, šachtičky, štoly apod.) především v městské zástavbě. Již v počátcích působnosti firmy se její činnost orientovala na rozvoj progresivních, především bezvýkopových technologií, které výrazně omezují klasické výkopové práce a příznivě ovlivňují ekologii pracovního prostředí.

Vzhledem ke svému dominantnímu postavení na poli hornických i stavebních prací pro komunální účely je spol. Č a H předmětem stálého zájmu, kritiky a dozoru Báňského úřadu, Inspektorátu bezpečnosti práce, stavebních úřadů, ekologických aktivistů apod. Pod tímto tlakem u spol. Č a H vyrůstají stavbyvedoucí, provozní technici a operátoři strojních zařízení vysokých kvalit a odborností. Dnes se spol. Č a H podílí na realizaci prakticky všech známých bezvýkopových technologií při kladení trubních řadů a vedení (např. protlaky do DN 600, ramované protlaky ocelových trub do DN 1000, rekonstrukce nevyhovujících řadů technologií Cracking a Bursting, pokládka vodovodních, plynových řadů, tlakové kanalizace a plastových chrániček pro telekomunikační kabely a inženýrské sítě technologií HDD, vrtné protlaky technologií Geisert, řízené a neřízené mikrotuneláže technologií Soltau, řízené vrtání technologií Grundopit, event. Grundodrill, Terra-Jet.

Již v r. 1994 na akci Stodůlky v Praze představila spol. Č a H poprvé v ČR technologii řízené mikrotuneláže strojem RVS pro kanalizační řad DN 300. V roce 2002 realizovala tato společnost jako první v České republice zatažení cca 1200 metrů potrubí z tvárné litiny DN 110 – 200 na pražských lokalitách Jeremenkova ulice, Cibulky, Sobín pro veřejný vodovod. Na akci Cibulky bylo zatahováno potrubí v oblouku. Projekt splaškové kanalizace v Tyršově čtvrti v Modřanech bude probíhat po celý rok 2003.



Obr. 7 Nejdůležitější technologický prvek na dně manipulační rýhy: ocelový U-profil položený a fixovaný ve směru a sklonu zatahovaného trubního řadu  
Fig. 7 The most important construction element on the bottom of the manipulation trench: steel U-section laid in the direction and grade of the drawn main

pipe line can occur.

Drawing of the DN 100 ductile cast iron pipes in the 1st section of the Darwin Street was executed by means of the Grundodrill 10S drilling machine (2 men). Handling the pipes in the receiving (manipulation) trench was provided by 3 workers who used the hydraulic jib pole.

In the pulling short intermediate pipe the DN 100 cast iron pipe string was secured with a hexagonal socket screw preventing its whipping out and in addition with a pulling chain passing through the whole pipe string from the pulling shackle up to the chain boomer at the end of the string. This unique system of interlocking of the pulled pipe string eliminates practically any disconnection of pipe sections or their loss in the hole. The axial force which is induced by the drilling machine during the pullback of the pipe string is distributed into tension of the hexagonal socket screw and into the back thrust from the boomer at the last socket of the pipe produced by the chain pull in ratio of 1 : 1 approximately. For better understanding of the single technological processes of the ductile cast iron pipe's pullback see the enclosed pictures.

Each 100 – 120 m section of the DN 100 and/or DN 150 water mains is exposed to the pressure test in the end. According to the conditions of the owner of water mains (PVK) the ductile cast iron main has to resist the pressure of 1,0 MPa for the time of 1 hour at minimum.

### A FEW WORDS ABOUT THE CONTRACTOR

The Prague's company Čermák and Hrachovec Inc., construction of engineering networks was founded in 1990. The Company made itself known to the professional public definitively in the first half of 1994 especially in the field of construction works for building, repairs and reconstruction of water mains and public sewer systems applying classical excavation works (trenches, shafts, sewer tunnels, etc.) in the city localities especially. Already at the beginning of the Company's operation its activities have been concentrated upon the development of progressive, above all trenchless technologies which can expressively reduce the classical excavation works and affect favourably the ecology of the working environment.

Owing to its dominant position in the branch of mining and building works for municipal purposes the Č and H company has been in the centre of permanent attention, criticism and supervision of the Mining Office Authorities, Inspection of Labour Safety, Construction and Building Administration Authorities, Ecological Movement Authorities, etc. The Č and H company and its management, site engineers and operators of machine equipments of top quality and technical skill have grown under this pressure of the above mentioned Institutions and Authorities upon the company. In the time being the Č and H Company participates in the execution practically of all known trenchless techniques for laying water mains and another supply lines (e.g. pipe jacking up to DN 600, ramming of steel pipes up to DN 1000, reconstruction of old mains applying the Cracking and Bursting techniques, installation of water mains and gas pipe lines, pressurized sewer systems and plastic protecting pipes for telecommunication cables and engineering networks applying the HDD technique, pipe jacking by the Geisert technology, guided and unguided microtunnelling applying the Soltau technology, directional drilling using the Grundopit or Grundodrill, Terra-Jet techniques, if required).

The Č and H Company introduced the technology of guided microtunnelling using the RVS machine for the sewer system DN 300 for the first time in the Czech Republic for the job in Stodůlky in Prague already in 1994. In 2002 the Č and H was the first Company which performed trenchless installation of about 1200 meters of DN 110 – 200 ductile cast iron pipes at the Prague's localities in Jeremenkova Street, Cibulky, Sobín for the public water mains. At Cibulky location the water supply pipes were drawn in the bend. The project of the waste water sewer system in the Tyršova quarter in Modřany will be continued in the whole year 2003.



Obr. 8 Detail tažné hlavy a tažného mezikusu (zprava do leva): obrtlík – tažný závěs, na který je napojen tažný řetěz – hladký konec první trubní sekce umístěný v tažném mezikusu je zajištěn imbusovým šroubem proti vytržení  
Fig. 8 The detail of the towing head and intermediate pulling pipe. From right to left: swivel – the pulling shackle which the pulling chain is connected with – the spigot of the first main pipe situated in intermediate pulling pipe is secured with a hexagonal socket screw against whipping out



# BEZPEČNOST SILNIČNÍCH TUNELŮ - POROVNÁNÍ S POŽADAVKY EVROPSKÉHO PARLAMENTU

## SAFETY IN ROAD TUNNELS – COMPARISON WITH REQUIREMENTS OF THE EUROPEAN PARLIAMENT

DOC. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc.  
ELTODO EG, a. s.

### ABSTRAKT

Evropský parlament a Rada Evropy připravily k vydání novou směrnici definující minimální požadavky na vybavení tunelů na trans-evropské dopravní síti. Kromě toho směrnice stanovuje důležité a nové organizační zásady pro zabezpečení shodné bezpečnosti v evropských tunelech. V článku je tato směrnice porovnávána s našimi standardy.

### ÚVOD

Ve své Bílé knize „Evropská dopravní politika do 2010 - čas k rozhodnutí“ Evropská komise zdůrazňuje potřebu zpracovat evropskou směrnici k harmonizaci minimálního stupně vybavení a provozování tunelů tak, aby se zabezpečila stejná bezpečnost pro uživatele silničních tunelů, a to zvláště těch, které přísluší k trans-evropské dopravní síti. Na základě toho byl 30. 12. 2002 předložen návrh směrnice Evropského parlamentu a rady na minimální bezpečnostní požadavky trans-evropské silniční síti, lit. [1] (dále Směrnice).

V České republice jsou tunely projektovány, vybavovány a provozovány podle standardu ČSN 73 7507 a technických podmínek TP98 a TP154. ČSN 73 7507 „Projektování tunelů pozemních komunikací“ je zaměřena hlavně na stavební uspořádání tunelu a dozná v příštím roce změny. TP98 „Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací“ vydané v roce 1997 jsou přepracovány a druhé upravené vydání je ve schvalovacím procesu. TP154 „Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací“ byly vydány v loňském roce.

Článek má za cíl posoudit bezpečnostní úroveň našich tunelů porovnáním s novou směrnicí Evropské unie 2002/0309 (COD), lit. [1].

### SMĚRNICE EVROPSKÉHO PARLAMENTU A RADY

Směrnice v 19 člincích stanovuje požadavky na provedení tunelů tak, aby byla zachována přibližně stejná bezpečnost kdekoli v Evropě. Některé články jsou v dalším textu komentovány:

**Předmět a cíle:** Směrnice určuje minimálně nutnou úroveň bezpečnosti pro tunely trans-evropské silniční sítě. Má být aplikována na provozované, rozestavené a projektované tunely delší než 500 m.

**Bezpečnostní hledisko:** Členské státy musí zajistit, že tunely na jejich teritoriu minimálně odpovídají doporučením dle příl. 1, Směrnice. Pokud by řešení pro provozovaný tunel bylo příliš nákladné, je nutné prokázat rizikovou analýzou, že je tunel bezpečný. O změnách oproti příloze musí být informována komise.

**Administrativní dohled:** Členské státy musí ustanovit jediný administrativní dohled zodpovědný za bezpečnost v tunelech a dodržování Směrnice. Ten je partnerem komise a ostatním členskými státy. Nově postavené tunely a tunely rekonstruované autorizuje tento administrativní dohled, který má také právo uvalit restrikce na provozování tunelu, pokud nejsou dodrženy podmínky pro bezpečný provoz.

**Inspekční dohled:** Členské státy ustavují jeden nebo více inspekčních dohledů, které ověřují nebo testují bezpečnost pro administrativní dohled. Provozovatel tunelu nemůže být zároveň inspekčním dohledem.

**Provozovatel tunelu:** Každý tunel je provozován jedním veřejným nebo privátním provozovatelem zodpovědným za provoz tunelu. Každá mimořádná událost je zaznamenávána ve zprávě analyzující příčiny a důsledky a je nejpozději do jednoho měsíce předána bezpečnostnímu referentovi.

**Bezpečnostní referent:** Pro každý tunel je ustaven nezávislý bezpečnostní referent, který plánuje a provádí bezpečnostní testy a zkoušky, cvičí obsluhu a účastní se zkoušek zařízení.

**Platnost Směrnice:** Nově plánované tunely a tunely ve výstavbě musí být prověřeny a musí vyhovovat minimálně příl. 1. U tunelů, které jsou v provozu, provádí bezpečnostní referent shodu s příl. 1 nejpozději do jednoho roku od vydání

### SUMMARY

The European Parliament and the Council of the European Union have set up for publication a new directive defining minimal requirements on equipment of tunnels at the trans-european traffic network. Moreover, the directive also sets new and essential operative principles for provision of common safety in European tunnels. This article compares this directive with our Czech standards.

### INTRODUCTION

Within its White Paper on “European transport policy until 2010 – time to decide”, the European Commission emphasizes the need to introduce a European directive in order to harmonize a minimal level of equipment and operation of tunnels, so that an equal safety for road tunnel users would be ensured, especially in those tunnels belonging to the trans-european traffic network. Based on that, a proposal for the “Directive of the European Parliament and Council of the EU on the minimal safety requirements at the trans-european road network”, lit. [1] (further as Directive).

As for the Czech Republic, tunnels are designed, equipped and operated in accordance with the standard ČSN 73 7507 and specifications TP98 and TP154. The standard ČSN 73 7507 “Design of road tunnels” is focused mainly on the construction frame of the tunnel and might experience a mutation in the following year. The TP98 “Technological equipment of road tunnels” issued in 1997 has been revised and the second edition is currently going through the procedure of approval. The TP154 “Operation, administration and maintenance of road tunnels” was issued in the last year. The article aims at evaluation of the safety level in our tunnels by comparing them with the new EU directive 2002/0309 (COD), lit. [1].

### DIRECTIVE OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND THE COUNCIL OF THE EUROPEAN UNION

In its 19 articles it sets requirements on the realization of tunnels so that an approximately equal safety would be kept anywhere in Europe. Several articles are being commented on in the following text:

**Object and aims:** The Regulation sets a minimal required level of safety in tunnels of the trans-european road network. It is to be implemented on operated, under construction as well as designed tunnels longer than 500 m.

**Safety aspect:** The member states are to ensure that tunnels on their territory comply with the minimal recommendations according to Annex 1 of the Directive. In case the solution for already operated tunnel would be too costly, it is required to submit a risk assessment and thus prove, that the tunnel is safe. The Commission is to be informed of any deviations from the annex.

**Administrative body:** The member states are to set up a common administrative body<sup>1</sup>, responsible for safety in tunnels and implementation of the Directive. It will cooperate with the Commission as well as member states. Newly constructed tunnels and tunnels after reconstruction will be approved by this common administrative body, which will also be entitled to impose restrictions on the tunnel operation, if requirements for safe traffic are not kept.

**Inspection body:** The member states are to set one or more inspection bodies, which will check and test safety in favor of the administrative body. A tunnel operator must not act as an inspection body at the same time.

**Tunnel Operator:** Each tunnel is operated by one public or private operator, responsible for the traffic in the tunnel. Every emergency will be recorded in a report analyzing causes and impacts and within one month submitted to the safety officer.

**Safety officer:** Each tunnel has a designated independent safety officer, who will plan and carry out safety tests and examinations, instruct servicing employees and will take part in tests of the equipment.

**Directive in force:** Newly designed tunnels and tunnels under construction are

Směrnice a cestou provozovatele výsledky nahlásí administrativnímu a inspekčnímu dohledu. U tunelů, které nevyhovují, se komisí pošle plán rekonstrukcí. Během tří let musí být uvedeno do shody se Směrnicí nejméně 10 % tunelů, do šesti let 50 % a do deseti let 100 % tunelů.

**Periodické inspekce:** Inspekční dohled musí kontrolovat shodu se Směrnicí neméně jednou za pět let.

**Analýza rizik:** Analýza rizik musí být prováděna nezávislým orgánem na žádost administrativního dohledu. Při analýze rizik je nutné vzít v potaz dopravní podmínky, geometrii tunelu, počty nákladních vozidel apod. Členské státy mají vybrat nejvýhodnější metodologii a mají o ní informovat komisí. Po pěti letech komise všechny metodologie soustředí a harmonizuje společně řešení.

**Inovativní technologie:** Aby nebylo bráněno aplikování nových technologií, má administrativní dohled možnost provést odchylky od Směrnice, pokud je zajištěn vyšší standard bezpečnosti. Tyto změny jsou oznámeny komisí, která se k nim vyjadřuje.

**Platnost Směrnice:** Směrnice vstupuje v platnost za dvacet dní od publikování v oficiální dokumentu Official Journal of the European Communities.

## POROVNÁNÍ SMĚRNICE EVROPSKÉHO PARLAMENTU S PŘEDPISY PLATNÝMI V ČR

V ČR jsou budovány a vybavovány tunely podle ČSN 73 7507 „Projektování tunelů pozemních komunikací“ a TP98 „Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací“. Následující porovnání vychází z připravovaného aktualizovaného vydání TP98, které bude vydáno letos. ČSN 73 7507 je platná od srpna 1999.

### Kategorizace z hlediska shodné bezpečnosti

Stavební uspořádání a vybavení tunelů z hlediska bezpečnosti nepatří k provozním souborům, které lze exaktně vypočítat, na rozdíl od provozních souborů osvětlení nebo ventilace, viz popis - Kap. 1.4 Metodika návrhu funkčního celku v lit. [3]. Základním kritériem pro stanovení kategorií tunelů z hlediska vybavení bezpečnostním zařízením a systémy jsou v TP98 i ve Směrnici Evropské komise dva parametry: délka tunelu a intenzita dopravy. Podle jejich kombinací je určena kategorie tunelu se stejnou bezpečností.

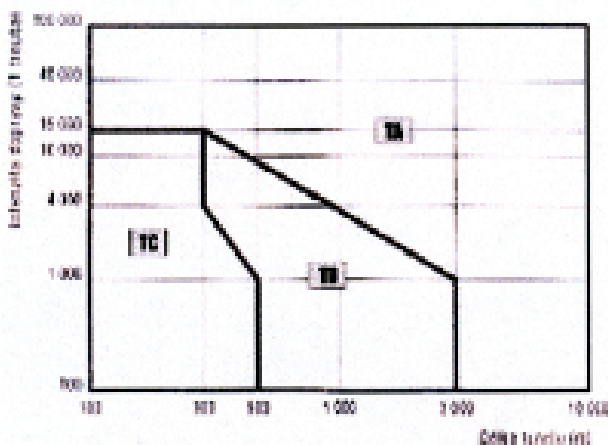
Tento přístup vycházel při tvorbě TP98 v roce 1996 ze směrnic PIARC, pracovní skupiny C5, lit. [6]. Toto dělení, zachované i v nové verzi TP98, sleduje trendy Směrnice, na rozdíl od nové rakouské směrnice RVS (vydání 2001), lit. [7], kde je hlavním kritériem pouze intenzita dopravy a na rozdíl od německého RABT vydaného v roce 2002, lit. [8], kde je jediným kritériem délka tunelu.

Tunely v České republice jsou tedy rozděleny do tří kategorií: TA, TB a TC v závislosti na intenzitě dopravy a délce tunelu, obr. 1. Kategorie TA vyžaduje nejkomplexnější vybavení a týká se tunelů hodně zatížených dopravou nebo delších než 3 km. Oproti tomu kategorie TC nevyžaduje instalaci všech bezpečnostních prvků.

V obr. 2 je zakresleno porovnání kategorií dle TP98 se směrnicí Evropského parlamentu. Je patrné, že třídy bezpečnosti I a II odpovídají české kategorii TA. Třída III přísluší většinou do kategorie TA, zatímco třídy IV a V jsou v kategorii TB. Kategorie TC odpovídající tunelům kratším než 500 m není ve směrnici řešena.

### Proč pouze tunely delší než 500 m

Směrnice Evropského parlamentu požaduje povinné bezpečnostní vybavení pouze u tunelů delších než 500 m a má pro to logické důvody: Člověk může obvykle uniknout z tunelů kratších než 500 m během 5 až 10 minut. V této době



Obr. 1 Rozdělení tunelů do tří kategorií z hlediska bezpečnostního vybavení (TP98)

Fig. 1 Division of tunnels into three classes from the safety equipment aspect (TP98)

to be checked and comply with Annex 1. As for tunnels which are already in operation, the safety officer will verify compliance with Annex 1 within one year of issuing of the Directive and will submit results to the administrative and inspection body through the operator. As for tunnels, which will not comply, a plan for reconstruction is to be sent to the Commission. 10 % of the tunnels are to comply with the Directive within 3 years, 50 % within 6 years and 100 % within 10 years.

**Periodic inspections:** The inspection body is to verify compliance with the Directive at least once every 5 years.

**Risk assessment:** Risk assessment is to be carried out by an independent body on request of the administrative body. Particular traffic conditions, tunnel geometry, numbers of lorries etc, have to be taken into consideration in the risk assessment. The member states are to select the most convenient methodology and should inform the Commission about it. In five year's time, the Commission will gather all methodologies and harmonize a common solution.

**Innovative technologies:** In order not to prevent application of new technologies, the administrative body has an option to implement deviations from the Directive, in case a higher standard of safety is provided. These deviations are to be submitted to the Commission, which will form its opinion on those.

**Directive in force:** The Directive comes in force after 20 days since publication in the official document "Official Journal of the European Communities".

## COMPARISON OF THE DIRECTIVE OF THE EUROPEAN PARLIAMENT WITH STANDARDS EXISTING IN THE CR

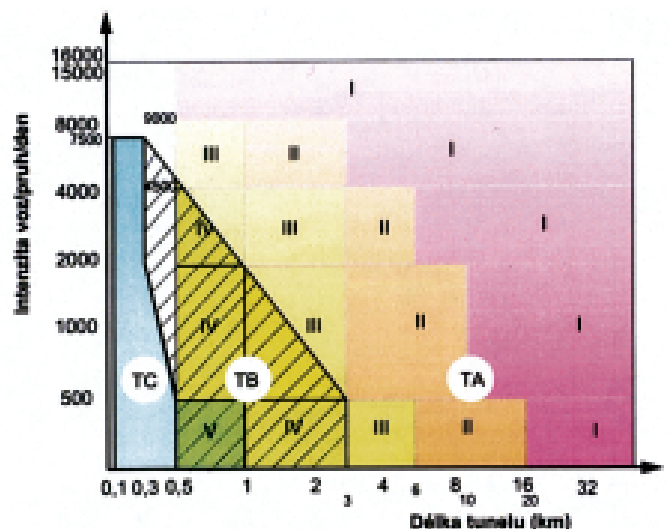
In the Czech republic, tunnels are constructed and equipped in compliance with the standard CSN 73 7507 "Design of road tunnels" and the TP98 "Technological equipment of road tunnels". The following comparison is based on the revised edition of the TP98, which will be published this year. The CSN 73 7507 has been in force since August 1999.

### Classification from the common safety aspect

The structure and equipment of the tunnel from the safety aspect do not belong to operational units which can be precisely calculated, such as the illumination or ventilation operational units, see the description - chap. 1.4 "Metodika návrhu funkčního celku" v lit. [3]. There are two parameters within the TP98 and the Directive of the European Commission acting as basic criteria for the determination of tunnel classes from the aspect of safety equipment and systems: tunnel length and traffic intensity. Combinations of these determine a class of tunnels with equal safety. In 1996 during the development of the TP98, this approach was based on PIARC directives, by workgroup C5, lit. [6]. This division, also kept in the new version of TP98, pursues trends laid forth by the Directive, unlike the new Austrian directive RVS (2001 edition) lit. [7], which recognizes only the traffic intensity as a criterion and also unlike the German RABT issued in 2002, lit. [8], where the tunnel length is the only criterion.

Tunnels in the Czech republic are thus divided into three classes: TA, TB and TC, depending on the traffic intensity and tunnel length, fig. 1. The TA class requires most complex equipment and applies to tunnels heavily loaded with traffic or longer than 3 km. On the other hand, the TC class does not require installation of all safety elements.

Fig. 2 depicts comparison of classes according to TP98 and Directive of the European Parliament. It is apparent that safety classes I and II correspond to the Czech class TA. Class III usually joins the TA class while classes IV and V are in the TB class.



Obr. 2 Porovnání bezpečnostních požadavků z direktivy a TP98

Fig. 2 Comparison of safety requirements according to the Directive and TP98



je horký kouř, který je produktem hoření, přirozeně stratifikován pod stropem tunelu, což usnadňuje únik prchajícím osobám. Směrnice dokonce výslovně říká, že tunely do této délky nemusí být nutně vybavovány mechanickým ventilačním systémem.

Zde je povinností autora článku upozornit na „převybavení“ tunelu Valík předimenzovaným ventilačním zařízením.

## POROVNÁNÍ NAŠICH STANDARDŮ A EVROPSKÉ SMĚRNICE Z HLEDISKA VYBAVENÍ A KONSTRUKCE TUNELU

V příl. 1 Směrnice jsou tunely kategorizovány do tříd I až V a v jednotlivých paragrafech jsou verbálně vyjádřeny základní požadavky na jejich vybavení. Detailní analýza obou dokumentů je ve výzkumné zprávě Eltodo EG, lit. [9]. V následující tab. 1 jsou uvedeny vybrané parametry, kde se naše standardy a Směrnice více liší.

Většinou vyznačuje červené pole stav, kdy daný parametr není v čs. standardech zohledněn. Souvisí to s revizí ČSN 73 7507, která bude provedena letos. Pozice 3 a 5 budou do návrhu zapracovány. Za zvláštní zmínku stojí nemožnost stavět tunely se sklonem nad 5 % (poz. 6). Také tento parametr bude zapracován do revize normy. Problémy s bezpečností provozu tunelů ve vztahu na jejich sklon jsou řešeny již ve starších dokumentech PIARC a jsou velmi logické. S tím souvisí i to, že by se velmi zatížené městské tunely neměly stavět se sklony blízkými se této hodnotě (tunel Letná – Trója).

Požadavky na videodetekci (poz. 9) jsou v revidovaných TP98 ve formě doporučení. Nové vydání však již bude striktně požadovat videodetekci u tunelů delších než 1000 m. Přeprava nebezpečných nákladů v tunelech není u nás řešena v žádném předpisu a bude zpracována v nových technických podmínkách.

### Minimální Požadovaná výbava

V následující tab. 2 je uvedena podstatnější část porovnání požadavků na stavební a technologické vybavení podle požadavků Směrnice Evropského parlamentu (příl. 1), nových TP98 a ČSN 73 7507. Jedná se o porovnání minimální požadované výbavy pro každou třídu tunelu. Označení tříd tunelů vyplývá z obr. 2. Vycházíme-li z uvedeného porovnání, je podle počtu zelených polí vidět, že v ČR jsou kladeny vyšší nároky při vybavování a projektování tunelů a pokud se projektanti a investoři budou standardy řídit, neměly by být problémy. Červená pole se týkají výhradně stavební části a požadavky budou zapracovány do revidované ČSN normy.

## POROVNÁNÍ NAŠICH STANDARDŮ A EVROPSKÉ SMĚRNICE Z ORGANIZAČNÍHO HLEDISKA

Technické podmínky TP154 ve své kapitole 4 definovaly požadavky na ustavení bezpečnostní komise pro každý tunel, a to ještě dlouho předtím, než se Evropský

The TC class corresponding to tunnels shorter than 500 m is not dealt with in the Directive.

### Why only Tunnels longer than 500 m

The Directive of the European Parliament requires mandatory safety equipment only in tunnels longer than 500 m and has logical reasons for it: A person is usually able to escape from tunnels shorter than 500 m within 5-10 minutes. During this time, the hot smoke as a product of fire is naturally localized at the tunnel ceiling, which facilitates the escape of running persons. The Directive actually particularly stresses that tunnels within such length do not necessarily have to be equipped with forced ventilation system.

The author here feels obliged to mention "over-equipping" of the tunnel Valík with over-dimensioned ventilation equipment.

## COMPARISON OF OUR STANDARDS AND THE EUROPEAN DIRECTIVE FROM PERSPECTIVE OF EQUIPMENT AND TUNNEL STRUCTURE

Annex 1 of the Directive contains a division into classes I to V while individual paragraphs include verbally expressed basic requirements for their equipment. For detailed analysis of both documents see the research report by Eltodo EG, lit. [9]. The following Chart 1: Basic requirements for the construction of tunnels, shows selected parameters, in which our standards and the Directive differ.

Most of the times the red field suggests that the given parameter is not mentioned within Czech standards. It coheres with the revision of ČSN 73 7507, which will be carried out this year. Points 3 and 5 will be elaborated in the proposal. The inability to construct tunnels with gradient over 5% (point 6) is worth special attention. This parameter will be elaborated in the revised standard as well. The issues of traffic safety in tunnels in relation to their inclination have already been solved by older documents PIARC and appear very logical. There is also the coherent issue that heavily loaded urban tunnels should not be constructed with gradients close to this value (the Letná-Trója tunnel).

The requirements for video-detection (point 9) appear within the revised TP98 as recommendations. The new edition will, however, strictly require video-detection in tunnels longer than 1000 m. Transport of hazardous materials in tunnels is not solved by our standards and will be elaborated in the new technical conditions.

### Minimal Required equipment

The following Chart 2 shows more substantial part of comparison of requirements for thee structure and technological equipment according to the Directive of the European Parliament (Annex 1), new TP98 and ČSN 73 7507. It is a comparison of minimal required levels of equipment for every tunnel class. Determination of the tunnel classes is based on Fig. 2.

Considering the introduced comparison, the number of green fields suggests that standards in the CR set higher demands for equipment and designing of

	TP 98 + ČSN 73 7507	Směrnice Evropského parlamentu		TP 98 + ČSN 73 7507	Directive of the EP	
Nouzové zálivy	Navrhují se ve vzdálenosti cca 700 m.	Vzdálenost mezi nouzovými zálivy nesmí překročit 1000 m. Správní autorita může na základě risk analýzy požadovat kratší vzdálenosti.	1.	Emergency niches	Designed app. every 700 m	
Únikové propojky u jednosměrných tunelů	Jsou budovány u tunelů delších než cca 700 m se dvěma troubami obvykle ve vzdálenosti cca 350 m. Propojka je zabezpečena oproti průniku kouře z jedné roury do druhé	Umístění záleží na dopravě, nesmí však překročit 500 m. Každá třetí propojka je konstruována pro průjezd záchranných vozidel. Propojka musí být zabezpečena, aby nedocházelo k průniku kouře z jedné trouby do druhé (dveře, přetlak). Před každým tunelem je střední pruh pro pohotovostní složky.	2.	Emergency connections in single-direction tunnels	Constructed every 350 m in double-tube tunnels longer than app. 700 m. Connection is safeguarded from smoke penetration from one tunnel tube into the other.	
			3.			
			4.			
			5.			
Výškové vedení	Není řešeno v TP98 ani ČSN 73 7507.	Sklon vozovky nad 5 % není povolen.	6.	Gradient	Solved by neither TP98 nor ČSN 73 7507. Carriageway gradient of more than 5% is not permitted.	
Minimální výbava	Nouzové únikové osvětlení se umísťuje maximálně do výšky 0,8 – 1 m. Bezpečnostní značky se umísťují po cca 15 m.	Světelná značka únikový východ musí být nejméně každých 100 m, bezpečnostní značky každých 25 m ve výšce 1,1 – 1,5 m a nad každou bezpečnostní propojkou a požárním zařízením.	7.	Minimal equipment	Emergency escape illumination is to be placed within maximum height of 0.8 – 1 m. Safety signs are to be placed app. every 15 m.	
			8.			Same solution in TP. The operator must be able to enter the broadcasting in case of emergency.
			9.			Installation of video-detection in TA and TB class tunnels is recommended.
Přeprava nebezpečného nákladu	Není řešeno v TP98 ani ČSN 73 7507	Před tunelem se umísťuje značka, jaký náklad má povolení/zákaz projíždět tunelem.	10.	Transport of hazardous materials	Solved by neither TP98 nor ČSN 73 7507. A sign is to be placed in front of the tunnel, determining what materials are permitted to/prohibited from entering the tunnel.	
				Vytvořit risk analýzu o využití tunelu k přepravě nebezpečného zboží.		

Tab. 1 Základní požadavky na provedení tunelů (zeleně-čs. standardy lepší, žlutě-shodné požadavky, červeně-neřešeno nebo horší v čs. standardech)  
Chart. 1 Basic requirements on the realization of tunnels (green-Czech standards are better, yellow-equal requirements, red-not solved or worse within Czech standards)

parlament rozhodl tuto problematiku řešit. V TP154 jsou také formulovány požadavky na evidenci mimořádných událostí ve formě dotazníků a formulářů. Přesto je nezbytné nutně ustanovit orgán státního dozoru, který je zde nazván administrativní dohled. Ten plně zastupuje zájmy státu, ale pro vlastní činnost by bylo vhodné, kdyby dohled prováděla pověřená organizace, která se nepodílí na výstavbě ani projektování tunelů. Nabízí se zde analogie s Drážním úřadem nebo Státní leteckou inspekcí. Samozřejmě pro rozsah tunelů v České republice by se jednalo o několik málo pracovníků.

Inspekční dohled zajišťuje specializované práce, měření a testy v provozovaných tunelech, kde pracuje na pokyn administrativního dohledu. Zde se předpokládá činnost na smluvním principu, přičemž vzhledem k rozsahu tunelových technologií se bude patrně jednat o více specializovaných organizací. Výjimkou by mělo být pracoviště, které by provádělo nezávislou analýzu a vyhodnocení rizik. Toto pracoviště by mělo být jedno (auditované), které zajistí jednotný přístup k této komplexní problematice.

Pro každý tunel musí provozovatel zajistit činnost bezpečnostní komise nebo referenta, který má na starosti problematiku uvedenou ve směrnici a TP154.

tunnels and that if designers and investors hold on to the standards, there will be no problems. The red fields concern only the construction part and these requirements will be elaborated into the revised CSN standard.

### COMPARISON OF OUR STANDARDS AND THE EUROPEAN DIRECTIVE FROM THE ASPECT OF ADMINISTRATION

The specification TP154 in its chapter 4 defined requirements for designation of a safety committee for every tunnel and already a long time before the European Parliament decided to deal with this issue. The TP154 also defined requirements for records of emergency events using questionnaires and forms.

Nevertheless, it is essential to appoint a body of public supervision, here the so-called Administrative body. It consistently pursues public interest, but for activity proper it would be suitable to have the supervision carried out by a designated organization, which does not take part in either construction or designing of tunnels. There is an apparent analogy with the Railway bureau or the National aviation inspection. Of course, as for the range of tunnels in the Czech republic, this would include only several workers.

The Inspection body will provide specialized works, measurements, tests in

		Direktiva EP	TP98 + ČSN 73 7507			Directive of the EP	TP98 + ČSN 73 7507			
Osvětlení	stálé osvětlení	povinně tř. I, II, III doporučeno IV, V	povinně TA, TB, TC		Illumination	Permanent illumination	required for classes I, II, III recommended for IV, V	required for TA, TB, TC		
	nouzové osvětlení	povinně I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	povinně TA, TB, TC			Emergency illumination	required for I, II, III recommended for IV not required for V	required for TA, TB, TC		
	nouzové osvětlení únikových cest	není specifikováno	povinně TA, TB doporučeno TC			Emergency illumination of escape ways	not specified	required for TA, TB recommended for TC		
	značení únikových cest	není specifikováno	povinně TA, TB, TC			Placement of signs along escape ways	not specified	required for TA, TB, TC		
Komunikace	nouzový telefon	povinně I, II, III doporučeno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC		Communications	Emergency phone	required for I, II, III recommended for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	vysílání rádia	povinně I, II, doporučeno III, IV nepožadováno V	povinně TA, TB doporučeno TC			Radio broadcasting	required for I, II, recommended for III, IV not required for V	required for TA, TB recommended for TC		
	hlasitý odposlech	povinně I, II, doporučeno III, IV nepožadováno V	povinně TA, TB doporučeno TC			Intercom	required for I, II, recommended for III, IV not required for V	required for TA, TB recommended for TC		
	pohotovostní telefon	povinně tř. I, II, III doporučeno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC			Rescue phone	required for I, II, III recommended for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	televizní dohled	povinně I, II, doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC			Video-monitoring	required for I, II, recommended for III not required for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	informační displeje	povinně I, II, doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC			Information screens	required for I, II, recommended for III not required for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	rádiové spojení	povinně I, II, doporučeno III, IV nepožadováno V	povinně TA, TB doporučeno TC			Radio connection	required for I, II, recommended for III, IV not required for V	required for TA, TB recommended for TC		
	mobilní telefonní síť	povinně I, II, doporučeno III, IV nepožadováno V	povinně TA, TB doporučeno TC			Cellular phone network	required for I, II, recommended for III, IV not required for V	required for TA, TB recommended for TC		
	Dopravní systém	zařízení pro uzavření tunelu	povinně I, II, doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC			Traffic system	Device for sealing of the tunnel	required for I, II, recommended for III not required for IV, V	required for TA, TB recommended for TC
		zařízení pro zastavení vozidel uvnitř tunelu	doporučeno I, II nepožadováno III, IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC				Device for halting vehicles inside the tunnel	recommended for I, II not required for III, IV, V	required for TA, TB recommended for TC
zařízení pro měření výšky vozidla		povinně I doporučeno II, III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC		Device for measuring vehicle heights	required for I, recommended for II, III not required for IV, V		required for TA, TB recommended for TC		
řídící centrum		povinně I, II, doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC Pokud je ventilace nebo řízené osvětlení, ŘS je podmínkou		Control center	required for I, II, recommended for III not required for IV, V		required for TA, TB recommended for TC In case of ventilation or controlled illumination, a command center is required		
dopravní model – klasifikace, predikce		není specifikováno	povinně TA, TB doporučeno TC		Traffic model - classifications, predictions	not specified		required for TA, TB recommended for TC		
řízení dopravy v pruzích		není specifikováno	povinně TA doporučeno TB, TC		Traffic management in lanes	not specified		required for TA recommended for TB, TC		
řízení na vjezdu (S1a, S1b)		není specifikováno	povinně TA, TB doporučeno TC		Entry management (S1a, S1b)	not specified		required for TA, TB recommended for TC		
vertikální dopravní značení, dopravní knoflíky – reflexní elementy		není specifikováno	povinně TA, TB, TC		Vertical traffic signs, raised pavement markers – reflexive elements	not specified		required for TA, TB, TC		
Detekce události	automatická detekce události	povinně I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC		Detection of events	Automatic detection of events	required for I, II recommended for III not required for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	detekce požáru	povinně I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	povinně TA, TB doporučeno TC			Fire detection	required for I, II recommended for III not required for IV, V	required for TA, TB recommended for TC		
	možnost vyhlášení ručního alarmu	povinně I, II, III, IV doporučeno V	povinně TA, TB doporučeno TC			Availability of manual fire alarm	required for I, II, III, IV recommended for V	required for TA, TB recommended for TC		
	ventilace	povinně I, II doporučeno III nepožadováno IV, V V tunelech do 500 m nepožadováno	povinně TA, TB doporučeno TC			Ventilation	required for I, II recommended for III not required for IV, V not required for in tunnels within 500 m	required for TA, TB recommended for TC		



Management události	hasiči přístroje	povinné I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	povinné TA, TB, TC	Management of the event	Fire-extinguishers	required for I, II, III recommended for IV not required for V	required for TA, TB, TC
	požární hydranty (suchovody)	povinné I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	povinné TA doporučeno TB, TC nad 400 m vždy		Fire-hydrants (dry piping)	required for I, II, III recommended for IV not required for V	required for TA recommended for TB, TC above 400 m always
	dodávka vody	povinné I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	povinné TA doporučeno TB, TC nad 400 m vždy		Water supply	required for I, II, III recommended for IV not required for V	required for TA recommended for TB, TC above 400 m always
Odolnost	požární odolnost stavby a zařízení	povinné I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	není specifikováno	Resistance	Fire resistance of the structure and equipment	required for I, II recommended for III not required for IV, V	not specified
	únikové cesty	povinné I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	povinné TA doporučeno TB, TC		Emergency escape ways	required for I, II, III recommended for IV not required for V	required for TA recommended for TB, TC
	únikové východy	povinné I, II, III doporučeno IV nepožadováno V	není specifikováno		Emergency exits	required for I, II, III recommended for IV not required for V	not specified
	průchody pro záchranné složky	povinné I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	povinné TA doporučeno TB, TC		Passages for rescue units	required for I, II recommended for III not required for IV, V	required for TA recommended for TB, TC
	nouzové chodby pro záchranné složky	povinné I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	není specifikováno		Emergency corridors for rescue units	required for I, II recommended for III not required for IV, V	not specified
Stavební opatření	nouzový záliv	povinné I doporučeno II nepožadováno III, IV, V	povinné TA doporučeně TB, TC	Structural measures	Emergency niche	required for I recommended for II not required for III, IV, V	required for TA recommended for TB, TC
	nouzové pruhy	doporučeno I, II nepožadováno III, IV, V	není vymezeno		Emergency lanes	recommended for I, II not required for III, IV, V	not specified
	průchod střední oblasti	povinné I, II doporučeno III nepožadováno IV, V	není vymezeno		Passage through the central zone	required for I, II recommended for III not required for IV, V	not specified
	ochranný prostor	doporučeno I, II nepožadováno III, IV, V	není specifikováno		Protective zone	recommended for I, II not required for III, IV, V	not specified
Hasičská jednotka u portálu		doporučeno I nepožadováno II, III, IV, V	není specifikováno	Fire brigade unit at the portal		recommended for I not required for II, III, IV, V	not specified

Tab. 2 Porovnání směrnice EP – TP 98/ČSN (zeleně-čs. standardy lepší, žlutě-shodné požadavky, červeně-neřešeno nebo horší v čs. standardech)

## ZÁVĚR

Analýza a porovnání technologického vybavení našich tunelů se směrnicí Evropského parlamentu ukazuje, že naše tunely jsou vybavovány většinou vyšším standardem. Podstatnější výjimkou je požadavek na videodetekci, který bude zapracován do nové verze TP98. Pro zlepšení stavu ve stavebním řešení je nutné urychleně dopracovat revizi normy ČSN 75 7307.

Podstatnější zásahy do provozování tunelů je nutné očekávat v organizační části, kde musí být nově ustaven orgán státního dozoru, pracoviště inspekčního dohledu a každý tunel bude mít bezpečnostní komisi. Návrh na toto nové uspořádání bude projednáván s Ministerstvem dopravy a spoju v rámci řešení projektu „Řízení a analýza rizik tunelů pozemních komunikací“.

## Literatura

- [1] Directive Of The European Parliament And Of The Council on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European Road Network, Brussels, 2002/0309 (COD)
- [2] ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních komunikací, 1997
- [3] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, TP98, Eltodo EG, Praha, 1997, str. 72
- [4] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, TP98, Eltodo EG, Praha, projednáváno, tisk 2003
- [5] Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací, TP154, Eltodo EG, Praha, 2002, ISBN 80-238-8361-5, str. 124
- [6] Road Safety in Tunnels, PIARC report, 1995, ISBN 2-84060-036-6
- [7] RVS 9.282 Projektierungsrichtlinien Betriebs und Sicherheitseinrichtungen, Tunnelausrüstung, FSV, 2001
- [8] RABT Richtlinien für die Ausstattung und Betrieb von Strassentunnels, 2002
- [9] Zbanik P., Příbyl P.: Analýza bezpečnosti silničních tunelů ve vztahu ke směrnici EU, Výzkumná zpráva 03-01/03, Eltodo EG, Praha, březen 2003

Chart 2 Comparison of the EP Directive and TP98/CSN (green-Czech standards are better, yellow-equal requirements, red-not solved or worse within Czech standards)

operated tunnels, where it will follow instructions of the Administrative body. Here, an activity based on a contractual basis is expected, while with regards to the wide range of tunneling technologies, this would likely include more specialized organizations. A workplace, which would carry out independent assessment and evaluation of risks, would be an exception. There should be only one such workplace (accredited), which would provide a single approach to such a complex issue.

As for every tunnel, the operator must provide for activity of either safety committee or safety officer, who would be responsible for the issues set forth by the Directive and TP154.

## CONCLUSION

Analysis and comparison of the technological equipment in our tunnels according to the Directive of the European Parliament shows that our tunnels are usually equipped on a higher standard. The only substantial exception is the requirement for video-detection, which will be elaborated into the new version of TP98. In order to improve the situation in the solution of structures, it is necessary to speedily finish the revision of the CSN 75 7307 standard. More substantial interventions into tunnel operation are to be expected in the field of administration, where a new body of public supervision and workplace of the inspection body will have to be founded while every tunnel is to have its safety committee. Proposal for such setup will be negotiated with the Ministry of Transport within the framework of the project "Control and assessment of risks in road tunnels"

## Literature

- [1] "Directive Of The European Parliament And Of The Council on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European Road Network", Brussels, 2002/0309 (COD)
- [2] ČSN 73 7507 „Projektování tunelů pozemních komunikací“, 1997
- [3] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, TP98, Eltodo EG, Prague, 1997, page 72
- [4] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, TP98, Eltodo EG, Prague, projednáváno, edition 2003
- [5] Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací, TP154, Eltodo EG, Prague, 2002, ISBN 80-238-8361-5, page 124
- [6] "Road Safety in Tunnels", PIARC report, 1995, ISBN 2-84060-036-6
- [7] RVS 9.282 "Projektierungsrichtlinien Betriebs und Sicherheitseinrichtungen, Tunnelausrüstung", FSV, 2001
- [8] RABT "Richtlinien für die Ausstattung und Betrieb von Strassentunnels", 2002
- [9] Zbanik P., Příbyl P.: Analýza bezpečnosti silničních tunelů ve vztahu ke Směrnici EU, project report 03-01/03, Eltodo EG, Prague, March 2003

## ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

## WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTION

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ  
A SLOVENSKÉ REPUBLICE (STAV K 31. 3. 2003)

## SLOVENSKÁ REPUBLIKA

**Tunel Sitina, Bratislava**

Velmi důležitou událostí v oblasti podzemního stavitelství na Slovensku v prvním kvartálu roku 2003 bylo podepsání smlouvy na výstavbu úseku dálnice D2 Lamačská cesta – Staré Grunty v Bratislavě zahrnujícího tunel Sitina s dvěma rúrami délky takmer 1500 m mezi investorem Slovenskou správou ciest a vítězným konzorciem Taisei Corporation – Skanska DS. Přípravné práce by měly začít už v jarných měsících, samotné razení oboch tunelových rúr (Novou rakúskou tunelovací metodou) pravděpodobně na jaře tohoto roku.

**Tunel Branisko**

V prvním kvartálu 2003 pokračovala na stavbě dálničního tunela Branisko (4975 m) finalizace montáže technologického vybavení a začali probíhat individuální funkční zkoušky. Skušobná převádka by měla začít v letních měsících, přičemž by v první fázi mělo íst o převádku bez přístupu veřejnosti. Veřejnost začne užívat dloho očekávaný tunel překonávající masiv Branisko mezi městy Levoča a Prešov pravděpodobně až na jaře.

**Tunel Horelica**

Práce na výstavbě tunela Horelica (605 m) na dálnici D3 na obchvate města Čadca uskotočňované společností Váhostav - Tunely a špeciálne zakladania, a. s., pokračovali betonážou sekundárního ostění, která by měla být v jarných měsících ukončena. Tunel by měl být uvedený do převádky počas nejbližší zimy.

**Přeszkumná štólna Višňové**

Po prerazení přeszkumné štólne délky 7480 m pre dálničný tunel Višňové v predošlom roku pokračovali práce realizované a. s. Doprastav začatím úprav štólne pre jej funkciu únikovej cesty pre budúci tunel. Úpravy zahrňujú vybudovanie definitívneho dna s odvodnením a tiež sekundárního ostění z drátkobetónu, tak aby bola zabezpečená dlhodobá stabilita diela. Práce na úpravách začali od demontážnej komory raziaceho stroja k oboj portálom a mali by byť ukončené na jar roku 2004.

**Tunely v Slovinsku**

V Slovinsku na trase dálnice Maribor - Ljubljana pokračovali práce na výstavbě troch tunelov ktoré vykonávajú Banské stavby, a. s., Prievizda. Tunel Trojane s dlozkou 2900 m je razený z dvoch protismerných portálov v ťažkých geologických podmienkach. Slovinskí tunelári okrem razenía vykonávajú aj geodetické práce na celom tuneli ako aj definitívnu betonáž tunela od východného portálu. Tunel Kastelec v celkovej dložke cca 2200 m je tesne pred prerazením kaloty oboch tunelových rúr. Tretím je tunel Podmilj, kde je už vyrazená ľavá rúra dložky 550 m, a v súčasnosti je razená pravá rúra.

## ČESKÁ REPUBLIKA

**Tunel Mrázovka – MO Praha**

Pokračuje provádění mezilehlé izolace a definitívního ostění tunelu. Na úseku, který realizuje Metrostav, a. s., bylo 21. 1. 2003 v západní tunelové troubě dokončeno definitívni ostění. Původně bylo plánováno, že bedniční vůz po vyjetí z hotové tunelové trouby bude rozebrán a znovu smotován před portálem východní tunelové trouby. Pro úsporu času i nákladů byl zvolen přesun kompletního bedničního vozu o váze cca 100 t po příčných kolejích kolmých na osu tunelů. Vůz byl tak přesunut z prostoru před západní troubou do prostoru před východní tunelovou troubou a okamžitě byl nasazen na betonáž. K 31. 3. 2003 bylo ve východní tunelové troubě vybetonováno přes 250 m dna včetně mostovky a asi 100 m definitívni ostění klenby. Společnost Subterra, a. s., na části stavby, kterou zajišťuje, dokončila v měsíci březnu 2003 definitívni ostění dvoupruhových tunelů a ostění jednopruhového tunelu větve B, v jednopruhovém tunelu větve A je ostění dokončeno asi z jedné třetiny. V rozpletu ZTT C je dokončena betonáž boků, v rozpletu VTT C tato betonáž pokračuje. Jsou dokončeny hrubé vnitřní betonové konstrukce v trafostanici a na Pavím vrchu pokračuje stavba vzduchotechnického výdechu.

**Tunel Březno**

Z ražené části tunelu, která má délku 1478 m a je prováděna metodou obvodového vrubu s předklenbou, je k 31. 3. 2003 vyraženo 791 m. Složitě geologické poměry se projevíly v posledním období nárůstem deformací. Proto musela být ražba 5. 3. 2003 přerušena a následovalo provedení opatření k stabilizaci úseku bezprostředně za čelbou. Definitívni konstrukce dna je provedena v délce 420 m a k 21. 3. 2003 bylo zabetonováno 210 m definitívni ostění klenby.

**Pražské Metro trasa IV C1**

Po skončení ražeb na první ražené jednolodní stanici na pražském metru, stanici Kobylisy, provádí v ní Metrostav, a. s., definitívni ostění s mezilehlou izolací. Z celkové délky stanice 147,9 m bylo k 31. 3. 2003 vybetonováno přes 110 m dna a byla již také zahájena betonáž definitívni ostění klenby stanice provedením

NEWS FROM UNDERGROUND CONSTRUCTION IN THE  
CZECH AND SLOVAK REPUBLIC (AS OF MARCH 31, 2003)

## SLOVAKIA

**Sitina tunnel, Bratislava**

A very significant event in the field of underground works took place in Slovakia in the first quarter of 2003 by signing a contract between the investor – Slovakian administration of roads and the winning consortium Taisei Corporation – Skanska DS for construction of section of the D2 highway Lamačská cesta – Staré Grunty in Bratislava, including the Sitina tunnel with two almost 1500 m long tubes. Preparation works should start as soon as spring months this year, the excavation of both tunnel tubes (using New Austrian tunneling method) then around autumn.

**Branisko tunnel**

Finalization of works on the technological equipment at the highway tunnel Branisko (4975 m) continued in the first quarter of 2003 while individual functional tests started. Test of operation should take place in the summer months while in the first phase it is to be an operation without the access of public. The wide public is not to start using the tunnel underpassing the Branisko massif between Levoča and Prešov until autumn.

**Horelica tunnel**

Works on construction of the Horelica tunnel (605 m) at the D3 highway bypass of Čadca, realized by Váhostav - Tunely a špeciálne zakladania a.s., proceeded by concrete placement of the secondary lining, which is to be finished in spring months. The tunnel should be put into operation as soon as the upcoming winter.

**Exploratory gallery Višňové**

Following the excavation of the 7580 m long exploratory gallery for the highway tunnel Višňové in the past year, works realized by Doprastav a.s. proceeded by starting adjustments of the gallery for its function of emergency escape way for the future tunnel. The adjustments include construction of final bedding with its drainage and secondary lining from reinforced concrete, in order to provide long-term stability of the structure. Works on adjustments started from the TBM disassembly chamber, continue towards both portals and should be completed in spring 2004.

**Tunnels in Slovenia**

In Slovenia at the highway section Maribor – Ljubljana, works proceeded on constructions of three tunnels, realized by Prievizda a.s. The 2900 m long Trojane tunnel is excavated from two opposite portals in complicated geological conditions. Beside excavation, the Slovakian tunnelers are also carrying out geodetic survey along the entire tunnel as well as final concrete placement of the tunnel from eastern portal. The 2200 m long Kastelec tunnel is shortly before calotte breakthrough in both tunnel tubes. The third is the Podmilj tunnel, where the 550 m long tube excavation has already been completed, the right tube is currently being excavated.

## CZECH REPUBLIC

**Mrázovka tunnel – City Ring Road Prague**

Realization of intermediary insulation and final lining of the tunnel proceeds. In the section realized by Metrostav a.s., final lining was finished in the western tunnel tube as of January 21, 2003. It was planned originally that the movable formwork will be, after having moved out of the completed tunnel tube, disassembled and again assembled in front of the portal of the eastern tunnel tube. However, due to time and economical reasons, an option of transport of the entire formwork set with weight of app. 100 tons along transverse rails perpendicular to the tunnel axis was selected. The vehicle was thus moved from the area in front of the western tube into area in front of the eastern tunnel tube and immediately deployed for concrete placement. As of March 31, 2003, over 250 m of invert including the bridge deck and app. 100 m of final vault lining have been concreted in the eastern tunnel tube.

In the section provided by Subterra a.s., in March 2003 finished final lining of double-lane tunnels and lining of a single-lane tunnel of branch B; within the single-lane tunnel of the branch A the lining is completed from about one third. Concrete placement of blocks is completed in bifurcation WTC C, it is still going on in bifurcation ETT C. Rough inner concrete structures in the transformer station have been completed while construction of the ventilation outlet proceeds at Pavi Hill.

**Březno tunnel**

As of March 31, 2003, 791 m are excavated out of the 1478 m long mined tunnel section, realized using the method of peripheral slot cutting method. Complicated geological conditions have recently resulted in increased amount of deformations. Therefore, the construction had to be put on hold on March 5, 2003 while realization of measures, in order to stabilize the section right behind the face, followed. Final bedding framework is carried out in length of 420 m and 210 m of final vault lining have been concreted as of March 31, 2003.

**Prague subway line IV C1**

Following completion of excavation works on the Kobylisy station, the first single-bay station within the Prague subway, Metrostav a.s. is erecting final lining with intermediary insulation. As of March 31, 2003, over 110 m of invert have been concreted from the entire length of 147,9 m. Concrete placement of final vault lining in the station also started by realization of the first two seven-meter sections.



prvních dvou sedmimetrových záběhů.

Subterra, a. s., na svém úseku dokončuje definitivní ostění tratových tunelů a zahájila provádění dalších vnitřních konstrukcí tunelů – kolejové betony a ocelové konstrukce pro kabely. Kolejové betony jsou prováděny z betonu s rozptýlenou výztuží a tvoří samostatné pásy, do kterých budou upevněny kolejnice kolejového svršku metra. U ocelových konstrukcí pro uložení kabelů musí být zajištěna vysoká požární odolnost.

#### Městský okruh Praha, průzkumná štola Blanka

Ražba štoly probíhá z těžní šachty na břehu řeky Vltavy v Praze – Troji a ke konci března 2003 vyrazil Metrostav, a. s., v obtížných geotechnických podmínkách 250 m z celkové délky 1 680 m. Nepříjemná je nehomogenita čelby, kde se střídají vrstvy břidlic a křemenců. Obtížná vrtatelnost křemenců je známá a dochází i k zavalování vrtů. Pro bezpečnost ražby pod úrovní dna Vltavy se provádí jádrové předvrtky délky 23 m. Podle projektu se provedla i sanační injektáž.

#### Tunel Plasina, Chorvatská republika

Jak jsme již informovali v minulém čísle, a. s. Subterra zahájila ražbu na dálničím tunelu v Chorvatsku. Ražba tunelů o délce 2 300 m byla slavnostně zahájena ze severního portálu dne 22. 11. 2002 za přítomnosti zástupců velvyslanectví České republiky v Chorvatsku, významných osobností Chorvatska a velkého zájmu médií. Po vybudování přístupových cest, vlastního portálu, zařízení staveniště a navíc mostu k jižnímu portálu, byly z něj dne 5. 3. 2003 zahájeny protiražby.

Ražby jsou prováděny technologií nové rakouské tunelování metody (NRTM) a minimální denní postupy pro plný profil na jednotlivých tunelech jsou stanoveny dle horninového zatřídění od 1,35 m do 3,4 m.

#### Zahájení ražeb na dvoukolejných železničních tunelech Krasíkov 1 a 2

Tunel Krasíkov 1 má celkovou délku 1 098,30 m, z toho 68,30 m tvoří hloubená jáma a 1 030,00 m je ražený tunel. Plocha výrubu se pohybuje dle technologické třídy výrubu od 108,80 m<sup>2</sup> (TT 2) do 137,00 m<sup>2</sup> (TT 5b). Při ražbě se používá Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) a práce se provádí v nepřetržitém provozu.

Ze západního portálu P1 razí úpadně společnost Metrostav, a. s. K 28. 3. 2003 bylo provedeno hloubení a provizorní vystrojení hloubené jámy v délce 46,15 m, zajištění portálu mikropilotami a svorníky a dále bylo vyraženo 43 m kaloty a 12 m jádra v TT 5a a TT 4.

Z východního portálu P2 razí dovrchně společnost Subterra, a. s. K 28. 3. 2003 bylo provedeno hloubení a provizorní vystrojení hloubené jámy v délce 22,15 m, zajištění portálu mikropilotami a svorníky a dále bylo vyraženo 65 m kaloty a 12 m jádra v TT 5a, TT 4 a TT 3.

Tunel Krasíkov 2 má celkovou délku 140,65 m, z toho 55,65 m tvoří hloubená jáma a 85,00 m ražený tunel. Plocha výrubu se pohybuje dle technologické třídy výrubu od 111,80 m<sup>2</sup> (TT 3) do 137,00 m<sup>2</sup> (TT 5b). Práce na obou portálech realizuje společnost Subterra, a. s..

Ražba tunelu probíhá úpadně pouze z portálu P1 v nepřetržitém provozu pomocí NRTM. K 28. 3. 2003 bylo z portálu P1 provedeno hloubení a provizorní vystrojení jámy v délce 12,50 m, zajištění portálu mikropilotami a dále bylo vyraženo 52 m kaloty a 10 m jádra v TT 5b, TT 4 a TT 3.

#### Tunely Dobrovského, VMO Brno – průzkumné štoly

V rámci Sdružení Dobrovského realizuje Subterra, a. s., průzkumnou štolu II.b o celkové délce 831 m.

V současné době probíhá ražení v neogenní jílech (nazelenale šedý, pevný až tvrdý, kompaktní jíl, který se odlamuje ve větších blocích, čelba je nezvodnělá) s průměrným denním postupem 4 m při ploše výrubu asi 13 m<sup>2</sup>. Rozpojování horniny provádí rypadlo ITC 112 M4, odvoz rubaniny je kolejovou dopravou. Zajištění výrubu tvoří ocelová důlní výztuž K24 a střikaný beton SB 20 s vloženou jednou vrstvou sítě. Z celkové délky průzkumné štoly II.b je k 20. 3. 2003 vyraženo 592 m. Součástí štoly II.b jsou i čtyři asi 16 m dlouhé průzkumné rozrážky (plocha výrubu cca 4 m<sup>2</sup>).

Metrostav, a. s., jako další člen sdružení připravil i pro ostatní účastníky sdružení portálovou jámu, ze které probíhá ražba průzkumných štol. Dále vyrazil průzkumnou štolu I.b v délce 365 m o profilu 14 m<sup>2</sup> (ražba byla dokončena 28. 10. 2002). Geologické podmínky byly charakterizovány převážně kompaktními jíly, místy, zejména zpočátku ražby zvodněnými. Ražba probíhala s použitím univerzálního rypadla s vynášečem dopravníkem SCHAEFF ITC 112, bezkolejovou vodorovnou dopravu ve štole zajišťovalo důlní vozidlo PAUS UNIVERZA 50-2 s výměnnou korbou na rubaninu a na suchou betonovou směs. Bylo dosaženo měsíčních postupů v ražbě více než 100 m při minimálních poklesech na povrchu.

Všechna průběžně získávaná data již dnes slouží jako podklad pro vypracování projektové dokumentace budoucích silničních tunelů.

#### Projekt ISPA – inženýrské sítě, Brno

V pátek 7. března 2003 byla v Brně slavnostně zahájena další z velkých inženýrských staveb, jejíž převážná část bude budována technologiemi podzemních staveb. Akce, která na dobu tří let promění část brněnského podzemí v rozsáhlé staveniště, umožnila Evropská komise prostřednictvím programu ISPA. Celkové investiční náklady projektu dosahují téměř 1,4 mld. Kč, z toho nevratný grant z prostředků Evropské unie činí 17,8 mil. EUR.

Projekt se skládá ze tří staveb:

1. soubor sekundárních kolektorů v historickém centru města Brna
2. rekonstrukce hlavních uličních stok Tkalcovská, Merhautova, Táborská
3. splašková a dešťová kanalizace v městské části Brno – Líšeň

Po dokončení v roce 2005 se výrazně zlepší kvalita životního prostředí ve městě. Po dobu výstavby se však obyvatelé a návštěvníci města musí naučit se stavbou žít, i když jedním z rozhodujících kritérií výběrového řízení byla minimalizace negativních vlivů tak rozsáhlé stavby na okolí a podpovrchové technologie jsou uplatňovány všude, kde je to technicky možné.

In its section, Subterra a.s. is about to complete final lining of the tunnels and started realization of other inner tunnel structures – trackbed concrete and steel structures for cables. Trackbed concrete is being realized from fiber reinforced concrete and is forming independent grooves, onto which the rails of subway trackwork will be fixed. High fire resistance ability has to be provided for steel structures for placement of cables.

#### City Ring Road Praha, exploratory gallery Blanka

Excavation of the gallery proceeds from mining shaft at the Vltava River bank in Prague – Troja, and to the end of March 2003 Metrostav a.s. excavated in complicated geotechnical conditions 250 m out of total 1680 m. Unpleasant is the low homogeneity in the face, where layers of shales and quartzites alternate. Difficult boreability of quartzites is well known while the bores get also sometimes blocked. In order to provide safe excavation, 23 m long core forebores are being realized below the Vltava riverbed. In accordance with the project, pre-grouting was realized as well.

#### Plasina tunnel, Croatia

As we have informed in the last issue, Subterra a.s. started excavation works on a highway tunnel in Croatia. Excavation of tunnels in length of 2300 m was ceremonially launched at the northern portal on November 22, 2002, with presence of representatives of the Czech embassy in Croatia, significant persons and major interest of media. Following construction of access roads, the portal, site facility and also a bridge to the southern portal, excavation works from opposite directions started on March 5, 2003. The excavation works are being carried out using the New Austrian tunneling method (NATM) while minimal daily advances in full profile are in individual tunnels determined according to rock classification as 1,35 to 3,4 m.

#### Start of excavation works at double-track railway tunnels Krasíkov 1 and 2

The Krasíkov 1 tunnel has a total length of 1 098,30 m, 68,30 m from that is an open cut and 1 030,00 m the mined tunnel. Profile of the cut ranges, based on technological class of the excavation, from 108,80 m<sup>2</sup> (TC 2) to 137,00 m<sup>2</sup> (TC 5b). The New Austrian Tunneling Method is being used for excavation while works proceed in nonstop operation.

Metrostav a.s. excavates downhill from the western portal P1. As of March 28, 2003, excavation and temporary support of the open cut in length of 46,15 m, support of the portal with micropiles and bolts, and further excavation of 43 m of calotte and 12 m of the core with TC 5a a TC 4 have been realized.

Subterra a.s. excavates upwardly from the eastern portal P2. As of March 28, 2003, cut-and-covering and provisory equipment of the cut-and-covered ditch in length of 22,15 m, provision of the portal with micropilots and bolts, and further 65 m of calotte and 12 m of the core with TC 5a, TC 4 and TC 3 have been excavated.

The Krasíkov 2 tunnel has a total length of 140,65 m, 55,65 m from that is an open cut and 85,00 m the mined tunnel. Excavated tunnel cross section ranges, based on excavation technological class, from 111,80 m<sup>2</sup> (TC 3) to 137,00 m<sup>2</sup> (TC 5b). Works on both portals are being realized by Subterra a.s.

The tunnel excavation proceeds downhill from the P1 portal only, in nonstop operation using the NATM. As of March 28, 2003, excavation and temporary support of the open cut in length of 12,50 m, support of the portal with micropiles, and further excavation of 52 m of calotte and 10 m of the core with TC 5b, TC 4 and TC 3 have been realized.

#### Dobrovského tunnels, Large city ring road Brno – exploratory galleries

Within the Dobrovského Association, Subterra a.s. realizes an exploratory gallery II.b in total length of 831 m.

Currently, the excavation proceeds in Neogene clays (greenish gray, solid to hard, consistent clay, which breaks in larger blocks, the face is not saturated) with an average daily advance of 4 m with cross profile of app. 13 m<sup>2</sup>. The rock disintegration is realized by the excavator ITC 112 M4, muck is removed on rails. The opening is supported by steel colliery arches K24 and shotcrete SB 20 with one inserted layer of mesh. As of March 20, 2003, 592 m from total length of the exploratory gallery II.b have been excavated. Four app. 16 m long exploratory side adits (cross profile app. 4 m<sup>2</sup>) are also part of the exploratory gallery II.b.

As another member of the association, Metrostav, a. s., realized a pre-portal pit, from which the excavation of exploratory galleries will proceed, also for other members of the association to use. It further excavated the exploratory gallery I.b in length of 365 m with cross profile of 14 m<sup>2</sup> (excavation was completed on October 28, 2002). The geological conditions were characterized mainly by consistent clays, especially in the beginning partially saturated. The excavation proceeded using a tunnel digging machine with front apron and conveyor SCHAEFF ITC 112, trackless haulage in the gallery has been provided by the mining vehicle PAUS UNIVERZA 50-2 with exchangeable containers for muck and dry concrete mixture. Average monthly excavation advances of more than 100 m by minimal terrain settlements have been achieved.

All continuously acquired data now already serves as basis for elaboration of design documentation for the future road tunnels.

#### ISPA Project – Utility network, Brno

On Friday March 7, 2003, another major civil engineering project, whose major part will be carried out using techniques of underground construction, was ceremonially commenced in Brno. This event will turn a part of the underground in Brno into a widespread construction yard for three years. It has been made possible by the European commission by means of the ISPA program. Total investment costs of the project reach almost Kč 1,4 bill., from which Euro 17,8 mill. represent a non-returnable grant from the EU funds.

The project consist of three construction lots :

1. Complex of secondary collectors within historic center of Brno
2. Reconstruction of main street sewers Tkalcovská, Merhautova, Táborská
3. Sanitary and storm sewerage within city district Brno – Líšeň

Following completion in 2005, environment in the city will substantially improve. However, during the course of construction, citizens as well as visitors of the city will have to learn how to live with the construction, although minimization of negative impacts of such extensive construction on its surrounding was one of the crucial criteria in the competitive tender and subsurface techniques are being used wherever it is technically viable.

## ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ

## NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

## EUROCK 2002

Mezinárodní společnost pro mechaniku hornin (ISRM) pořádá v mezidobí celosvětových kongresů (konaných každé 4 roky) velká regionální symposia, která v Evropě již tradičně nesou název EUROCK. EUROCK 2002 uspořádala portugalská národní skupina ISRM ve dnech 23. - 28. listopadu ve Funchalu, správním středisku ostrova (a provincie) Madeira pod názvem „Horninové inženýrství v hornatých regionech“. Součástí symposia byly i jednodenní workshopy „Vulkanické horniny“ a „Inženýring a hydraulické chování porušeného horninového masivu“. V rámci symposia se konalo rovněž zasedání pléna a exekutivy ISRM. Symposia se zúčastnilo 247 účastníků, nejen z Evropy ale i z ostatních kontinentů. Bylo předneseno více než 80 referátů rozdělených do 5 tématických sekcí: Stabilita svahů, Podzemní stavby v hornatých regionech, Ochrana životního prostředí, Realizované podzemní stavby, Speciální sekce (především výsledky laboratorních měření). Jednotlivé tématické sekce byly uvedeny souhrnnými klíčovými přednáškami předních evropských odborníků (R. Hack, W. Wittke, M. Aeschbach, J. Mazars).

Publikované příspěvky stejně jako diskuse a průběh celé konference potvrzují skutečnost, že především v Evropě se těžiště řešené problematiky v mechanice hornin již přesunulo z oblasti hornictví do oblasti podzemního stavitelství. Převažují stabilizační studie podzemních staveb, exponovaných svahů, výpočty podzemních i povrchových výztužných konstrukcí, velká pozornost je stále věnována metodám matematického modelování procesů v horninovém masivu, souvisejících s podzemní výstavbou. Typické je využívání nejnovějších technických prostředků při výstavbě a měření podzemních děl (laserové snímače, geofyzikální přístroje aj.).

V této souvislosti je nutné zmínit se o prostředí, v němž se konference konala. Je-li na světě nějaké místo, které si zaslouží název „raj tunelářů“, pak je to nepochybně ostrov Madeira. Mám tu na mysli skutečně podzemní stavitele, i když ani finanční tuneláři by se tam vzhledem k luxusním hotelům, kasinům a golfovým hřištím necítili špatně. Ostrov sopečného původu, ležící cca 450 km severně od Kanárských ostrovů, se vyznačuje extrémně členitou morfologií povrchu, který strmě stoupá od pobřeží až do výše 1800 m v centrální části. Jednotlivá hluboce zaříznutá údolí jsou oddělena příkrymi, často svislými mnohašmetrovými útesy, takže ani spojení sousedních pobřežních osad se neobejde bez tunelů. Prakticky každá komunikace, ať se jedná o dálnici, místní komunikaci, turistickou stezku nebo vodní přívaděč, je aspoň částečně vedena v podzemí. Z geologického hlediska je celý ostrov budován neovulkanickými horninami (čediče, trachyty a zejména jejich tufy a tufitické breccie), které se vyznačují dobrou rozpojitelností, relativně nízkou abrazivitou, ale zároveň vysokou stabilitou podzemních výrubů.

Nelze se proto divit, že dnes je na ostrově, jehož délka nepřesahuje 50 km a šířka 25 km několik desítek kilometrů tunelových staveb různých rozměrů. Vedle dálničních a silničních tunelů prakticky na všech komunikacích stojí za zmínku malé tunely, jimiž jsou vedeny vodní přívaděče (levady), které přivádějí vodu z vysokých centrálních částí ostrova do jednotlivých osad ve vnitrozemí i na pobřeží. Systém těchto akvaduktů, budovaných a udržovaných po staletí, dnes představuje několik tisíc kilometrů tras, částečně vedených v podzemí. V současnosti je pěší turistiky, využívající těchto vodních tras, jednou z hlavních turistických atrakcí ostrova.

I v současnosti má výstavba tunelů v této lokalitě zlaté časy. S podporou živého eurodeště (Madeira je zařazena mezi zaostalé regiony zemí EU) se budují nové komunikace a s nimi i nové tunelové stavby. V době konání konference probíhala výstavba ne méně než 10 tunelů od dvoupruhových dálničních tunelů až po menší tunely na místních komunikacích a velkých vodních přívaděčích. Exkurze na některé stavby potvrdila příznivé podmínky pro podzemní výstavbu. Například ražba tunelu o ploše cca 70 m<sup>2</sup> probíhala v plném profilu se zabírkou 4 m, prakticky bez výztuže na čelbě, přičemž naměřené hodnoty konvergence stropu dosahovaly cca 2 mm. Nezbývá, než abychom si přáli aspoň někdy se trochu přiblížit v našich podmínkách těmto ideálním parametřům.

Doc. Ing. Richard Šňupárek

## KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

SUDOP Praha, a. s., ve spolupráci s Českými drahami, s. p., připravil již 8. ročník této tradiční konference a už plně rozšířenou o problematiku tunelových staveb. V kongresovém centru hotelu Olšanka v Praze 3 bylo dne 23. 1. 2003 předneseno 28 zajímavých příspěvků ze staveb projektových prováděných či připravovaných v uplynulém ročním období.

Příspěvky k tunelové problematice většinou navazovaly na uplynulou konferenci. Ing. Smida ze SUDOP Praha představil novou normu ČSN 737508 Železniční tunely. Tato platí pro projektování a výstavbu ražených i hloubených tunelů na drahách celostátních, regionálních o normálním rozchodu 1435 mm a traťovou rychlost do 160 km/hod. Pro rekonstrukce, opravy a údržbu dosavadních tunelů platí ustanovení normy ve využitelném rozsahu. Tato nová norma zachovává současný trend domácí normotvorby v oboru podzemního stavitelství, tj. schéma se základní normou ČSN 737501 Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů a navazujících technických norem podle účelu využití podzemního díla jako ČSN 737507 Projektování tunelů podzemních komunikací a ČSN 737503 Projektování a stavba tunelů městských drah.

Problematické ochrany tunelových objektů proti účinkům bludných proudů se ovšemale příspěvek ing. Karbanové, ing. Stečinského, České dráhy, a ing. Kučery JEKU. Vedle přehledu platných evropských a národních předpisů příspěvek rozebírá koncepci řešení ochrany stavby a návrhy ochranných opatření na prak-

## EUROCK 2002

The International Society for Rock Mechanics (ISRM) organizes, in times between world congresses (taking place every 4 years), large regional symposia, which in Europe are already traditionally called EUROCK. EUROCK 2002 was organized by the Portuguese ISRM national committee between November 23 and 28 in Funchal, administrative center of the island (and province) of Madeira under the name "Rock engineering in mountainous regions". One-day workshops "Volcanic rocks" and "Exploration and hydraulic behavior of a broken rock massif" were part of the symposium. A session of the ISRM executive board and assembly also took place within the symposium.

247 persons took part in the symposium, coming not only from Europe, but also from other continents. More than 80 contributions have been delivered, divided into 5 topic sections: Stability of slopes, Underground works within mountainous regions, Environmental protection, Realized underground works, Special section (mostly results of laboratory measurements). Individual topic sections were introduced by key general lectures, leading European professionals (R. Hack, W. Wittke, M. Aeschbach, J. Mazars).

Delivered contributions, in the same way as discussion and the course of the entire conference, confirmed the fact that especially in Europe the crux of the issues of rock mechanics has already shifted from the field of mining into the field of underground engineering. Studies of stability of underground works, loaded slopes and calculations of both underground and surface support structures are prevailing; a serious attention is still being devoted to the methods of mathematical modeling of processes within rock massif relating to underground construction. Use of newest technical means (laser scanners, geophysical devices etc) during construction and measurement of underground works is typical. In this connection, it is necessary to mention the surrounding, in which the conference proceeded. If there is any place in the world that deserves to be called "tunnelers' paradise", it is undoubtedly the island of Madeira. What I mean here are the real underground tunnelers, although not even the financial "tunnelers" would feel bad with regards to its posh hotels, casinos and golf courses. A volcanic island, located approximately 450 km north of the Canaries, is marked by an extremely dissected topography, which rises steeply from the coast to an elevation of 1800 m a.s.l. in the central region. Individual deeply tallied valleys are separated with steep, often vertical, several hundred meters deep precipices, so that not even a connection of two adjacent coastal settlements would go around without a tunnel. In fact each road, be that a highway, local road, tourist path or water feeder is at least partially conducted underground. From the geological perspective the entire island consist of neo-volcanic rock types (basalts, trachytes, and especially their tuffs and tuffite breccias), which are marked by their good disjoining properties, relatively low abrasiveness, but also by high stability of underground openings.

Therefore there is no wonder, that the current island, whose length does not exceed 50 km and width 25 km, contains tens of kilometers of tunnel structures with various dimensions. Beside tunnels on practically all highways and roads, also small-size tunnels are worth mentioning, that contain water feeders (levadas), which bring water from elevated central regions of the island into individual settlements both inland and by the seaside. Such system of aqueducts, constructed and maintained for centuries, is today represented by several thousand kilometers of routes, partially conducted underground. Currently, the use of these waterways for hiking is one of the main tourist attractions on the island. Even now the tunnel construction industry is blossoming in this region. With support of the fertile "EURO-rain" (Madeira ranks among underdeveloped regions of the EU), new roads along with new tunnel structures are being constructed. At the time of this conference, no less than 10 tunnel constructions, ranging from double-lane highway tunnels to small tunnels on local roads and large water feeders, were proceeding. For instance, a full-face excavation of a tunnel with cross section of 70 m<sup>2</sup> proceeded with a round length of 4 m, almost without any support at the face, while measured values of the roof convergence reached app. 2 mm. There is nothing left for us but to wish that perhaps sometimes we might at least slightly come near to these ideal parameters in our conditions.

## CONFERENCE ON RAILWAY BRIDGES AND TUNNELS

SUDOP Praha a.s. in cooperation with public corporation Czech Railways s.p. prepared already the 8th traditional annual conference, this time with fully integrated issues of underground works. Twenty-eight interesting contributions about constructions being designed, realized or planned in the past year were delivered in congressional center of the Olšanka hotel in Prague 3 on January 23, 2003.

Contributions dealing with tunneling issues were mostly building on the previous conference. Ing. Smida from SUDOP Praha introduced the new standard ČSN 737508 "Railway tunnels". It applies to design and construction of both mined and cut-and-cover tunnels at statewide and regional railway lines with a standard gauge of 1435 mm and a speed limit over a track of up to 160 km/hour. As for reconstructions, repairs and maintenance of the existing tunnels, provisions of the standard apply in accordant extent. This new standard holds on to the current legislative trend in the field of underground works, i.e. a pattern with the fundamental standard ČSN 737501 "Design of structures for mined underground works" and subsequent technical standards according to utility purpose of the underground work as ČSN 737507 "Design of road tunnels" and ČSN 737503 "Design and construction of urban tunnels".

The contribution of Ing. Karbanová and Ing. Stečinský, Czech Railways, and Ing. Kučera's JEKU dealt with the issues of protection of tunnel structures from impacts of stray currents. Except overview of applicable European as well as national standards the contribution also discusses the concept for solution of the structure protection and proposals for protective measures illustrated on



tickém případě nově vybudovaného tunelu Mlčechvosty.

Přednáška upozornila na úskalí při návrhu ochranných opatření proti účinkům bludných proudů ve vztahu k platným předpisům ale také shrnula výsledky měření bludných proudů zjištěné v průběhu výstavby a po dokončení stavby na tunelu Mlčechvosty.

Další tři přednášky se týkaly realizovaných a navrhovaných tunelů na Českých drahách. V příspěvku ing. Smidy se popisuje vývoj návrhu železničního tunelu Březensky na trati Březno u Chomutova – Chomutov. Tunel je dnes ve výstavbě a. s. Metrostav ražen metodou obvodového vrubu s předklenbou na velmi obtížných geotechnických podmínkách neogenní uhele páne. Vedle problematické konstrukce a popisy technologie ražby se v závěru konstatují i zkušenosti z probíhající ražby a monitoring a jeho vliv na stavební postup ve vazbě na prováděné sanace v poddolovaném území.

Příspěvky pracovníků ILF Consulting, s. r. o., ing. Maříka a ing. Svobody a pracovníka SUDOP ing. Brokla vycházejí z projektových řešení tunelů modernizovaného koridoru Česká Třebová – Záhřeb na Moravě. Zatímco nový Trebovický tunel je navržen jako dvoukolejný hloubený tunel s unikátní kubaturou podzemních stěn, další popisované tunely Hněvkovský I, Hněvkovský II a Malá Huba jsou projektovány pro ražbu novou rakouskou tunelovací metodou. Navazuje se tak na výstavbu tunelu Mlčechvosty a Krasíkov I a II. Nová rakouská tunelovací metoda se tak stává nosnou metodou pro výstavbu dalších železničních tunelů, hlavně pro svou použitelnost v širokém spektru horninových prostředí.

Z ostatních příspěvků zaujal přitomně úvodní příspěvek ing. Nejezchleba, České dráhy, a. s., divize dopravní cesty, o. z., který informoval o nové úpravě Správy železniční infrastruktury v podmínkách ČD, a. s., od 1. 1. 2003, kdy byla zřízena akciová společnost České dráhy a Správa železniční dopravní cesty, s. o.

### ČINNOST SEKCE SILNIČNÍ TUNELY ČSS V R. 2002, PLÁN ČINNOSTI NA R. 2003

Činnost sekce Silniční tunely ČSS probíhala v uplynulém r. 2002, tak jako v předchozích letech, v souladu s plánem činnosti pro toto období z prosince 2001. Na základě uvedeného plánu byla v hodnoceném období úspěšně dokončena spolupráce členů sekce se zpracovatelem ELTODO, a. s., na revizi Technických podmínek MDS TP 98 „Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací“. Dokončená verze prochází v současnosti meziresortním legislativním projednáním. Základní pravidla a požadavky uvedené v revizi TP 98 byly sestavovány na základě podrobného hodnocení obdobných pravidel a doporučení platných pro území SRN, Švýcarska a USA. Vytvořením uvedených technických podmínek a jejich vydáním bude území ČR připraveno k plnění připravované směrnice Evropské komise zajišťující jednotnou náročně vysokou míru bezpečnosti provozování tunelových úseků transevropských infrastrukturálních sítí. K dosažení mezinárodní srovnatelnosti schválených TP 98 MDS bude okamžitě po jejich meziresortním schválení zajišťován jejich překlad do angličtiny. Tím bude kvalifikovaně připraven podklad jak pro odborné diskuse o obsahu nového zpracování TP 98, tak také potřebný doklad o zajišťování bezpečnosti v tunelových úsecích pozemních komunikací pro nově připravované investice, které obsahují uvedené úseky a jsou financovány s podílem EU.

S obdobným zaměřením pokračovala spolupráce členů sekce se shodným zpracovatelem ELTODO, a. s., při práci na projektu MDS 803/110/105 „Analýza a řízení rizik v tunelech pozemních komunikací“. Práce druhého roku uvedeného projektu byly ukončeny Výroční zprávou roku 2002. Spolupráce sekce Silniční tunely ČSS se zpracovatelem projektu bude pokračovat také v závěrečném roce 2003 tohoto projektu.

V průběhu první poloviny roku 2002 spolupracovala sekce Silniční tunely ČSS dále se zpracovatelem posouzení bezpečnosti soustavy tunelových úseků severozápadní části MO Praha společnosti SATRA, a. s. Výsledky studie dokončené 07/2002 podpořily následné vydání územního rozhodnutí na část Blanka MO Praha.

V r. 2002 dále pokračovala spolupráce sekce Silniční tunely ČSS s komisí C 5 AIPCR prováděná pověřeným delegátem Ing. Zlámallem ze společnosti POHL, a. s. Výsledky činnosti uvedené komise připravované dlouhodobě pro XXII Kongres AIPCR/PIARC v r. 2003 byly rovněž použity při zpracování výše uvedené revize TP 98 MDS a projektu 803/110/105 MDS.

Součástí činnosti sekce Silniční tunely ČSS byla v r. 2002 také organizace studijní cesty na dokončený čtvrtý tunel pod Labem v Hamburku v SRN. Celkem 15 účastníků studijní cesty, pracovníků státní a městské správy, projektantů a dodavatelů tunelů bylo zřizovatelem čtvrtého tunelu v Hamburku podrobně informováno zejména o všech opatřeních týkajících se bezpečnosti intenzivního dálničního provozu měsíc před jeho zahájením. Účastníkům studijní cesty byla umožněna podrobná prohlídka dokončeného tunelu včetně původního a nově vybudovaného řídicího střediska. Součástí studijní cesty byla rovněž diskuse a výměna zkušeností zřizovatelů a provozovatelů tunelů zejména městských komunikací.

Rovněž v r. 2002 se členové sekce Silniční tunely ČSS podíleli řadou odborných článků na činnosti časopisu Silniční obzor včetně aktivní účasti na Silniční konferenci 2002 v Hradci Králové.

Jako rozhodující činnosti plánu práce sekce Silniční tunely ČSS na rok 2003 je nutno označit dokončení spolupráce se společností ELTODO, a. s., na zpracování projektu MDS 803/110/105, spolupráci při zahájení revize ČSN 737507 Projektování tunelů na silničních komunikacích a prezentační činnosti sekce na mezinárodní konferenci „Podzemní stavby Praha 2003“ konané ve dnech 18.-20. listopadu 2003.

Stejně jako v předchozích letech bude také v r. 2003 součástí činnosti sekce organizování studijní cesty. V souvislosti s hlavním zaměřením činnosti sekce v posledních letech, tj. zajišťování bezpečnosti provozování tunelových úseků, bude také uvedena studijní cesta zaměřena na zabezpečení této problematiky na tunelech Branisko a Horelica před jejich letošním uvedením do provozu.

a serviceable case of the newly constructed tunnel Mlčechvosty.

Three other lectures dealt with realized and designed tunnels at Czech railways. Ing. Smida in his contribution describes progress of the design for railway tunnel "Březensky" on route Březno near Chomutov – Chomutov. The tunnel is currently under construction by Metrostav a.s. It is being excavated using the peripheral slot pre-cutting method in very complicated geotechnical conditions of Neogene coal basin. Beside the issues of the structure design and description of the excavation technique, in the end it also states experience from the ongoing excavation, monitoring as well as its impact on the construction progress in relation to the realized remedial works in the undermined area.

Contributions of the employees of ILF Consulting s.r.o. Ing. Mařík and Ing. Svoboda and the employee of SUDOP Ing. Brokl were based on designed solutions of tunnels at the modernized corridor Česká Třebová – Záhřeb na Moravě. While the new tunnel of Trebovice is designed as a double-track cut-and-cover one with a unique volume of diaphragm walls, the other described tunnels Hněvkovský I, Hněvkovský II and Malá Huba are being designed for mining using the New Austrian Tunneling Method. Thus, continuation of the construction of the tunnels Mlčechvosty and Krasíkov I and II is being formed. The new Austrian tunneling method thus becomes a principal method for the construction of other railway tunnels, mainly due to its applicability within wide range of rock environments.

As from other contributions that raised interest among those present was the opening contribution of Ing. Nejezchleb from Czech Railways a. s., Division of traffic routes o. z., who informed about the new regulation by the Administration of railway infrastructure in terms of Czech Railways a. s. as of January 1, 2003, when the joint-stock company Czech Railways and Administration of railway traffic routes s.o. were established.

Ing. Petr Vozarik

### ACTIVITY OF THE ROAD TUNNELS DEPARTMENT OF CRS IN 2002, ACTIVITY PLAN 2003

Activity of the Road tunnels department of Czech road society in the past 2002 proceeded, in the same way as in the previous years, according to a plan of activity for this period from December 2001. Based on that plan, cooperation between department members and the elaborator Eltodo a.s. on revision of the Technical conditions of MTC TP98 "Technological equipment of road tunnels" has been successfully completed in the given period. The completed revision is currently going through the inter-ministerial legislative process. Basic principles and requirements laid out within the revised TP98 have been compiled based on detailed evaluations of similar principles and recommendations valid in Germany, Switzerland and USA. By creation of the aforementioned technical conditions and their publication, the CR will be ready to fully comply with the prepared directive of the European Commission, providing for a high common safety in operated tunnels at the trans-european road network. In order to reach an international apprehension of the approved TP98 of MTC, their translation into English will be provided immediately following their inter-ministerial approval. Thus, a basis will be competently laid for professional discussions on the content of the revised TP98, and also for a required document on provision of safety in sections of road tunnels for the new investments, which comprise the given sections and are being partially funded by the EU.

Cooperation with a similar aim between the department members and the same consultant Eltodo a.s. proceeded during the work on MTC project 803/110/105 "Assessment and management of risks in road tunnels". Works during second year of this project have been completed by issuing the Annual report 2002. Cooperation of the Road tunnels department of CRS with the consultant of the project will continue also in 2003, the last year of this project.

During the first half of 2002, the Road tunnels department of the CRS further cooperated with the consultant of safety evaluation of a complex of tunnel portions at the northwestern section of the Prague city ring road, the company Satra a.s. Results of the study, completed in July 2002, then backed subsequent issuing of zoning approval for the section Blanka of the Prague City Ring Road.

In 2002, the Road tunnels department of the CRS also cooperated with Committee 5 of the AIPCR. The Road tunnel department was represented by Ing. Zlámal from Pohl a.s. Results of activity of the above committee, prepared on a long-term basis for the XXII Congress AIPCR/PIARC in 2003, were also used during the elaboration of the aforementioned revised TP98 of MTC and MTC project 803/110/105.

Organization of an excursion to the completed fourth tunnel below the Elbe in Hamburg, Germany, was also part of activity of the Road tunnels department of the CRS. Altogether 15 participants of the excursion, representatives of public administration and local authorities, designers and tunneling contractors have been informed in detail by the investor of the fourth tunnel in Hamburg about all measures concerning safety of intense highway traffic, one month prior to its opening. Participants of the excursion were permitted to inspect in a detailed manner the completed tunnel, including the former as well as newly constructed control center. Discussion and exchange of experience among investors and operators of tunnels, especially those on urban roads, was also part of the excursion.

Members of the Road tunnels department of CRS also contributed a handful of specialized articles to the Silniční obzor magazine and actively participated at the Road conference 2002 in Hradec Králové.

As for Activity Plan for 2003 of the Road tunnels department of CRS, it is necessary to highlight the following activities as dominant - completion of the MTC project 803/110/105 in collaboration with the company Eltodo a.s., cooperation on the commencing revision of the ČSN 737507 "Design of road tunnels", and presentation of activity of the department within the international conference "Underground Construction Prague 2003", organized on November 18.-20, 2003.

In the same way as in the previous years, organization of an excursion will be part of activity of the department. In connection with the recent years' main focus of the department's activity on ensuring safety in the operation of tunnel sections of roads, this excursion will be focused on this issue at tunnels Branisko and Horelica prior to their opening this year.

Ing. J. Smolík, secretary of the department

## ZPRAVODAJ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU

## CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

## VZPOMÍNKA NA PROF. ING. IVANA TRÁVNÍČKA, CSc.

V neděli 24. listopadu 2002 se uzavřela životní dráha vzácného člověka a našeho předního odborníka Prof. Ing. Ivana Trávníčka, CSc.

My, kteří jsme se s profesorem Trávníčkem setkali na konferenci Zakládání staveb v Brně dne 5. listopadu, jsme netušili, že pro většinu z nás bude toto setkání s ním poslední. Věřím, že ani profesor Trávníček, který tehdy mezi nás přišel jako vždy usměvavý a přes jeho zdrcující sdělení, že ho čeká náročné léčení, stále optimistický, ještě v ty dny netušil, že už tak brzo ho čeká poslední a marný boj s vážnou nemocí.

Prof. Trávníček se narodil 22. března 1928 v Žilině, kde také v roce 1947 maturoval na gymnáziu.

Od roku 1947 studoval na Strojní fakultě Vysoké školy technické Dr. E. Beneše v Brně. Jako posluchač 4. ročníku nastoupil jako asistent na Stavební fakultu na Ústav stavebních hmot a zkoušení. Vysokou školu technickou ukončil v roce 1952. V roce 1954 prof. Mencl jako vedoucí Ústavu mechaniky zemin, zakládání staveb a tunelů zamýšlel vybudovat kompletní laboratoř mechaniky hornin pro ÚTAM ČSAV, a proto dohodl přestup tehdy už odborného asistenta ing. Trávníčka na jeho ústav. Předpokládal, že by navrhoval zkušební přístroje mechaniky hornin. To se tehdy ještě nenaplnilo, ale začala dráha prof. Trávníčka jako geotechnika, protože na ústavu byl pověřen nejdříve výukou mechaniky zemin a postupně i výukou geotechnických předmětů.

Tehdy také začala i jeho velmi rozsáhlá spolupráce s prof. Menclm v oblasti výzkumné činnosti, ale především už stálá svázanost s praxí, a to převážně v oblasti mechaniky zemin a skalních hornin. Na všech v té době budovaných přehradách začal prof. Trávníček nejdříve pod vedením prof. Mencla a později již samostatně s měřením pórových tlaků v těsnících jádrech zemních hrází. Na katedře bylo vyvinuto zařízení, které bylo instalováno na 18 přehradách. První osazenou přehradou byla Těrlická hráz na Ostravsku, z nejvýznamnějších Nechranice, Želivka, Liptovská Mara. V oblasti mechaniky hornin byl vývoj zaměřen na realizaci zkušebních zařízení a přístrojů pro stanovení deformančních a pevnostních charakteristik masivu, měření napjatosti, byly řešeny otázky dilatancí a kontraktancí skalních hornin při namáhání ve smyku, způsoby měření reziduálních napětí v zemních konstrukcích, byl vyvinut triaxiální polní přístroj, extenzometry pro měření ve vrtech apod. V tomto období byla katedra geotechniky naším nejvýznamnějším pracovištěm v oblasti mechaniky skalních hornin. V roce 1969 obhájil disertační práci na téma „Pórové tlaky v těsnících jádrech zemních hrází“ a získal vědeckou hodnost CSc.

V roce 1967 – 1975 měl vedlejší pracovní poměr (25 %) v PUDIS Praha, kde vykonával funkci vedoucího inženýra průzkumu pro pražské metro trasy C1 a A1. Dlouholetá výzkumná činnost byla vázána v rámci státních výzkumných úkolů na pracoviště ČSAV – Hornický ústav, Ústav teoretické aplikované mechaniky, Slovenskou akademií věd, Katedru inženýrské geologie Komenského univerzity v Bratislavě a po roce 1989 na projekty GAČR.

Výzkumná činnost byla stále spojena s praxí. Z jeho odborné činnosti kromě výše uvedené je potřebné vyzdvihnout podíl na průzkumu pro přečerpávací elektrárny Dlouhé Stráně, Dalešice, Čierny Váh, pro přehradu Liptovská Mara, Nechranice, Nová Bystrica, Starina, Vrchlice a další. Provedl studie pro Ipel, Křivoklát, pro renovaci horní nádrže Stěchovice, pro výstavbu podzemní dráhy v Bratislavě, pro výstavbu dálnice D1 – úsek Brno – Vyškov, návrh trasy dle Sever – Jih Brno, závěrečné prohlídky a testy tunelů pro Pražskou radiálu, zjištění vlastností horninového prostředí pro doly Sokolov, Jihomoravské lignitové doly a mnoho dalších akcí.

Výrazná byla také jeho spolupráce s Památkovým ústavem v Brně, s Geotestem Brno, IGHP Žilina a do posledních dní trvající spolupráce se Správou jeskyní Moravského krasu Blansko, kde se podílel na zajištění stability horninového masivu v oblasti Moravského krasu.

V roce 1976 podal habilitační práci, ta mu však v roce 1978 byla vrácena. Teprve v roce 1982 byl jmenován docentem pro obor „Mechanika hornin a podzemní stavby“. V roce 1991 se habilitoval a v roce 1993 byl jmenován profesorem pro obor „Podzemní stavby“.

Od roku 1994 do roku 1996 působil prof. Trávníček jako vedoucí Ústavu geotechniky Fakulty stavební. Byl dlouholetým členem vědecké rady Fakulty stavební.

Výsledky své výzkumné a realizační činnosti vždy účinně přenášel do výuky. Za dobu svého působení na Fakultě stavební vychoval mnoho absolventů a doktorandů, kteří vždy budou oceňovat jeho vysoce profesionální, ale i lidský přístup.

Přednášel předměty mechanika zemin, zakládání staveb a v posledních letech především mechaniku hornin a podzemní stavby.

I v poslední době se aktivně zúčastňoval práce na fakultě při obhajobách diplomových prací, jako předseda a člen habilitačních a jmenovacích komisí a v dalších činnostech.

Prof. Trávníček se vyznačoval také rozsáhlou publikační činností. Byl autorem a spoluautorem několika učebnic, mnoha vědecko-odborných článků a vysokoškolských skript a celostátních učebnic v oborech zakládání staveb, inženýrská geologie a mechanika hornin a podzemní stavby.

## THE REMEMBRANCE OF PROF. ING. IVAN TRÁVNÍČEK, CSc.

On Sunday November 24, 2002, the life's path of a very valued person and our prominent professional Prof. Ing. Ivan Trávníček, CSc. came to an end. We who had met professor Trávníček at a conference *Founding of structures in Brno* on November 5th did not anticipate that for most of us it would be our very last meeting with him. I believe that neither did professor Trávníček himself, who by that time came to among us smiling as ever before, despite his word about a complicated treatment to come, being still optimistic. In those days he did not suspect that soon he would have his last and vain fight against a severe illness.

Prof. Trávníček was born on March 22, 1928, in Žilina, where he also graduated from high school in 1947.

In 1947 he enrolled at the Faculty of Mechanical Engineering by Technical University of Dr. E. Beneš in Brno. As a fourth-grader he became assistant at the Faculty of Civil Engineering at the Institute of construction materials and testing. He graduated from the university in 1952.

In 1954, Prof. Mencl, as a director of the Institute of soil mechanics, foundation of structures and tunnels, contemplated to found a complete rock mechanics laboratory for the ÚTAM by the Czech academy of sciences (ČSAV), and therefore he arranged for then already expert assistant Ing. Trávníček to come to his institute. He expected him to design rock mechanics testing devices. That remained unfulfilled. Instead, Prof. Trávníček's career in geotechnics began, because he was accredited to teach first soil mechanics and gradually also technical subjects in the institute.

It was the time that not only his extensive cooperation with Prof. Mencl began in the field of research, but also his already permanent association with real practice started, mostly in the field of soil and rock mechanics. At all dams under construction by that time, Prof. Trávníček began, first under the guidance of Prof. Mencl and later on by himself, to measure pore-water pressures in the cores of earth-fill dams. The device developed by his department was later installed on 18 dams. The Těrlická Dam in the Ostrava region was the first dam equipped, followed by others, e.g. the Nechranice, Želivka and Liptovská Mara dams as the most important. As for the field of rock mechanics, development was focused on the realization of testing equipment and devices for determination of deformation and strength properties of a massif and measurement of stress state. His work was focused on the issues of dilatation and contraction of rocks due to shear stress, measurement methods of residual stress in embankments, a field triaxial apparatus and borehole extensometers were developed etc. During this time, the Department of geotechnics was our most significant workplace in the field of rock mechanics.

In 1969 he defended his dissertation thesis on the topic "Pore-water pressures in cores of earth-fill dams" and was awarded the academic title CSc.

During 1967 – 1975 he was part-time (25%) working in PUDIS Praha, where he had the position of senior engineer for the exploration for Prague subway lines C1 and A1.

His long-term scientific activity concerning state research projects was associated with the ČSAV workplace – Institute of mining, the Institute of theoretical and applied mechanics, the Slovakian academy of sciences, the Department of civil engineering geology by the University of Komenský in Bratislava and after the year 1989 with the GAČR projects.

Research has always been connected with the real practice. From his professional activity, beside the aforementioned, it is necessary to highlight his share at the exploration for pumped storage schemes Dlouhé Stráně, Dalešice, Čierny Váh, and for dams Liptovská Mara, Nechranice, Nová Bystrica, Starina, Vrchlice and others. He developed studies for the Ipel and Křivoklát dams, for renovation of the Stěchovice upper reservoir, for reconstruction of subway in Bratislava, for construction of the D1 highway – section Brno – Vyškov, design of the north-south radial road in Brno, final inspections and tests of tunnels for the Prague radial road, determination of properties of rock environment for the mines Sokolov, lignite mines in southern Moravia and many more activities.

Significant was also his cooperation with the Institute of architectural preservation in Brno, IGHP Žilina and until the last days of his life lasting cooperation with the Administration of Caves of the Moravian karst region, where he was taking part in providing stability to the rock massif in the region.

He submitted his habilitation thesis in 1976, but it was returned to him in 1978. Only in 1982 did he reach the academic title docent in the field of "Rock mechanics and underground construction". He habilitated himself in 1991 and in 1993 was appointed professor for the field "Underground construction".

Between 1994 and 1996, Prof. Trávníček was director of the Institute of geotechnics by the Faculty of civil engineering. He was also a long-term member of scientific council of the Faculty of civil engineering.

He always effectively transformed his research and realization activities into lecturing. During the time of his work at the Faculty of civil engineering he raised many graduates and post-graduate students who will always value his highly professional, but also very human approach.

He taught the subjects Soil mechanics, Foundation engineering and in the last years mostly Rock mechanics and underground construction.

Even in the recent time he has been actively participating in the faculty activities during defending of diploma theses, working as a chairman and member of habilitation and appointing committees and in many other activities.

Prof. Trávníček was also renowned for his extensive publication activity. He was an author or co-author of several textbooks, handful of scientific-specialized articles, university scripts and national textbooks in the fields of Foundation engineering, Engineering geology and rock mechanics and Underground con-



Byl členem předsednictva národní skupiny ITA/AITES a členem redakční rady časopisů Inženýrské stavby a Tunel.

Do posledních chvil udržoval kontakt jak s fakultou, tak s praxí, se kterou byl po celý život neodmyslitelně spojen.

Prof. Trávníčka jsme si všichni vážili nejen pro jeho významný pedagogický, vědecký přínos a přínos pro praxi, ale také pro jeho mimořádné lidské kvality. Prof. Trávníček byl pro nás upřímným, obětavým a cenným přítelem, který každému dokázal bez váhání vždy pomoci. Osobnost a přátelství prof. Trávníčka nám všem, kdo jsme s ním spolupracovali, bude velmi chybět. Vzhledem k jeho hluboce lidskému přístupu k řešeným problémům, zůstává v nás hluboká rána, ale i milá vzpomínka. Jeho památku si navždy uchováme.

## INFORMACE O ČINNOSTI PRACOVNÍ SKUPINY ČTUK PRO STŘÍKANÝ BETON

Činnost pracovní skupiny pro stříkaný beton se během posledního roku zaměřila na zpracování podkladů, které by zajišťovaly potřebnou oporu účastníkům výstavby při aplikacích stříkaného betonu na tunelových stavbách v České republice. Potřeba se stala naléhavou zejména při rozšíření tunelářských prací mimo oblast metra a větších městských tunelů (Praha, Brno).

Kromě specifikace vlastností stříkaného betonu jako součástí primárního ostění s dočasnou statickou funkcí bylo třeba se zaměřit na průběžné sledování kvality, tj. především na rozsah i četnost zkoušek prováděných v průběhu ražby podzemních liniových děl. Tato problematika nebyla dostatečně řešena v dosavadní dosud platné české normě pro stříkaný beton a evropské normy v rámci unie jsou teprve ve stadiu zpracování.

Výsledkem práce skupiny, ve které jsou kromě odborníků zhotovitelství firem také zástupci projektových organizací (Metroprojekt, Satra) a vysokých škol (ČVUT – FS, VUT – FAST), jsou „Zásady pro používání stříkaného betonu“. Elaborát zpracovává problematiku stříkaného betonu komplexně a obsahuje základní informace i nejobvyklejší postupy, které do doby vydání evropských norem mohou být užitečnou pomůckou pro zástupce investora, projektanta i dodavatele aplikujícího stříkaný beton. Znění „Zásad“ je pro čtení k dispozici na webové stránce ČTuK: „www.ita-aites.cz“.

## ČESKÝ TUNELÁŘSKÝ KOMITÉT NA SVĚTOVÉM TUNELÁŘSKÉM KONGRESU V AMSTERDAMU

V Amsterdamu se konal ve dnech 12. až 17. dubna Světový tunelářský kongres 2003, valné shromáždění ITA/AITES, zasedání předsednictva (EC) a jednání pracovních skupin (WG). Českou republiku reprezentovali na valném shromáždění mezi 50 členskými státy Ing. Jiří Bělohav, Ing. Georgij Romancov, CSc., a v předsednictvu Ing. Jindřich Hess ve funkci past vice-předsidenta. Jednání pracovních skupin sledoval Ing. Václav Valeš a zasedání (tzv. Communication Meeting) vedoucích představitelů ITA/AITES s vydavateli odborných tiskovin a web stránek se zúčastnil Ing. Karel Matzner. Doc. Ing. Jan Vítek, CSc., přednesl příspěvek o podchodu metra pod Vltavou metodou vysouvání, který se setkal s mimořádným zájmem více než 700 účastníků kongresu. Rovněž časopis TUNEL, jenž byl k dispozici na improvizovaném stánku ČTuK v počtu téměř 300 výtisků, byl rozebrán spolu s pozvánkou na konferenci Podzemní stavby Praha 2003 již první den kongresu. Podrobnou zprávu o něm naleznete v příštím čísle.

struction.

He was a member of the board of directors of the ITA/AITES national committee as well as member of editorial board of the magazines Inženýrské Stavby and Tunel.

Until his very last moments he remained in contact with both the faculty and real practice, with which he was inherently connected for his entire life.

We have all revered Prof. Trávníček not only for his significant pedagogical, scientific and practical contribution, but also for his extraordinary human qualities. Prof. Trávníček was our true, unselfish and valuable friend who was able to help anyone without hesitation. We all who have cooperated with him will very much indeed miss the personality and friendship of Prof. Trávníček. Because of his deeply humane approach to solved problems, we carry a deep wound, but also a dear remembrance. We will keep that remembrance for ever.

Doc. Ing. Kamila Weiglová, CSc.

Fakulta stavební – Vysoké učení technické v Brně  
Faculty of civil engineering – Technical University Brno

## REPORT ON ACTIVITY OF THE CTC WORKGROUP FOR SHOTCRETE

Activity of the workgroup for shotcrete has during the past year concentrated on the elaboration of standards, which would grant the participants of the construction process a necessary support during the application of shotcrete at tunnel construction sites in the Czech republic. This necessity has become urgent especially because of the fact that the sphere of tunnel construction is extending beyond the range of subway and large urban tunnels (Prague, Brno). Beside specification of properties of shotcrete being part of a primary lining with temporary static function, it was important to focus on the continuous monitoring of quality, that means mostly on the scope and frequency of tests carried out during the course of a tunnel excavation. These issues have not yet been properly dealt with in Czech standards for shotcrete currently in force, while European standards valid for the EU are only in the preparation phase. "Rules for the use of shotcrete" represent the output of the group consisting of not only professionals working with contractors, but also representatives of designing organizations (Metroprojekt, Satra) and universities (ČVUT – FS, VUT – FAST). This document deals with the issues of shotcrete comprehensively. It contains basic information as well as the most common procedures, which could be, until the European standards are released, a useful tool for the investor's representative, designer as well as for a contractor using shotcrete. Full text of the "Rules" can be obtained at the CTC website: "www.ita-aites.cz".

Ing. Pavel Polák

## CZECH TUNNELLING COMMITTEE ON THE WORLD TUNNELLING CONGRESS IN AMSTERDAM

World Tunnelling Congress 2003, ITA General Assembly, Executive Council and Working Group Meetings took place within the days 12 to 17 April in Amsterdam. The Czech Republic was represented in the GA among 50 member nations by Jiří Bělohav, Georgij Romancov and in the EC by Jindřich Hess, ITA Past Vice-President. The WG meetings were in attention of Václav Valeš and Karel Matzner participated in the Communication Meeting of the ITA officers with the publishers of the professional printing materials and web sites. Jan Vítek presented his paper on the river Vltava underpassing by Prague metro tunnels using a so-called launching method, which met with a keen interest of more than 700 participants of the congress. And the TUNEL magazin, having been available at an improvised stand in amount of nearly 300 issues, was out of stock both with invitation leaflets to the Underground Construction Praha 2003 international conference within the first day of the congress. The detailed report on that event will be brought in the next issue of this magazin.

Ing. Karel Matzner



Obr. 1 Předseda ČTuK Ing. Jindřich Hess – člen předsednictva ITA/AITES  
Fig. 1 President of the CTuK Jindřich Hess – member of the ITA/AITES EC



Obr. 2 Propagace časopisu TUNEL a konference Podzemní stavby Praha 2003  
Fig. 2 Publicity of the TUNEL journal and the Conference Underground Construction Praha



Obr. 3 Delegát ČTuK Ing. Georgij Romancov, CSc., při Valném shromáždění ITA/AITES  
Fig. 3 CTuK Delegate Georgij Romancov the ITA/AITES General Assembly

Smíchovská 31, 155 00 Praha 5  
Tel.: 251 091 311, 602 619 837, 602 204 837  
Fax : 251 626 070  
E mail: cerhra@cerhra.cz  
http:\\ www.cerhra.cz

Společnost provádí výstavbu, rekonstrukce a likvidace havárií inženýrských sítí, včetně dodání projektové dokumentace a inženýrské činnosti. Byla založena v roce 1993 jako soukromá stavební společnost. Práce provádí klasickými i moderními bezvýkopovými technologiemi, které uvedla a rozšiřuje na český trh stavebních prací.

- **Zemní protlaky** prováděné pomocí zemních raket do průměru chráničky 140 mm a délky do 25 m nebo **ramované protlaky** s ocelovou chráničkou do průměru 2000 mm, délky až 70 m, dle geologických podmínek
- **Cracking** - náhrada dosloužilých řadů potrubním svařencem z IPE položeným v původní trase potrubí
- **Burstlining** - náhrada dosloužilých řadů novým potrubím z trub IPE, polymerbetonu anebo tvárné litiny položeným v původní trase
- **Pokládka** kabelů nebo potrubí do průměru 600 mm do délky 400 m **horizontálním řízeným vrtáním** včetně domovních přípojek do profilu 200 mm do délky 35 m
- **Mikrotunelování** - provádění kanalizačního potrubí DN 300 mm na vzdálenost do 100 m a kanalizačních přípojek DN 200 mm, délky do 50 m, v hornině třídy 1-7 mikrotunelováním
- **Práce prováděné hornickým způsobem**
- **Tradiční technologie** provádění inženýrských sítí

Uživatelům inženýrských sítí a projektantům poskytujeme poradenství pro využití bezvýkopových i klasických technologií včetně prací prováděných hornickým způsobem.

Společnost je řízena na základě systému jakosti vybudovaného podle požadavků ČSN EN ISO 9001:2001.  
Certifikát č. 3009/142-02/SMJ

## TECHNICKÉ A INŽENÝRSKÉ SLUŽBY PRO VODOHOSPODÁŘSKOU VÝSTAVBU



**AQUATIS, a. s., Botanická 56, 602 00 BRNO**  
tel.: 541 554 111, fax: 541 211 205  
**Kancelář Praha, Dělnická 12, 170 04 PRAHA 7**  
tel.: 266 793 313, fax: 266 793 209  
**Kancelář Bratislava, Slávičie údolie 30, 811 02 BRATISLAVA**  
tel.: +421 262 804 159, fax: +421 262 801 396

### Hlavní obory činností společnosti:



štoly, tunely, kolektory, kaverny • vodní nádrže všech typů, přehradní hráze, • rekonstrukce stávajících objektů, • jezy, skluzy, vakové jezy, • vodní elektrárny všech velikostí a typů • úpravy toků, revitalizace upravených i neupravených toků, protipovodňová ochrana splavnění přirozených toků, plavební komory • vodovody, úprava vod, projekty snižování ztrát v sítích • stokování a čištění odpadních vod městských, průmyslových • skládky, složiště popílků • pozemkové úpravy • průzkumné práce všech druhů

### Společnost Vám zajistí:

Konzultační, poradenskou a posudkovou činnost • nabídkovou dokumentaci • studie, generely dokumentaci pro územní rozhodnutí, hodnocení vlivů na životní prostředí (EIA) a stavební povolení • dokumentaci realizační a skutečného stavu • zajištění vypsání veřejných soutěží • inženýrskou činnost při přípravě staveb, výstavbě a uvádění do provozu • manipulační a provozní řady • uvádění staveb do provozu a zkušební provoz • žádosti o subvence ze strukturálních fondů EU (PHARE, ISPA, aj.) • veškeré průzkumné práce • dodávky staveb "na klíč"

