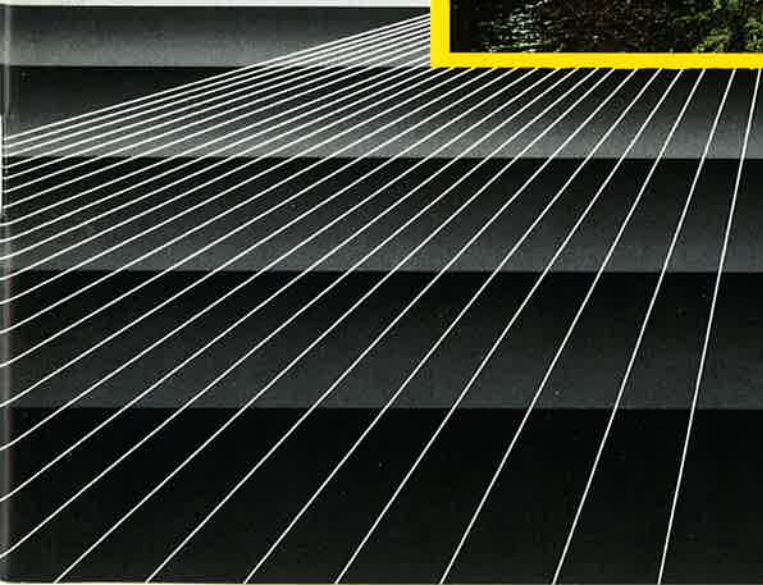


# Tunnel

ČASOPIS  
ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU  
A  
SLOVENSKÉHO TUNELÁRSKEHO KOMITÉTU  
ITA/AITES  
PODZEMNÍ STAVBY (VÝVOJ, VÝZKUM, PROJEKTOVÁNÍ, REALIZACE)



# ČLENOVÉ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES

## MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH AND SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE

**AD SERVIS TERRABOR**  
Bělohorská 157/188  
169 00 Praha 6

**AMBERG ENGINEERING  
BRNO**  
Orlí 27  
602 00 Brno

**CARBOTECH POLONIA,  
s. r. o.**  
28. října 93  
702 00 Ostrava 1

**DIAMO s. p.**  
Stráž pod Ralskem  
471 27

**BRNĚNSKÉ  
KOMUNIKACE, a. s.**  
Moravské nám. 19  
657 39 Brno

**DORG s. r. o., JESENÍK**  
Tovární 1287  
790 18 Jeseník

**DŮLNÍ PRŮZKUM  
A BEZPEČNOST**  
Paskov  
739 21

**ELTODO, s. r. o.**  
Čerčanská 640/30  
140 00 Praha 4

**GEOTEST**  
Šmahova 112  
659 01 Brno

**CHYTIL + RAČLAVSKÝ  
STAVEBNÍ SPOL., s. r. o.**  
Mládežnická 8  
690 02 Břeclav

**IKE**  
Plzeňská 166  
150 00 Praha 5

**ILF CONSULTING  
ENGINEERS s.r.o.**  
Sazečská 8  
108 25 Praha 10

**INGSTAV BRNO, a. s.**  
Kopečná 20  
675 15 Brno

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

**INTERPROJEKT**  
Biskupský dvůr 7  
110 01 Praha 1

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

**INŽENÝRSKÉ KONSTRUKCE  
PROJEKTOVÁ A INŽENÝR.  
KANCELÁŘ**  
Kobrova 1363/2  
150 00 Praha 5

**KLOKNERŮV ÚSTAV ČVUT**  
Šolínova 7  
168 08 Praha 6

**METROPROJEKT PRAHA,  
a. s.**  
I. P. Pavlova 1786/2  
128 09 Praha 2

**METROSTAV, a. s.**  
Dělnická 12  
170 04 Praha 7

**MIKROTUNELOVÁNÍ,  
spol. s r. o.**  
Dykova 3  
796 01 Prostějov

**PLYNOPROJEKT**  
Sokolská 44  
120 00 Praha 2

**PRAGIS - HOLDING, s. r. o.**  
Na vyhlídce  
190 00 Praha 9-Prosek

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

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

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

**SOLETANCHE ZAKLÁDÁNÍ a.s.**  
Senovážné nám. 23  
112 82 Praha 1

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

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

**SUBTERRA a. s.**  
Bezová 1658  
147 14 Praha 4

**SUDOP**  
Olšanská 1a  
130 80 Praha 3

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

**VODNÍ STAVBY PRAHA, a. s.  
o. z. 05**  
Dobronická 635  
142 20 Praha 4

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

**VOKD, a. s.**  
Českosobotská 7  
701 40 Ostrava 1

**VUT, FAKULTA STAVEBNÍ,  
ÚSTAV GEOTECHNIKY**  
Veveří 95  
662 37 Brno

**VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ**  
tř. 17. listopadu  
708 33 Ostrava-Poruba

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

**ZÁPADOČESKÉ UHELNÉ  
DOLY ZBŮCH,  
z. VÝSTAVBA PLZEŇ**  
Radčická 40  
301 17 Plzeň

**ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ  
BRNO, a. s., DIS**  
Heršpická 1  
639 00 Brno

---

**FAKULTA BERG TU KOŠICE**  
Letná 9  
042 00 Košice

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

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

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

**GEOLOGICKÝ ÚSTAV  
DIONÝZA ŠTÚRA**  
Mlynská dolina 1  
817 04 Bratislava

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

**HYDROSANING, spol. s r. o.**  
Mojmírova 14, P.O. Box 6  
972 01 Bojnice

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

**INCO, a. s.**  
Pri starej prachárni 14  
831 05 Bratislava

**INŽINIERSKE STAVBY**  
Priemyselná 7  
042 45 Košice

**MAGISTRÁT HL. MESTA SR  
BRATISLAVY**  
Primaciálne nám. 1  
814 99 Bratislava

**PRVÁ SLOVENSKÁ  
TUNELÁRSKA, a. s.**  
Račianska 66  
832 64 Bratislava

**RUDNÝ PROJEKT, a. s.**  
Festivalové nám. 1  
041 95 Košice

**SIMAC HOLDING, a. s.**  
Stromová 9  
833 17 Bratislava

**SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST**  
Továrenská 7,  
813 44 Bratislava

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

**SOLHYDRO, spol. s r. o.**  
Kutlíkova 17  
851 01 Bratislava

**STAVEBNÁ FAKULTA VŠDS ŽILINA**  
Moyzesova 20,  
010 26 Žilina

**STAVEBNÁ FAKULTA STU  
BRATISLAVA**  
Radlinského 11  
813 68 Bratislava

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

**ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV  
KOŠICE**  
Watsonova 45  
040 01 Košice

**VÁHOSTAV, a. s.**  
Hlinská 40  
011 18 Žilina

**ŽELEZNICE SLOVENSKEJ  
REPUBLIKY**  
Klemensova 8,  
800 00 Bratislava

ROČNÍK 27/1996, č. 3

MK ČR 7122

ISSN 1211 - 0728

# TUNEL

Časopis Českého tunelářského komitétu  
a Slovenského tunelářského komitétu ITA/AITES

Založen ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

## OBSAH

Úvodník - Ing. Ján Jaško . . . . .	str. 1
Sanace „Cizineckého vstupu“ - Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. . . . .	str. 2
Nový systém kotvení při rozšiřování vodní elektrárny Persenbeug na Dunaji - Ing. Martin Srb . . . . .	str. 8
Ocelové pojízdné bednění pro betonáž tunelů „Pražské radiály“ v Brně - Ing. Ivan Hejduk, Luděk Patloka, Ing. Jaromír Kousal . . . . .	str. 12
Matematické modelování svorníkové výztuže - RNDr. Josef Malík, CSc., Ing. Richard Šňupárek, CSc. . . . .	str. 15
Technologický předvrt ražby úklonného podzemního díla na stavbě hydroelektrárny „Messochora“ v Řecku - Ing. Stanislav Kučik . . . . .	str. 19
Washingtonské metro - Ing. Ermin Stehlík . . . . .	str. 22
„Big Dig“ (velký výkop) v Bostonu - současný nejrozsáhlejší veřejný projekt v USA - Ing. Josef Kutil, Ing. Georgij Romancov . . . . .	str. 25
Ze světa podzemních staveb . . . . .	str. 27
Zpravodajství Slovenského tunelářského komitétu ITA/AITES . . . . .	str. 29
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu ITA/AITES . . . . .	str. 31

## REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.  
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha  
Ing. Mil. Brožek – PRAGIS-HOLDING s.r.o.  
Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s., Prievidza  
Ing. Igor Fryč, INGSTAV Brno, a. s.  
PhDr. Miroslav Kadlec – METROSTAV, a. s.  
Ing. Milan Krejcar – VOJENSKÉ STAVBY, a. s.  
Ing. Pavol Kusý, CSc. – PRVÁ TUNELÁRSKA, a. s., Bratislava  
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s. Praha  
Ing. Miloslav Novotný – VODNÍ STAVBY Praha, a. s.  
Ing. Ladislav Pazdera – METROSTAV, a. s.  
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.  
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.  
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA a. s.  
Ing. Otakar Vrba – SG-GEOTECHNIKA, a. s.

## VYDAVATEL :

Český tunelářský komitét a Slovenský tunelářský komitét ITA/AITES  
pro vlastní potřebu

Ovocný trh 573, 110 00 Praha 1, ČR  
tel. (tuzemsko): 66 79 34 79, tel. (pro zahraničí): 809 453  
telex: 12 12 21, fax: 80 82 75; redakce: 66 79 34 61, 80 94 85  
Ved. redaktor: PhDr. Miroslav Kadlec  
Odborní redaktoři: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Ladislav Pazdera  
a Ing. Pavel Polák  
Grafická úprava: Petr Mišek  
Fotografie na obálce: Josef Husák

## Sazba, tisk: GRAFTOP

Redakce v případě zájmu poskytne odborný překlad do angličtiny



ISSUE 27/1996, No. 3

MK ČR 7122

ISSN 1211-0728

# Tunnel

Magazine of the Czech Tunneling Committee  
and the Slovak Tunnelling Committee  
ITA/AITES

established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

## CONTENTS

Editorial - Ing. Ján Jaško . . . . .	page 1
Rehabilitation of "Foreigners' Entrance" - Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. . . . .	page 2
New anchoring system used by widening of hydro-power station Persenbeug on Danube - Ing. Martin Srb . . . . .	page 8
Steel movable shuttering for "Prague Radial" highway tunnels in Brno - Ing. Ivan Hejduk, Luděk Patloka, Ing. Jaromír Kousal . . . . .	page 12
Mathematical modelling of rock bolting - RNDr. Josef Malík, CSc., Ing. Richard Šnupárek, CSc. . . . .	page 15
Pilot borehole for inclined tunnel of hydro-power scheme "Messochora" in Greece - Ing. Stanislav Kučík . . . . .	page 19
Metro in Washington - Ing. Ermin Stehlik . . . . .	page 22
Big Dig in Boston - the biggest public project in the USA at present - Ing. Josef Kutil, Ing. Georgij Romancov . . . . .	page 25
From the underground construction world . . . . .	page 27
Slovak Tunnelling Committee News . . . . .	page 29
Czech Tunneling Committee News . . . . .	page 32

## EDITORIAL BOARD

Ing. Petr Vozarik - METROSTAV, a. s., Chairman,  
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. - ČVUT Praha  
Ing. Mil. Brožek - PRAGIS - HOLDING s.r.o.  
Ing. Jozef Frankovský - BANSKÉ STAVBY, a. s., Prievidza  
Ing. Igor Fryč, INGSTAV BRNO, a. s.  
PhDr. Miroslav Kadlec - METROSTAV, a. s.  
Ing. Milan Krejcar - VOJENSKÉ STAVBY PRAHA, a. s.  
Ing. Pavol Kusý, CSc. - PRVÁ TUNELÁRSKA, a. s., Bratislava  
Ing. Josef Kutil - INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s., Praha  
Ing. Miloslav Novotný - VODNÍ STAVBY Praha, a. s.  
Ing. Ladislav Pazdera - METROSTAV, a. s.  
Ing. Pavel Polák - METROSTAV, a. s.  
Ing. Georgij Romancov, CSc. - METROPROJEKT Praha, a. s.  
Ing. Miroslav Uhlík - SUBTERRA a. s.  
Ing. Otakar Vrba - SG-GEOTECHNIKA, a. s.

## PUBLISHED FOR SERVICE USE BY THE

Czech Tunneling Committee and Slovak Tunnelling Committee  
ITA/AITES

Ovocný trh 573, 110 00 Praha 1, CZ  
tel. (in-land): 66 79 34 79, (international): 809 453  
telex: 12 12 21, fax: 80 82 75, editorial board: 66 79 34 61, 80 94 85  
Editor-in-chief: PhDr. Miroslav Kadlec  
Graphic Design: Petr Míšek  
Technical editors: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Ladislav Pazdera,  
Ing. Pavel Polák  
Cover photo: Josef Husák

Printed by: **GRAFTOP**

The editorial board provides translations into English at request.



### **Vážení kolegovia, čitatelia, zákazníci,**

URANPRES s. r. o. má viac než 35-ročnú tradíciu, veď základy súčasnej firmy boli položené v roku 1960, kedy vznikol závod Uránový prieskum ako súčasť Československého uránového priemyslu Příbram. Dňa 1. 6. 1991 sa pretransformoval Uránový prieskum na samostatný slovenský štátny podnik URANPRES a od 1. 5. 1994 na URANPRES spol. s r. o. Spišská Nová Ves.

Ako to býva v banskom podnikaní, firma prešla obdobiami rozvoja, ale i úpadku presne tak, ako to býva v histórii banského podnikania. Prelomovým rokom bol rok 1989–90, kedy firma prešla dvoma útlmovými programami – útlm na rádioaktívne suroviny a útlm na farebné kovy. To, že sa firma dobre vysporiadala s útlmom, svedčí o dobrom manageringu firmy, ale i dobrom technickom vybavení.

Nová spoločnosť úzko nadviazala na práce, v ktorých má tradíciu i odborné zázemie.

Základom sú banské práce – podzemné stavitel'stvo. Keďže banské práce na Slovensku sú v súčasnosti obmedzené, prevažnú časť týchto prác vykonávame v Českej republike. Z prác, ktoré sme robili, resp. ktoré v súčasnosti realizujeme, je potrebné spomenúť aspoň niektoré.

V Dobšinej bola pre Slovenské elektrárne vybudovaná MVE Dobšiná 2. Jedná sa o podzemnú „najväčšiu“ malú vodnú elektrárňu s výkonom 2,3 MW. Podzemný vodný privádzač o dĺžke 1300 m s prevýšením 52 m, zabudovaným priemerom 1600 mm a prietochným množstvom  $4,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  vody bol razený v ťažkých geologických podmienkach.

Z prác v ČR si zasluhujú pozornosť banské práce na výstavbe metra v Prahe, na výstavbe jedinečného podzemného zásobníka plynov Příbram, ale i banské práce na výstavbe investičných celkov v Karvinej a v Západočeských uhelných dolech Zbuz pri Plzni.

Z ďalších prác si dovoľím spomenúť projektovanie a realizáciu geotermálneho vrtu PP-1 Poprad, ktorý svojimi parametrami  $60 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$  vody  $50 \text{ }^\circ\text{C}$  teplej patrí medzi najlepšie geotermálne vrty na Slovensku.

Celý rad úspešne realizovaných prác pri vyhľadávaní pitných vôd, ich prieskume a realizácii až k zákazníkovi, na kanalizáciách, čistiarňach odpadových vôd a plynofikácii svedčia o ekologickom zameraní firmy. Tomu nasvedčuje i značná časť realizovaných geologických prác každého druhu, kde je potrebné spomenúť Geochemický atlas – prírodná rádioaktivita Slovenska, ktorý vyjde ako publikácia ešte v roku 1996, inžiniersko-geologický a hydrogeologický prieskum pri výstavbe diaľnic Slovenska, ale i hydrogeologický prieskum v zvlášť obtiažnych podmienkach Vysokých Tatier.

Úspešne sa rozvíja i pozemné stavitel'stvo, práce strediska dopravy geodetických a laboratórnych prác, ako i drevovýroba.

URANPRES je v súčasnosti možné považovať za rozvíjajúcu sa spoločnosť s hlavným dôrazom na uspokojenie zákazníka po každej stránke, čo sa snažíme dokazovať každodennou prácou vo všetkých smeroch našej činnosti.

Ing. Ján Jaško  
generálny riaditeľ URANPRES-u

# SANACE „CIZINECKÉHO VSTUPU“

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc. – FSv ČVUT

THE OLDEST PART OF THE PRAGUE SEWERAGE SYSTEM WITH THE FIRST SEWAGE TREATMENT PLANT WAS REALIZED BY THE W. H. LINDLEY'S DESIGN FROM 1893 TO 1907.

ONE OF THE BIGGEST COLLECTOR CHAMBERS CALLED "FOREIGN ENTRANCE" WHICH IS SITUATED UNDER THE OLD TOWN SQUARE HAS A LOT OF SIGNIFICANT FAILURES AFTER ONE HUNDRED YEARS WORK.

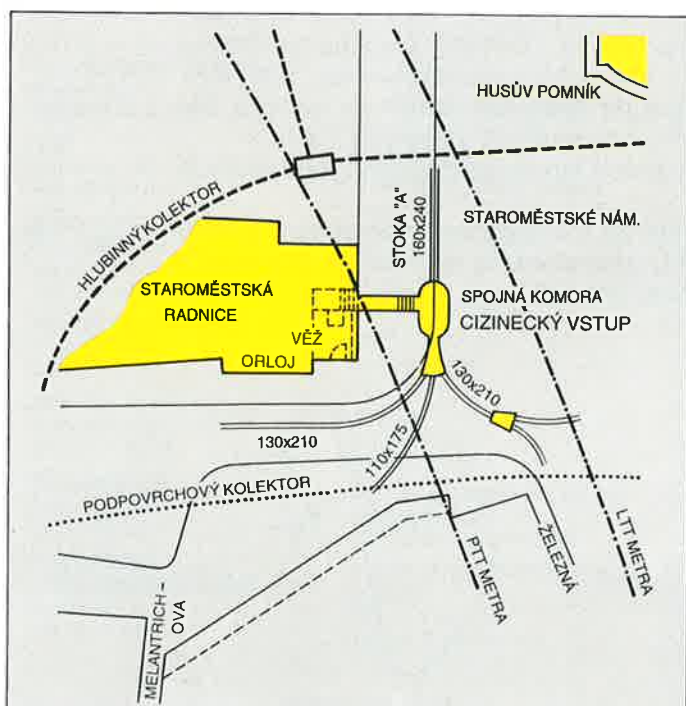
ON THE FOUNDATION OF THE SYSTEMATIC EXPLORATION WAS DETERMINED THE CAUSE OF THESE FAILURES. THE FOLLOWING RECONSTRUCTION WAS FOUNDED ON THE USE OF TWO STEPS GROUTING AND HARDENING BY UNDERSITE VAUL.

## 1. HISTORIE A MÍSTOPIS

Anglický inženýr W. H. Lindley vypracoval na konci minulého století (1893) velmi kvalitní projekt kanalizační sítě pod Starým a částí Nového Města pražského. Tento projekt byl dokončen v roce 1907 a vedle 90 km stokové sítě přinesl Praze i první čistírnu odpadních vod v Bubenči. Od roku 1967 je stará bubenečská čistírna již mimo provoz, z hlediska stavebního se však jedná o klenot industriální architektury konce 19. století.

Neobvyklý název „Cizinecký vstup“ z nadpisu tohoto článku se váže k jiné významné stavbě původního Lindleyova pražského kanalizačního systému – ke spojné komoře, v níž je umístěn soutok tří hlavních kanalizačních sběračů Starého Města. Stoky z Celetné, Železné a Melantrichovy ulice se v objektu „Cizineckého vstupu“ spojují do kmenové stoky „A“ (obr. 1). Ta vede pod Pařížskou ulicí ke šybcě pod Vltavou a pak již přímo k čistírně odpadních vod – dnes již nové, umístěné na největším pražském ostrově, tzv. Císařském.

### SITUACE



OBR.1

Zmíněná spojná komora, která vedle kvalitní zednické práce a ušlechtilého kamenozěru na soutoku (obr. 2) umožňuje i pohled na začátek kmenové stoky „A“ (obr. 3), znamenala pro inženýra Lindleye způsob, jak umožnit alespoň dílčí prezentaci na svou dobu vynikajícího a nesmírně účelného inženýrského díla „cizím“ návštěvníkům. Zřejmě aby byla ještě zvýrazněna exkluzivita „Cizineckého vstupu“, spojil Lindley příčnou chodbu do spojné komory přímo s věží Staroměstské radnice, skrze kterou je také možné do komory vstoupit.

Podzemní spojná komora „Cizinecký vstup“ přes řadu bouřlivých historických událostí, které občas probíhaly na povrchu v její bezprostřední blízkosti, plnila sice přes 100 let svou funkci, nikoliv však bez úhony. Na začátku 90. let našeho století dosáhlo poškození komory takové míry, že bylo správcem pražské kanalizace – podnikem Pražské kanalizace a vodní toky – rozhodnuto o provedení stavebně-technického průzkumu a následných sanačních pracích.

## 2. PRŮZKUMNÉ PRÁCE

Úkolem průzkumných prací bylo určení příčin porušení spojné komory a stanovení výchozích podmínek pro předpokládané sanační práce.

V rámci průzkumných prací byly provedeny následující činnosti (obr. 4):

- dokumentace ploch porušení komory,
- geodetické měření,
- geofyzikální měření,
- vrtné práce.

### 2.1 DOKUMENTACE A VYHODNOCENÍ PORUCH NA SPOJNÉ KOMOŘE

Spojná komora „Cizinecký vstup“ vykazovala v r. 1994 poškození mnohočetným systémem ploch porušení (obr. 5), přičemž podíl rozevřených trhlin se šířkou větší než 1 mm byl více než 60%. V oblasti vtokového čela se nacházelo několik trhlin rozevřených na šířku 5–12 mm (obr. 6). Dokumentace k makroskopickému porušení komory byla realizována



Obr. 2. Soutok tří stok v době sanace



prostorovým zaměřením 848 bodů na markantních bodech trhlin [1]; pohyby na významných trhlinách byly měřeny již v r. 1993 strunovými tenzometry [2].

Distribuce prostorového rozevření trhlin byla posuzována s cílem nalézt statisticky významnou regresi, umožňující s potřebnou mírou pravděpodobnosti lokalizovat zdroj posuvů, způsobujících vznik těchto poruch. Model, při kterém byl pravděpodobný zdroj umístěn do spodní třetiny výrubu pravého traťového tunelu metra trasy A, se jevil z hlediska těsnosti regresního vztahu jako nejpříjatelnější; jednu z příčin vzniku poruch na spojné komoře bylo možno na základě tohoto zjištění hledat v deformacích nadložních vrstev, vzniklých při razbě traťových tunelů metra.

## 2. 2 GEODETICKÁ MĚŘENÍ

Geodeticky byly sledovány vislé deformace povrchu území a vodorovné a vislé deformace na bodech stabilizovaných na vnitřním lici ostění komory (obr. 7).

Pro měření deformací na povrchu území byla v dlažbě Staroměstského náměstí vybudována zhruba čtvercová síť, v níž bylo stabilováno celkem 48 bodů, které tvoří síť o rozměrech 25 x 35 metrů (8 řezů po 6 bodech). Body byly stabilizovány železnými tyčemi o délce asi 35 cm, zatlučenými do úrovně dlažby. Výšky bodů byly zaměřeny metodou přesné nivelace, s připojením na výchozí nivelační bod č. 690, který se nacházel na jihovýchodním rohu věže Staroměstské radnice a byl stabilizován čepovou značkou.

K ověření výšky výchozího nivelačního bodu byla zvolena vztázná síť pěti výškových bodů. Tvořily ji dva body místní účelové sítě č. 689 a 720, stabilizované čepovými značkami, které byly spolu s bodem č. 690, periodicky sledovány v souvislosti s budováním podzemního kolektoru v této oblasti. Dále to byly dva body N1, N2, stabilizované mosaznými válečky na východní stěně radniční věže a bod P1, stabilizovaný nastřelovacím hřebem ve vchodu do věže.

Pro sledování vislých a vodorovných posunů v obou částech spojné kanalizační komory bylo osazeno celkem 18 pozorovaných bodů, z nichž 5 sloužilo pro oba typy posunů, ostatní jen pro posuny vislé. Vzhledem k obtížné přístupnosti pozorovaných bodů a nutnosti použití kombinace metody přesné nivelace a metody trigonometrické, byly pozorované body stabilizovány 3 způsoby.

Hodnoty naměřené v průběhu půlročního období (5/94 – 10/9) nebyly výrazně vyšší než činí vlastní přesnost měření (0,20 mm).

Z dosažených výsledků bylo možno spolehlivě prokázat posuny bodů povrchové sítě, z nichž však většina ukazovala na sezonní charakter (vliv teploty, popř. vlhkosti). Jediný bod 32 vykazoval systematický pokles (-1,3 mm). Naopak největší vzestup byl na bodě 53 (+1,4 mm), i když v podzimních měsících i zde došlo k částečnému poklesu, tak jako u převážně většiny bodů povrchové sítě (zřejmě vliv poklesu teploty betonové desky pod dlažbou). Výškový rozdíl mezi těmito extrémními body se v jednotlivých etapách systematicky zvětšoval až na hodnotu 2,7 mm v páté etapě.

Posuny bodů v podzemí se pohybují řádově v desetinách milimetru, přesto lze u většiny z nich považovat posuny za prokázané nebo alespoň velmi pravděpodobné (vykazují stejné znaménko). Čelní stěna kanalizační komory se rozpíná v obou směrech (v horizontálním o něco více). V podzimních měsících došlo ke stabilizaci v horizontálním směru, ale nedošlo k návratu do původní polohy.

## 2. 3 GEOFYZIKÁLNÍ MĚŘENÍ

Součástí průzkumných prací byly aplikace některých geofyzikálních metod, u nichž bylo možno předpokládat, že přinesou další potřebné informace o porušení spojné komory, event. indikace polí provázajících napětové stavy v konstrukci.

Z geofyzikálních metod byly použity:

- spontánní polarizace (SP) ve formě mapování vlastních potenciálů vnitřního lince klenutých částí vyzdívkou komory,
- rychlostní profilování (RP) po vnitřním lici klenutých částí komory,



Obr. 3. Spojná komora se stokou „A“ před sanací

- elektromagnetická reflexní metoda (GEORADAR) s cílem diagnostikovat těleso stoky v prostoru spojné komory kanalizace a lokalizovat případné nehomogenity (zejména prázdné prostory nebo prostory zaplněné vodou) v podzákladě stoky a u klenutých částí konstrukce komory.

Spontánní potenciály vnitřního lince klenutých částí spojné komory kanalizace zobrazují projev

- stupně nasycení zdiva zemní vlhkostí,
- stupně nasycení zdiva kondenzovanou vlhkostí (a tedy nepřímo teplotní poměry v konstrukci),
- přirozených elektrických polí, daných součtem oxidačně redukčních, filtračních (kapilárních) a difúzních potenciálů v konkrétních geologických podmínkách (podle prostředí, v němž je konstrukce umístěna),
- umělých (antropogenních) polí.

Prostorová distribuce molekulárních nosičů elektrického náboje je v určité míře přímo ovlivněna i aktuálními napětovými stavy v konstrukci, protože zhuštění (stlačení) a zředění konstrukčního materiálu zakládá odlišné podmínky pro pohyb iontů s kladným a záporným nábojem.

Rychlostní profilování na vnitřním lici klenb spočívalo v buzení dynamického impulzu při patě zdiva a měření průběhových časů k bodům na profilech po vnitřním lici zdiva. S rychlostí šíření seismického impulzu lze provést mapování latentního porušení konstrukce a indikaci aktuálních napětových stavů.

Elektromagnetické reflexní měření (GEORADAR) umožnilo ve sledovaných profilových liniích lokalizovat zejména materiálové nehomogenity prostředí, které mohly být významné z hlediska geneze poruch na objektu spojné komory.

Tam, kde se průzkumná pole aplikovaných geofyzikálních metod překrývaly, bylo možno konstatovat dobrou shodu ve smyslu korelace partií se sníženou absorpcí elmag. radarového signálu s polem záporných potenciálů SP a nízkými hodnotami zdánlivých průběhových rychlostí (suchá místa) a korelace partií se zvýšenou absorpcí elektromagnetického pole georadaru s kladnými anomáliemi SP a středními a vyššími průběhovými rychlostmi (mokrá místa).

Ve spodní části tělesa stoky a v jejím dně byly radarovými měřeními indikovány úseky se zvýšenou absorpcí průzkumného signálu, které pravděpodobně reflektovaly vyšší stupeň nasycení jeho vyzdívkou (resp. splašk). Polohová korelace těchto anomálií korespondovala s generálním průběhem pole kladných potenciálů SP na vnitřním lici klenb.

Výsledky geofyzikálních měření přispěly výraznou měrou k indikaci vlivů napětových stavů, tuhosti a materiálových nehomogenit na charakter a následné příčiny porušení spojné komory.

Prostorové rozmístění bodů geofyzikální průzkumné sítě umožnilo korelovat anomálie fyzikálních polí třírozměrně, tzn., že data poskytla informace o prostorovém vývoji indikovaných diskontinuit. Trhlinové systémy na spojné komoře bylo možno pomoci souboru geofyzikálních dat korelovat i mimo jejich makroskopický rozvoj.

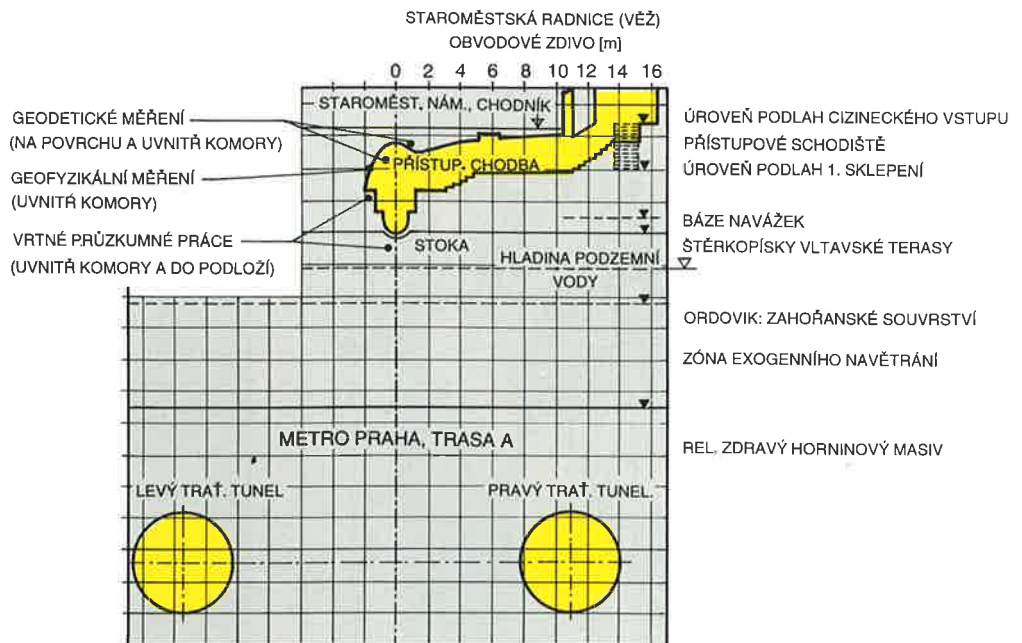
Z celé řady grafických výstupů uvedme obr. 8, který zobrazuje systém výrazného porušení v ložných spárách zdiva a změny jeho orientace v závislosti na vzdálenosti od základové spáry spojné komory.

## 2. 4 VRTNÉ PRÁCE

Spojná komora je podle předpokladů i vyhodnocení sondovacích prací založena svojí spodní stavbou v terasových sedimentech.

Materiál na bocích klenb je navážkového charakteru. Nadloží nad vrcholem klenby je mocné cca 75 cm a má vedle zasypu charakter umělé konstrukce (betonová deska, žebrová dlažba).

### TYPY POUŽITÝCH PRŮZKUMNÝCH PRACÍ



OBR. 4



Celková mocnost podložní terasy se pohybuje okolo 5–8 m. V hloubce 10–12 m pod povrchem a nadmořské výšce asi 180 m n. m. je báze terasového stupně (maninského) a pod ním již ordovické horniny (záhořanské souvrství). V těchto horninách v hloubce asi 24 m (168 m n. m.) jsou tunely metra trasy A; spojná komora leží přibližně v ose mezi traťovými tunely.

Schematický geologický řez znázorňuje geologickou stavbu (obr. 9); je možné říci, že její poznání je značně vzhledem k dobré prozkoumanosti území. Množství průzkumných prací bylo provedeno v dané lokalitě v souvislosti s výstavbou metra a kolektorů. navíc je geologická stavba jednoduchá.

Horniny, ve kterých je stavba uložena, tvoří významný hydrogeologický kolektor. Jedná se o průlinovou zvržen v písčitéch sedimentech vltavské terasy. Hladina podzemní vody leží v hloubce cca 2,0 m pode dnem kanalizační stoky (183,86 m n. m.), tyto hodnoty jsou recentní, zjištěné v říjnu 1994. Výrazně se neliší od informací, které poskytují archivní vrty nebo dostupné mapové podklady. Mocnost zvržené podkladu z navrtaných úrovní je cca 3–3,4 m. Hladina podzemní vody má téměř rovinný tvar. Odtok podzemní vody je směrem Z–V (přesněji ZJZ–VSV). O proudění je možno říci, že odpovídá pohybu vody v terasových akumulacích. Zde se zdá, že pohyb paralelně s vodotečí je významnější než k vodoteči (Vltavě).

Podle zjištěných hodnot je možno říci, že za posledních 20–30 let nedošlo k významným změnám v režimu podzemních vod.

Výsledky vrtného průzkumu potvrdily předpoklad založení vlastních stok do šterkopiskové terasy, okolí spojné komory je zasypáno pravděpodobně výkopkem z otevřené jámy při výstavbě. Zásyp za ostěním byl vlhký, místy až mokrý (nad hladinou podzemní vody).

Vrty potvrdily výsledky georadarového průzkumu, neboť vrtná jádra do opěří vykazovala v některých sekvencích nespójitost v horizontálním směru.

Průsaky kanalizace do podloží nebyly bakteriologickým rychlostestem potvrzeny, taktéž se neobjevily náznaky výraznějších sufočních jevů (vyplavování jemných částic ze základové půdy).

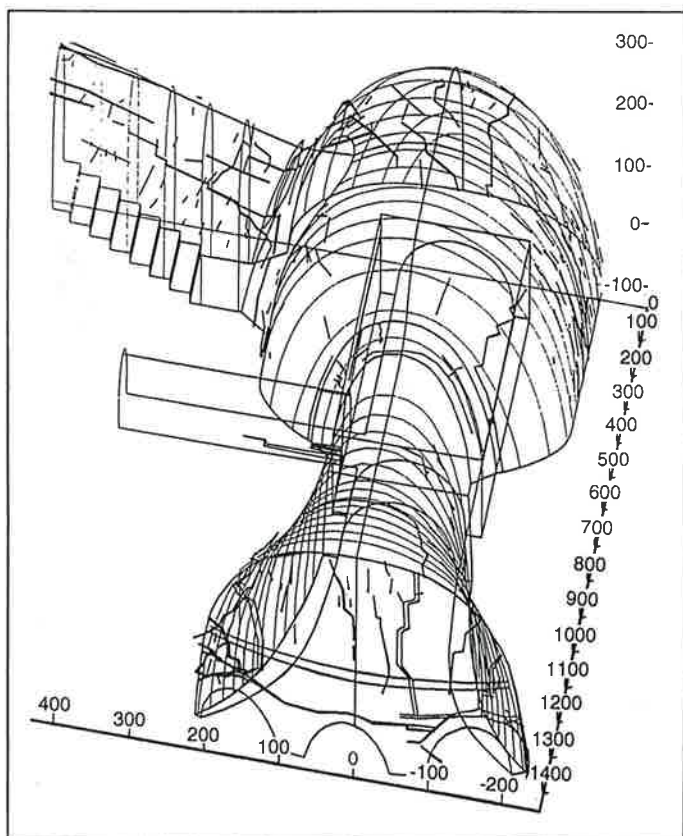
### 3. STAVEBNĚ-TECHNICKÝ ROZBOR A PŘÍČINY PORUŠENÍ KOMORY

K objektu spojené komory nebyla k dispozici žádná výkresová dokumentace. V rámci provedených průzkumných prací bylo na základě zaměření vytvořeno několik verzí počítačového zobrazení vnitřního lince komory. Dimenze zdíva komory byly pouze nesystematicky a místně určeny vrtnými pracemi a georadarem; s jejich využitím bylo možno vytvořit schéma pravděpodobného stavebního řešení na základě odborného odhadu a analogie s podobnými konstrukcemi, provedenými v přibližně stejném historickém období (obr. 10).

Na základě předpokladů o stavebním uspořádání spojné komory a po analýze výsledků průzkumných prací bylo možno formulovat výchozí poznatky pro stavební příčinu porušení spojné komory.

Z provedených 5 etap geodetických měření v průběhu šesti měsíců vyplývá, že současné pohyby povrchu území a vlastní komory jsou ze stavebně-technického hlediska zcela nevýrazné, což odpovídá dosažení rovnovážného stavu masivu i konstrukce komory po překročení mezích hodnot pevnosti stavebních materiálů v čase již minulém.

#### PORUCHY NA KOMOŘE



OBR.5

- Intenzita a prostorový rozvoj ploch porušení svědčí o poměrně značné rychlosti deformačních změn, kterým musel být objekt spojné komory vystaven v krátkém časovém úseku.
- Charakteristickým rysem porušení komory je, že lokalizace největších poruch lze uvést do souvislosti s místy výrazných stavebních heterogenit (vtoková ústí stok, připojení vtokového čela ke klenbě a stokám, proslup přístupové chodby do komory, ústí kanálu ovládacího uzávěru).

– Z korelace geofyzikálních anomálií vyplývá, že objekt komory byl vystaven nerovnoměrným poklesům v podélném i příčném směru.

– Průzkumné vrtné práce nezjistily žádné markantní neočekávané heterogenity zemního masivu v blízkém okolí spojené komory.

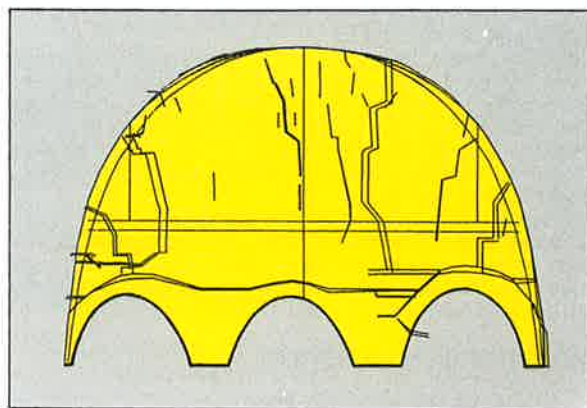
Pokud by existovala jediná příčina mnohočetného a místy markantního porušení prostorové klenbové konstrukce spojné komory nepochybně je, musela by tato příčina dosáhnout mimořádné intenzity ve svém působení na spojnou komoru a její okolí.

V případě, že se na porušení konstrukce podílí (či podílelo) více vlivů, pak jejich intenzita mohla být na nižší (pravděpodobnější) úrovni, případně některý z vlivů mohl mít iniciační charakter, k čemuž přičinily v čase vlivy následné.

Jako pravděpodobné příčiny porušení zasypávané klenbové konstrukce komory s extrémně nízkým nadložím lze v daných konkrétních podmínkách uvažovat následující vlivy:

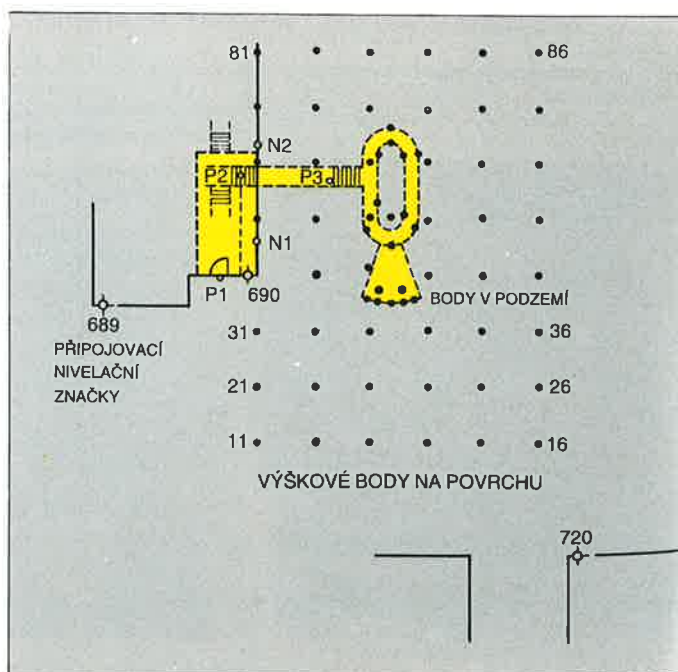
- Nevyhovující založení komory, které vede k překročení únosnosti základové půdy či k jejímu nerovnoměrnému sedání.
- Přetížení konstrukce komory zatížením, které nebylo při dimenzování komory uvažováno.
- Deformaci horninového prostředí vzniklé při provádění jiných podzemních výrubů jako důsledek:
  - deformace výrubu při razbě s následným vznikem poklesové zóny, případně navazujících reologických projevů,
  - seismických účinků, vznikajících při trhacích pracích v podzemí.

#### ROZEVŘENÉ PORUCHY NA ČELE KOMORY



OBR.6

#### SESTAVA GEODETICKÝCH MĚŘIČSKÝCH BODŮ



OBR.7



d) Kolísání hladiny podzemní vody v podloží konstrukce.

e) Sufózní jevy v podloží konstrukce v případě intenzivních průsaků.

f) Seismické účinky těžké dopravy (na povrchu i v podzemí).

Analýzou jednotlivých možných příčin porušení komory a s využitím výše formulovaných výchozích podmínek lze dospět k následujícím závěrům:

**Ad a) Překročení únosnosti základové půdy** je velmi nepravděpodobné. Stálé svislé zatížení komory je díky extrémně nízkému nadloží velmi malé a nemohlo ani s náhodným zatížením povrchu běžné intenzity vést k hodnotám kontaktního napětí v základové spáře vyšším než cca 20 kPa. Únosnost základové půdy, a to jak u hutněných násypů, tak u rostlých písčiloých štěrků, je k přenesení těchto napětí dostatečná.

**Nestejněměrné sednutí** různých částí konstrukce v důsledku způsobu založení nelze úplně vyloučit vzhledem k rozdílným základovým poměrům horní klenby komory a spodních klenb kanalizačních stok (viz. obr. 10); to ovšem neplatí např. pro vtokovou část spojné komory v čele silně porušenou způsobem, který by k úvahám o sednutí patek klenby opravňoval.

Vzhledem k nízké intenzitě svislých zatížení (za normálních okolností) nemohlo být primární sedání základů komory po jejím vybudování směrnatnou příčinou tak značných poruch konstrukce.

**Ad b) Přetížení** jakékoliv konstrukce mimořádným a nepředpokládaným zatížením vede obecně k jejímu porušení za předpokladu vyčerpání všech elastických i plastických rezerv v únosnosti.

Je téměř jisté, že objekt spojné komory byl za dobu své existence (díky exponované poloze na historicky „nejfrekventovanějším“ rohu Staroměstského náměstí) nejméně dvakrát vystaven zatížením, s nimiž při návrhu konstrukce nemohlo být počítáno:

- zatížení obrněnou vozbu a účinky výbuchů leteckých pum v květnu 1945,
- zatížení obrněnou vozbu v srpnu 1968.

Při extrémně nízkém nadloží komory se nutně musel projevit destruktivní charakter těchto mimořádných zatížení. Téměř není pochyb, vzhledem k charakteru porušení (mj. plošné číčkované odprsky zdiva), že tímto způsobem vzniklo porušení křížové klenby nad dolní podes-

ou přítokového čela komory) nelze tuto možnost jejich vzniku úplně vyloučit. Na základě korelace výsledků geofyzikálních průzkumných metod lze však u poruch vtokového čela uvažovat spíše o jejich příslušnosti k následující příčině.

**Ad c) Deformace horninového prostředí** v důsledku ražby podzemních liniových děl se na povrchu terénu a v jeho blízkosti obecně projevuje vznikem poklesové kotliny, která ohrožuje stabilitu objektů nacházejících se v jejím dosahu.

V daném případě byla spojná komora 3x vystavena účinkům podzemní ražby v jejím bezprostředním podloží (ražba pilot-štolý pravého traťového tunelu metra trasy A, ražba vlastního PTT, ražba LTT). Zkušenosti z tunelování v pražském ordoviku ukazují, že při opakovaných ražbách a kumulujících se poklesových kotlínách mohou výsledně deformace na terénu dosahovat (mj. v závislosti na použité tunelovací metodě a přesném dodržování předepsaného technologického postupu) několikacentimetrových hodnot.

Podklad [2] uvádí extenzometricky naměřené deformace nadloží ražených tunelů metra přímo na Staroměstském náměstí ve velikosti 14 cm. Pokud deformace nedosáhly vyšších hodnot (např. i v důsledku časových projevů v prostředí jílovito-prachovitých břidlic zahořanských vrstev), mohlo dojít v jejich důsledku pouze k přírůstkům napětí ve zdivu komory, pravděpodobně však nikoliv k rozsáhlému porušení trhlínami; nelze ale vyloučit rozvoj případných v minulosti vzniklých trhlínových systémů od přetížení konstrukce.

Významnou měrou se na porušení komory zřejmě podílely deformace masivu a ostění vyvolané seismickými účinky trhacích prací v podzemí. Při absenci trhacích prací v PTT metra (raženi pomocí mechanizovaného štítu sovětské výroby TŠCB-1, předstíhová štola ražena pomocí frézy na výložníku) se na dynamickém namáhání komory podílely především trhací práce z LTT, raženého pražskou prstencovou metodou. Podzemní voda, jejíž hladina je cca 1,5 až 2 m pod dnem stoky, přenesla seismická zatížení do bezprostředního podzákladí komory i v případě, že se hypocentrum detonace nenachází pod exponovaným objektem.

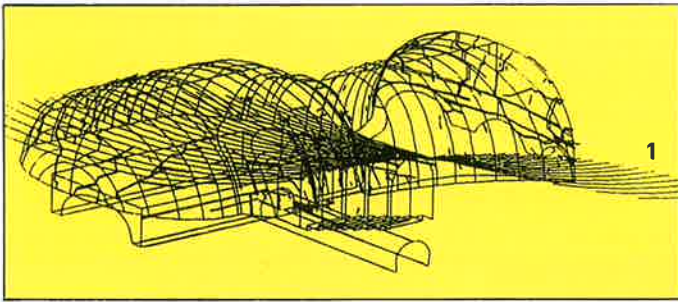
O porušení objektu spojné komory dynamickými (seismickými) účinky detonace trhaviny svědčí kromě jeho celkového charakteru také některé deformační projevy, které lze jen obtížně obhájit z pozic čistě statických. Jsou to například vpáčené vrchlíky klenbiček vtokových ústí kanalizačních stok do vnitřku komory (vrchlíky jsou posunuty dovnitř komory vzhledem k vertikální rovině vnitřního líc vtokového čela až o 12 mm), výrazné horizontální posuny na vertikálně porušených bocích klenb při vazbě s vtokovým čelem, či rozsáhlé horizontální poruchy v ložných sparách zdiva.

Protože v dotčeném úseku byl ražen v předstihu PTT metra (bez použití trhaviny), došlo k zasažení objektu komory relativně vysokým seismickým zatížením z ražby LTT (pravděpodobně 80–100 mm/s) zřejmě v kritické fázi jejího sedání do poklesové kotliny PTT, která byla navíc formována opakovanou ražbou (pilot-štola a vlastní traťový tunel). Dynamická zatížení měla za tohoto simultánního působení značný prostor pro devastaci objektu spojné komory.

I když sednutí komory do poklesové kotliny PTT mělo zřejmě z hlediska porušení významný a iniciační charakter, jak o tom svědčí nasměrování nejmarkantnějších poruch do blízkosti jejího epicentra, je možno považovat vliv seismických zatížení na porušení komory přinejmenším za rovnocenný. Seismická zatížení urychlila a zvýraznila sedání směrem k PTT metra, a to proporcionálně ke vzdálenosti části konstrukce od epicentra poklesové kotliny (viz. obr. 1). Komora se zdeformovala tak, že nejvíce poklesla v prostoru vtokového čela, nejméně na opačném konci, více na západní straně (k radnici), méně na východní.

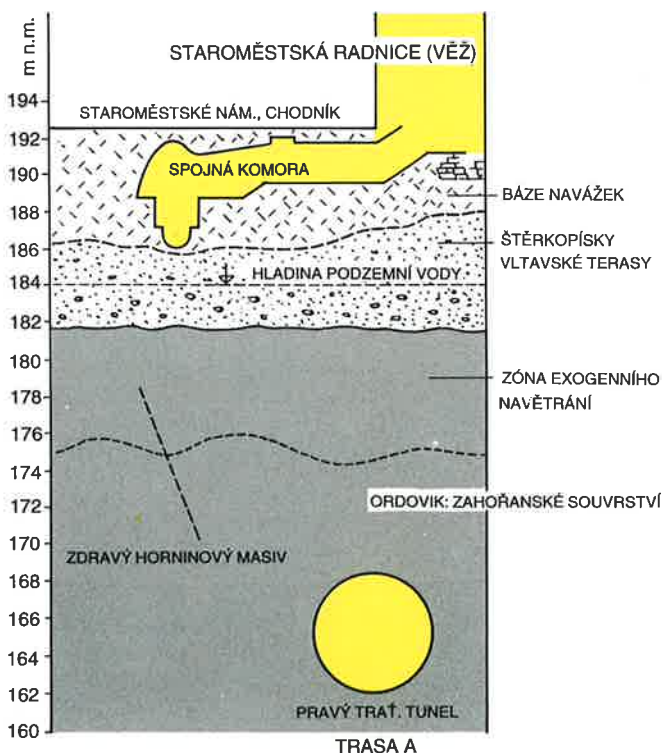
**Ad d) Periodické kolísání hladiny podzemní vody**, vázané na terasové sedimenty, není v dané oblasti pravděpodobné. Proti 70. letům mohlo dojít k určitému zaklesnutí hladiny p. v. (jev v posledních letech všeobecně patrný), avšak bez většího vlivu na porušení komory.

## KORELACE GEOFYZIKÁLNÍCH MĚŘENÍ



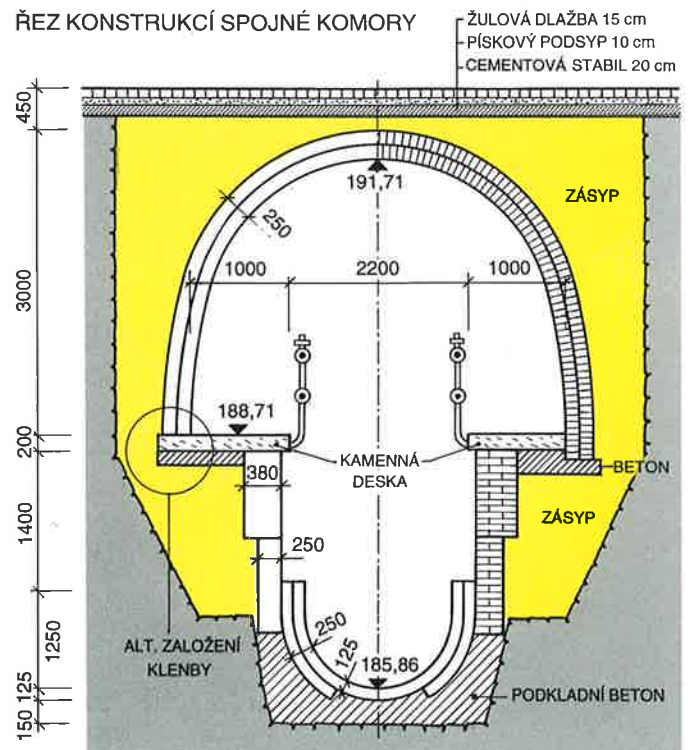
OBR.8

## SCHEMATICKÝ GEOLOGICKÝ PROFIL



OBR.9

## ŘEZ KONSTRUKCÍ SPOJNÉ KOMORY



OBR.10



**Ad a) vyplavování jemných částic z nesoudržných zemin v podzákladí komory nelze úplně vyloučit.** Poškození ostění stok v komoře umožňovalo při vyšších stavech hladiny občasné vnikání intenzivně proudících splaškových vod do základové půdy, z níž jsou jemné částice vyplavovány ve směru proudění. Transport částic neprobíhá na příliš velkou vzdálenost, vlastní podzákladí komory však může z hlediska zrnitostního složení a souvisejících fyzikálně-mechanických vlastností prodělat určitě změny.

Současný deformační neklid porušené konstrukce komory může mít částečnou příčinu ve výše zmíněném jevu.

**Ad f) Seismické účinky z provozu metra** jsou při posuzování z hlediska rychlosti vlnění zanedbatelné (měření dle podkladu [2]).

Povrchový provoz na Staroměstském náměstí je sice silně omezen, nelze však vyloučit občasné přejezd komory i relativně těžkými nákladními automobily (KUKA vozy, kropicí vozy).

Oba uvedené vlivy mohou být také zdrojem deformačního neklidu silně porušené konstrukce komory.

#### 4. NÁVRH A PROVEDENÍ SANAČNÍCH OPATŘENÍ

Z podrobného rozboru jednotlivých možných příčin porušení spojené komory vyplynulo, že základní příčiny porušení (nahodilá přetížení povrchu, nerovnoměrné sednutí v kombinované poklesové kotlině obou TT metra a seismické zatížení vyvolané trhacími pracemi při ražbě) již pominuly. Aktuální deformační neklid pocházel zřejmě z podružných vlivů (pronikání splašků do podzákladí, vlivy stávající dopravy), jejichž působení a měřitelné projevy byly možné pouze v důsledku předchozího poškození komory.

Sanační opatření proto musela směřovat:

- k obnovení kompaktnosti, tuhosti a nepropustnosti konstrukce.
  - k zajištění spolupůsobení zemního prostředí v bezprostřední blízkosti spojné komory (na bocích i pod základovou sparou jednotlivých konstrukčních částí).
  - ke zlepšení deformačních vlastností terasových sedimentů v podzákladí spojné komory.
- Pro dosažení požadovaných cílů sanačních opatření bylo doporučeno použít:
- Výplňovou nízkotlakou injektáž cementovou maltou za rub ostění komory, která by v mocnosti cca 0,5 až 1,0 m vytvořila od úrovně 190,0 m n. m. k hladině p. v. (185 m n. m.) z příslušného zemního prostředí ztužující vanu, spolupůsobící s ostěním komory. Tuto injektáž provést jako první v pořadí, a to z vnitřku komory.
  - Vysokotlakou injektáž manžetovými trubkami pro zpevnění terasových sedimentů v tloušťce cca 5,0 m mezi zesíleným dnem komory a povrchem skalního podkladu na kótě cca 180,5 m n. m.

Pro tuto injektáž použít cementovou suspenzi z velmi jemného cementu, provádět ji v případě prostorových problémů jak z povrchu, tak v podzemí a jako druhou v pořadí.

- Hlubokou injektáž porušeného zdiva komory cementovou maltou nebo speciálními (např. pryskyřičnými) hmotami. Tuto injektáž provést z vnitřku komory jako poslední v pořadí.

K zajištění realizace sanačních prací byl vypracován projekt [3], který akceptoval doporučení průzkumné zprávy o nutnosti provedení:

- nízkotlaké výplňové injektáže spodní části zemního prostředí za rubem opěrových částí komory cementovou maltou,

- vysokotlaké injektáže terasových sedimentů pode dnem komory suspenzí z jemné mletého cementu.

- Pro zvýšení únosnosti a rigidity klenby ostění spojné komory navrhnul projekt navíc provedení rubové železobetonové sanační klenby.

Projekt sanace byl v průběhu realizace částečně upravován. K nejpodstatnějším změnám došlo v úpravě (obr. 11):

- dvou vějířů vysokotlakých vrtů, jejichž provedení by ohrozilo stabilitu porušené chélné klenby přístupné chodby - úprava 1 (Ú 1),

- původně navrhovaného rozepřeného pažení z mikropilotových stěn, které bylo nahrazeno velknotným záporovým pažením - úprava 2 (Ú 2),

- spodní části rubové sanační klenby, kde byl vytvořen roznásecí železobetonový práh - úprava 3 (Ú 3).

Uvedené změny znamenaly vesměs zkvalitnění projektového návrhu.

#### 4.1 VÝPLŇOVÁ (NÍZKOTLAKÁ) INJEKTÁŽ

I. fáze sanačních prací byla realizována metodou nízkotlaké injektáže za rub ostění spojné komory pomocí injekčních PVC trubek a jílocementovou směsí.

Vrtání bylo prováděno ruční vrtnou soupravou PERMON (Ø vrtu 45 mm) ve 29 vějířích včetně obou čelních zdí. První a poslední vrt ve vějíři byl vrtán 1 m nad ochoz komory. Schematické rozmístění injektážních vrtů je patrné z obr. 12.

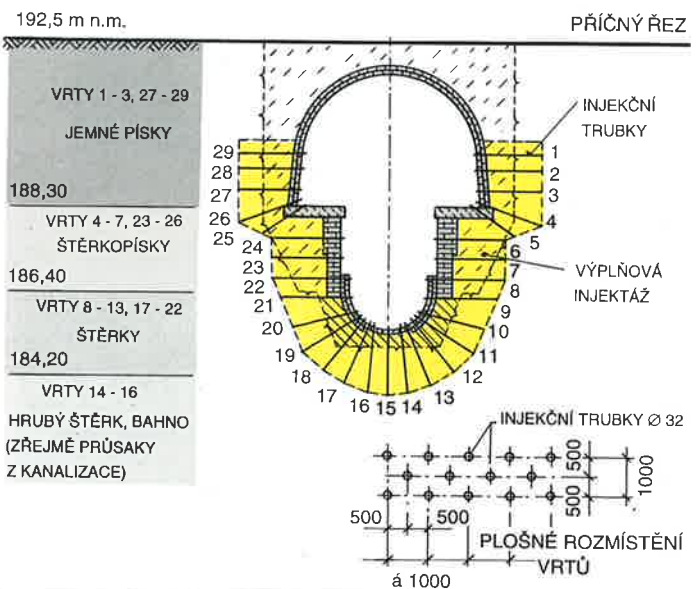
Při provádění injektážních vrtů byl vyhodnocován odvrátaný profil, který detailně upřesnil geologickou skladbu nejbližšího okolí spojné komory.

Po provedení injektážních vrtů v celkovém počtu 812 ks byly do vrtů osazeny PVC trubky profilu 32/3,7 mm. Ústí vrtů bylo okolo PVC trubky utemováno hliníkovou vatou.

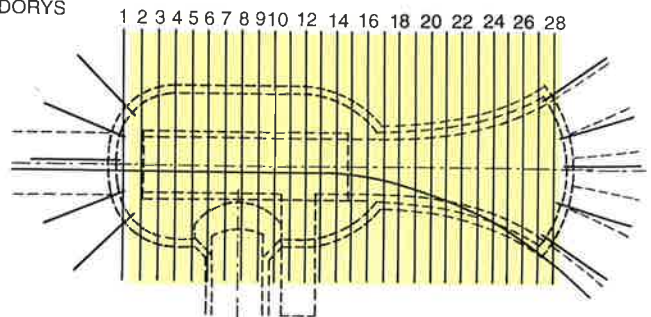
Vrty ve vějířích byly vrtány a injektovány v sítí 1 m od sebe, která byla následně zmenšována na vzdálenost 0,5 m. Při injektáži poměrně hustou směsí se vytláčovala vytěsňovaná voda sparami a poruchami ve zdivu komory. Směs, až na malé výjimky, sparami zdiva nevytékala. V opačném případě byla spára okamžitě zatemována hliníkovou vatou. Při injektáži vrtů v čelní zdi nad soutokem třech stok se injekční směs objevila v odkryvech dílažby na Staroměstském náměstí (ohrada staveniště).

Projektem předpokládaná proinjektovaná kubatura obnášela cca 10 % z celkové kubatury prostoru v dosahu injektážních vrtů (cca 320 m<sup>3</sup>). Předpokládané množství injektované cementové směsi pro nízkotlakou injektáž tudíž bylo 32 m<sup>3</sup>, skutečně injektované objemy však činily 56 m<sup>3</sup>, což představuje zvýšení o 75 %. Na základě analýzy dokumentace injektážních prací i jejich vlastního průběhu lze konstatovat, že zvětšený objem injektáže I. fáze byl vyvolán objektivně vlastnostmi okolního zemního prostředí, které projektant rekonstrukce neměl k dispozici. Z průzkumných podkladů (sondovací práce, georadar) nevyplývala průkazná existence kavernózní struktury v okolí spojné komory. Detailní průběh injektáže však prokázal v zasypných částech existenci makrodutin a v podložních hrubých štěrcích vysokou pórovitost (až 40 %), způsobenou zřejmě dlouhodobým úbytkem jemné frakce. Jen za cenu zvětšení injektovaných objemů bylo možno splnit cíl I. sanační fáze - vytvořit v bezprostředním okolí zhruba spodní poloviny komory dokonale proinjektovaný nosný poloprstenec, který umožnil účinné spolupůsobení sanačních prací v dalších etapách (vysokotlaká injektáž podložní a betonáž rubové klenby). O splnění cíle I. sanační fáze svědčí mj. i skutečnost, že při výměně žulových kamenů na soutoku tří stok při zaústění do spojné komory byla vytvrdlá injektážní směs zjištěna plošně rozprostřená v podloží kamenů.

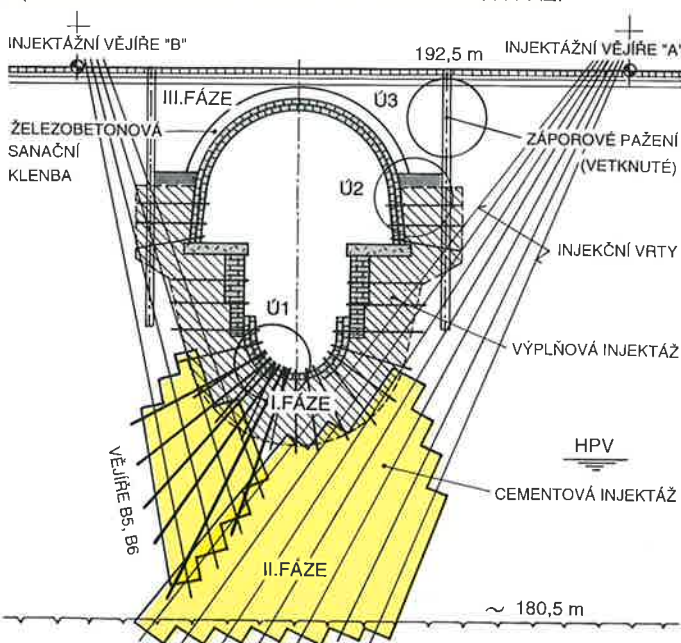
#### SCHEMA VÝPLŇOVÉ INJEKTÁŽE



#### PŮDORYS



#### SCHEMA PROVEDENÝCH ÚPRAV SANAČNÍCH FÁZÍ



OBR.11

OBR.12



## 4. 2 VYSOKOTLAKÁ INJEKTÁŽ

II. fáze sanačních prací byla realizována metodou vysokotlaké injecktáže podloží spojně komory jemně mletými cementy z úrovně Staroměstského náměstí.

Po vyčištění jednotlivých vějířů (obr. 13) bylo zahájeno z povrchu území vrtání na vějíři A13. Vrtané práce byly prováděny vrtnou soupravou HAUSHERR HBM 12 s bočním postavením. Jednotlivé vrty byly vrtány valivým dílčetm  $\varnothing 120$  mm na jílocementovou výplach. Po odvrtání vrtu na délku stanovenou projektovou dokumentací byl výplach nahrazen jílocementovou závlivkou, do které byla osazena PVC trubka 50/3,9 mm, skládající se z manžetové a hladké části s manipulačním přesahem 30 cm nad povrch území.

Podstatná část injeckčních vějířů byla odvrtána projektovaným způsobem z povrchu. Výjimku tvořily vějíře B5 a B6. V průběhu vystavby byly tyto vějíře nahrazeny vějíři odvrtanými ze stoky ve spojně komoře přenosnou vrtnou soupravou. K této úpravě došlo z toho důvodu, aby nebyla porušena klenba a schodiště přístupové chodby do spojně komory.

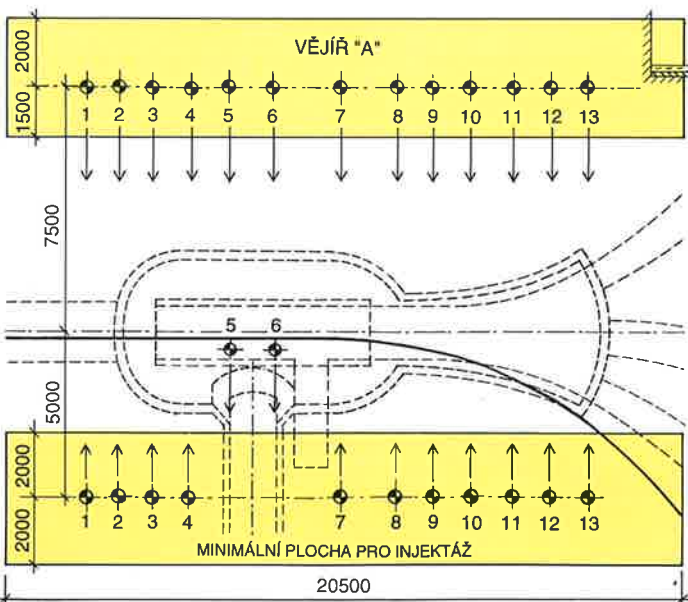
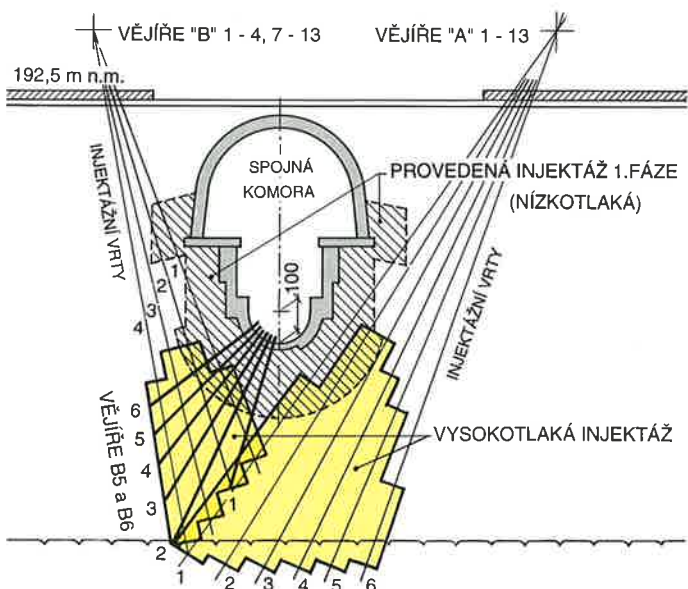
Proinjeckčovaná kubatura v celé druhé fázi injeckčací činila kolem 30 % z celkového prostoru zasaženého vysokotlakou injeckčací, což odpovídá projektovanému návrhu.

Pro průběžnou kontrolu vlivu injeckčací II. fáze na deformace komory byla ve spojně komoře instalována hydrostatická nivelace, která byla v provozu po celou dobu injeckčáčních prací: povolené hodnoty nerovnoměrných vertikálních pohybů (5 mm/3 m), ani maximální celkové deformace (20 mm) nebyly v průběhu injeckčáčních prací překročeny.

## 4. 3 RUBOVÁ ŽELEZOBETONOVÁ KLENBA A VNITŘNÍ ÚPRAVY

Pro tužení kleneb obou částí spojně komory byla navržena železobetonová rubová skořepina ze stříkaného betonu II. 20 cm, vyztužená při obou površích ocelovou sítí 100 x 100 100 x 6,3 mm.

### SCHEMA VYSOKOTLAKÉ INJEKTÁŽE



OB. 13

K provedení rubové klenby bylo nutno odkrýt komoru do hloubky cca 2,5 m. Stavební jáma byla zapažena vetknutým záporovým pažením. Obr. 14 a 15 ukazují zajímavý pohled na tvarové pozoruhodnou konstrukci spojně komory.

Vedle zásadních statických opatření byla provedena ve spojně komoře řada stavebních prací - opravy poškozených částí ostění, výměna kamenů na sdrúženém zaústění kanalizačních stok, opravy žlábků stok, čištění ostění tlakovou vodou, spárování, penetrační nátěry, otryskání kovových částí a jejich nátěry, instalace osvětlení a další - jejichž výsledkem je vynikající stavebně-statický i stavebně-provozní stav spojně komory.

## 5. ZÁVĚR

Spojná komora „CIZINECKÝ VSTUP“ je unikátní součástí původního Lindleyova systému pražské kanalizace, která je navíc bezprostředně svázána s historickým objektem Staroměstské radnice.

Komplexní průzkumné práce vedly ke zjištění příčin značného poškození ostění spojně komory, které souvisí především s opakovaným statickým a dynamickým přitížením v časových horizontech již poměrně odlehlých. Důsledky těchto přitížení však ohrožovaly objekt i v současné době. Poškození některých částí bylo v bezprostředním kontaktu s odpadními vodami, které pronikaly za rub konstrukce a narušovaly kompaktnost zemního prostředí, které se na tvarové stabilitě značně poškozené komory podílelo významnou měrou. Jeho erozivnímu znehodnocení bylo nutno účinně zabránit.

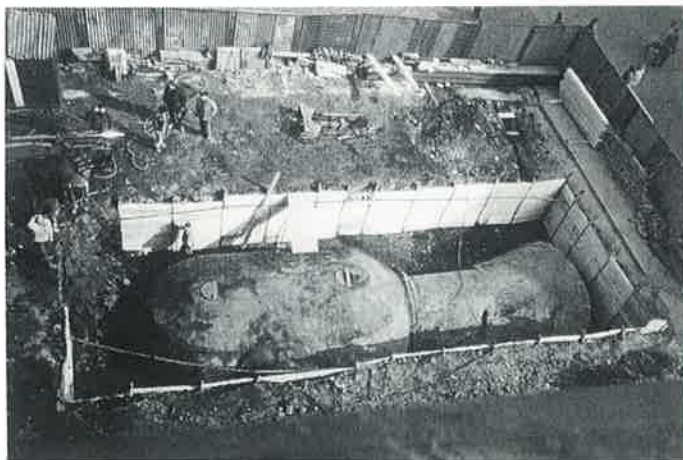
Prohlubujícímu se rozkladu statického systému spojně komory bylo rozhodnuto čelit účinnými sanačními opatřeními - výplňovou injeckčací do kontaktní oblasti zemního masivu, vysokotlakou injeckčací do podložních terasových sedimentů a provedením sanační železobetonové klenby na rubu horní části odkryté komory.

Všechny tyto sanační zásahy byly úspěšně a kvalitně provedeny. Kontrolní geofyzikální měření potvrdila zásadní stabilizaci konstrukce spojně komory po provedení injeckčací.

Sanační práce byly ukončeny v předpokládaném termínu a bez jakýchkoliv vážnějších kolizí. Nemístně pesimistické úvahy ohledně možného ovlivnění radniční věže sanační injeckčací se ukázaly jako zcela liché: naopak provedená opatření možnost případného deformačního ovlivnění širšího okolí v důsledku nestability okolí a podloží komory na dlouhou dobu zcela eliminují.

### PODKLADY:

- [1] Provedení a vyhodnocení komplexu průzkumných prací na spojně komoře „CIZINECKÝ VSTUP“. Zpracoval prof. Barták et al. (KONZORCIUM GEOTECHNIKA), 10/94.
- [2] Deformační měření na objektu sběrné komory kanalizace. Zpracoval doc. Kameníček (IKE s. r. o.), 5/93.
- [3] Projekt rekonstrukce spojně komory kanalizačního objektu v Praze 1. Zpracoval FG CONSULT s. r. o., 4/95.
- [4] Injeckčáční protokoly I. a II. sanační fáze. Zpracovala fa Zkládání staveb, a. s., 1995-96.
- [5] Fotodokumentace sanačních prací. Zpracovala fa Čermák Hrachovec, 1995-96.



OB. 14. Spojná komora po odkrytí nadloží



OB. 15. Spojná komora před betonáží sanační rubové klenby

# NOVÝ SYSTÉM KOTVENÍ PŘI ROZŠIŘOVÁNÍ VODNÍ ELEKTRÁRNY YBBS-PERSENBEUG NA DUNAJI

ING. MARTIN SRB, D2 - CONSULT, LINZ, RAKOUSKO

**ABSTRACT:** SYSTEM ANCHORING WITH 6–12 M LONG SWELLEX EXPANSION ANCHORS AND SELF BORING ANCHORS WITH A SHOTCRETE LINING WAS USED TO SUPPORT TWO UP TO 40 M DEEP EXCAVATION PITS AND 220 M<sup>2</sup> TUNNEL IN BETWEEN FOR THE PROJECT "7TH MASCHINE" FOR THE YBBS PERSENBEUG DANUBE POWER STATION. ROCK EXCAVATION AND SUPPORT OF THE PITS AND THE TUNNELS HAD TO BE PERFORMED UNDER HIGHLY FRACTURED AND PARTIALLY DISINTEGRATED ROCK CONDITIONS. TUNNEL TOP HEADING IN GRAVELY LAYERS WAS DRIVEN BENEATH A DOUBLE JET-GROUTING SCREEN, WHICH PROVIDED STABLE CONDITIONS DURING EXCAVATION UNDER COHESIONLESS SOIL CONDITIONS. USE OF LARGE SCALE PRESTRESSED ANCHORING FOR THIS TEMPORARY CONSTRUCTION PHASE COULD BE GREATLY REDUCED.

Autor článku se podílel na návrhu zajištění stavební jámy a prováděl výpočty stability konvenčními metodami. Podkladem byl příspěvek na konferenci „Anchors in Theory and Practise“, konané v říjnu 1995 v Salzburgu (viz seznam literatury).

SHRNUTÍ: Zatím ojedinělý způsob zajištění svislých stěn až 40 m hluboké stavební jámy, prováděné v rozpukaných a částečně rozložených skalních horninách, byl použit při dostavbě 7. turbíny vodní elektrárny Ybbs-Persenbeug na Dunaji v Rakousku. Použitím 8-12 m dlouhých horninových expanzních kotví Swellex spolu se „ztracenými“ („samovrtnými“) kotvami typu IBO a stříkaným betonem se podařilo omezit původně předpokládané rozsáhlé použití předpínaných kotví a výrazně zkrátit dobu výstavby. Velká operativnost a rychlost osazení (12m Swellex kotva při optimálních podmínkách 15 min. včetně vrtání) umožnila včas reagovat na

zhoršené geologické podmínky a omezit deformace. Změna způsobu zajištění realizována v průběhu výstavby umožnila dokončení stavby v plánovaném termínu.

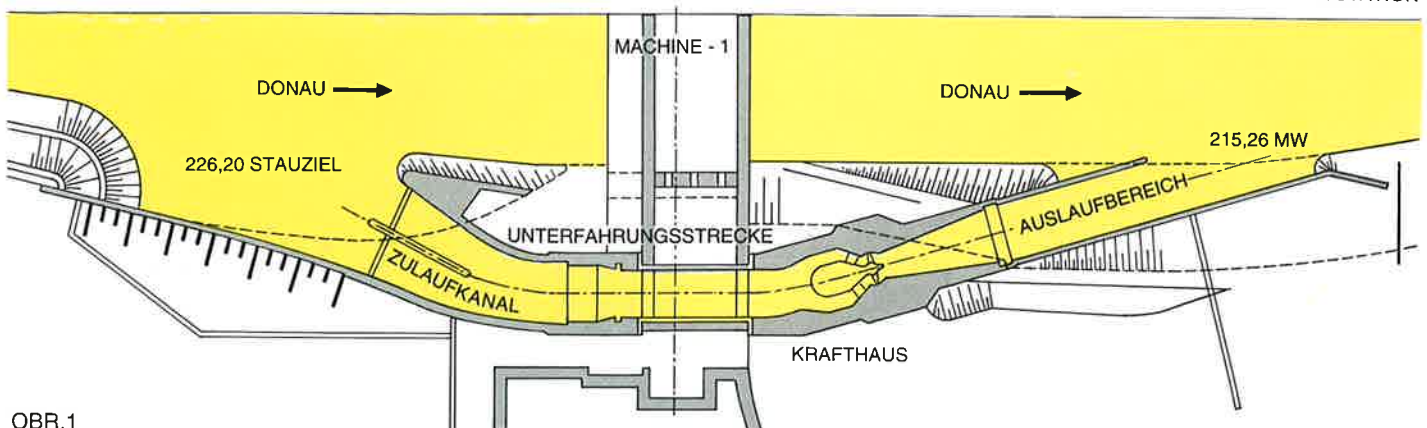
## 1. POPIS KONSTRUKCE A GEOLOGICKÝCH POMĚRŮ

Stavební jáma, ve které se nachází přítok k nové turbíně, vlastní turbína a výtok, je orientována podél pravého břehu řeky Dunaje a na pravé straně stávající vodní elektrárny. Její délka je 180 m, průměrná šířka 20 m a největší hloubka 40 m. Tato otevřená stavební jáma je přerušena v místě budovy stávající elektrárny 33 m dlouhým tunelem o příčném profilu 220 m<sup>2</sup>, raženým pod touto budovou (obr. 1). Pod pokryvnými útvary

## VODNÍ ELEKTRÁRNA YBBS PERSENBEUG NA DUNAJI, DOSTAVBA 7. TURBINY - SITUACE

YBBS - PERSENBEUG/AUSTRIA

DANUBE POWER STATION



OBR.1

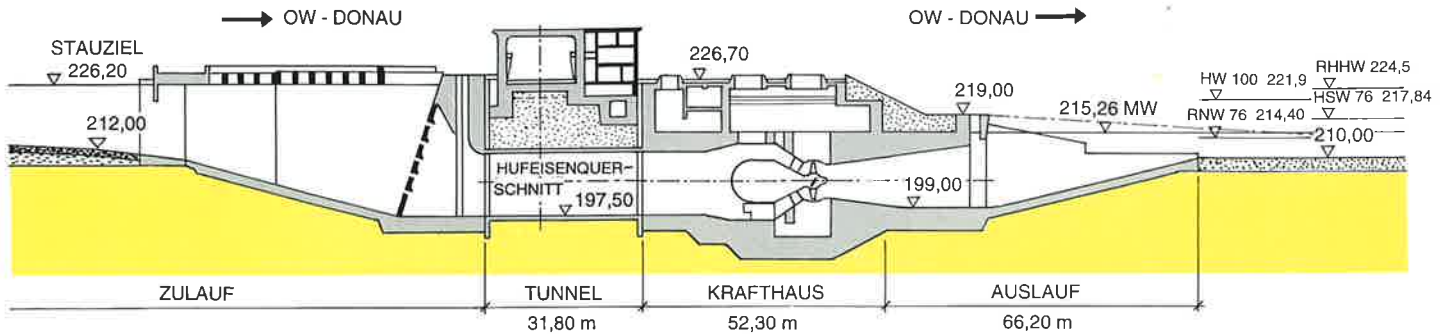
DANUBE POWER STATION - PLAN



## VODNÍ EL. YBBS PERSENBEUG DOSTAVBA 7. TURBINY – PODÉLNÝ ŘEZ

YBBS - PERSENBEUG/AUSTRIA

DANUBE POWER STATION



OBR.2

DANUBE POWER STATION - CROSS SECTION

o mocnosti až 20 m, tvořenými převážně štěrky a navážkami z výkopu bývalé stavby byly zastíženy krystalinické horniny českého masivu, ve kterých bylo nutné během výstavby vyhloubit zářez o hloubce až 20 m.

Během předběžných návrhů zajištění skalních stěn se projevily problémy způsobené značným tektonickým porušením, puklinatostí a částečně také zvětráním podložních skalních vrstev. Zvláštní pozornost musela být věnována velice napjatému harmonogramu výstavby, okolním budovám elektrárny s technologickým vybavením, citlivým na otřesy a sedání a blízkosti řeky.

## 2. URČENÍ STABILITY A ZPŮSOBU ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY

Pro návrh zajištění a určení stability svislých stěn hlavní stavební jámy, které se nacházely v podložních horninách, byly použity metody, vycházející z určení možných smykových ploch a ze zjišťování stability podél těchto ploch. Vzhledem k vysokému stupni porušení skalního podloží, nepravidelnému rozpuštění a vrstvení a proměnnému stupni zvětrání, nebylo možné k určení smykových ploch použít ploch nespojitosti v hornině.

Pro výpočet stability byly uvažovány dvě základní smykové plochy, rovinná – která vytváří smykový klín a kruhová smyková plocha – která by se mohla vytvořit ve vzdušných a rozložených horninách. Použité smykové parametry horniny (úhel vnitřního tření  $\varphi = 35^\circ$ ; soudržnost  $c = 90$  Kpa) byly určeny na základě výsledků geologického průzkumu a s přihlédnutím k laboratorním smykovým zkouškám, prováděným na různých odebraných vzorcích.

Vliv tlaku podzemní vody na stabilitu podél zkoumaných smykových ploch byl uvažován jako trojúhelníkové rozložení s maximální hodnotou při povrchu skalního podloží a nulovou hodnotou na okraji stěny v nejhlubším místě výkopu. Předpoklad obráceného trojúhelníkového zatížení vycházel z předpokladu snížení pórového tlaku systémem odvodňovacího vrtu a vrtu pro kotvy.

Ve všech zkoumaných příčných profilech (levé) straně (obr. 6, 7.), budované stavební jámy, kterou tvoří původní gravitační opěrná zeď z prostého betonu a nově zbudovaná kotvená podzemní stěna, je rozložení účinku pórového vodního tlaku na smykové ploše uvažováno maximální hodnotou v nejvyšším místě smykové plochy (u paty původní gravitační opěrné zdi) a nulovou hodnotou na okraji stěny v nejhlubším místě výkopu. Maximální hodnota byla uvažována jako 50 % tlaku, odpovídajícího nejvyšší možné hladině řeky, resp. nejvyšší hladině podzemní vody na pobřežní straně.

Vodorovná síla vodního tlaku řeky, působící na původní gravitační opěrnou zeď, je uvažována na zkoumané smykové ploše horninového klínu pouze 50 % celkové hodnoty, zbytek se přenáší třením na základovou spáře opěrné zdi přímo do podloží a neovlivňuje smykovou plochu.

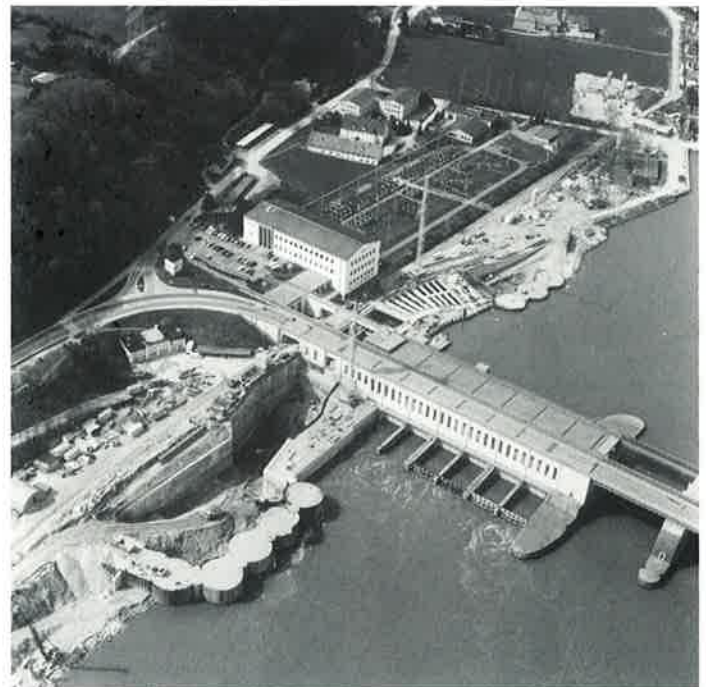
Kromě výpočtu stability horninových klínů s předem určenou smykovou plochou, byly provedeny výpočty stability podél kruhových smykových ploch protínajících patu výkopu. Tyto výpočty nebyly významné z hlediska návrhu zajištění stěn stavební jámy.

## 3. NÁVRH ZAJIŠTĚNÍ STĚN STAVEBNÍ JÁMY

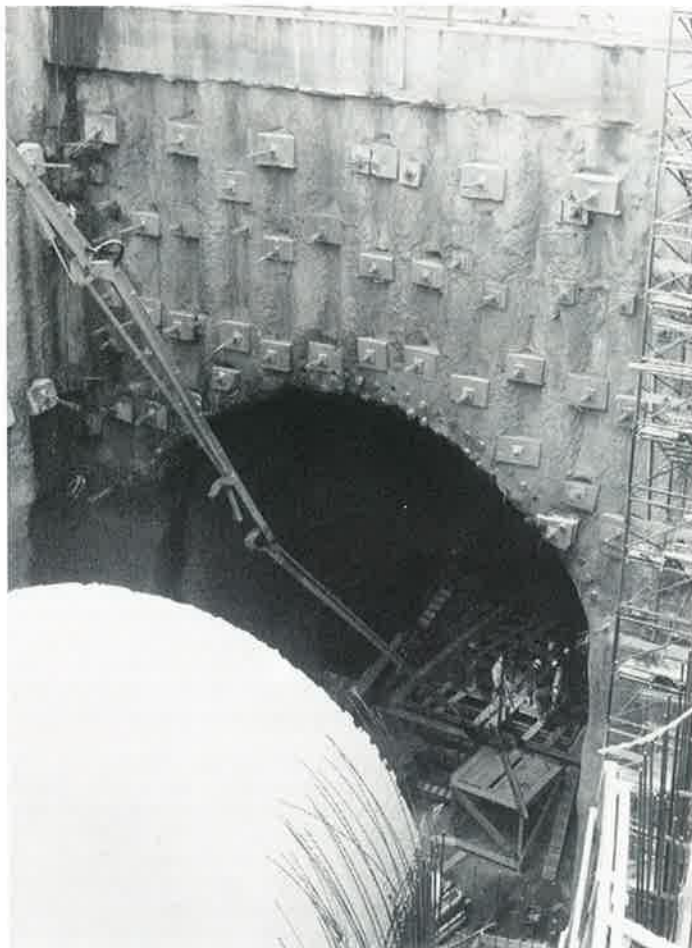
Dočasné zajištění stavební jámy (do doby dokončení železobetonových konstrukcí pro vtok, výtok a turbínu) muselo splňovat několik základních podmínek. Především, vzhledem k velice napjatému harmonogramu výstavby, bylo nutné navrhnout takový systém, jehož instalace je snadná

a rychlá a osazené prvky zajištění začnou působit co nejdříve, tak aby bylo možné okamžitě pokračovat v hloubení. Další podmínkou bylo, že systém musí být dostatečně pružný, aby mohl rychle reagovat na případné změněné geologické podmínky, nadměrné deformace a neomezovat přitom postup výstavby, a aby bylo možné i případně dodatečně vyztužení. Vzhledem k nutnosti zachovat celý prostor stavební jámy volný pro stavbu turbínové haly a vtokových a výtokových konstrukcí, nepřicházelo do úvahy rozepření stěn stavební jámy.

Uvedené podmínky byly nejlépe splněny systémem zajištění stěn, založeným na použití okamžitě účinných expanzních kotvek Swellex o únosnosti 200 kN. Vzhledem k velké hloubce stavební jámy, byly použity kotvy o maximální délce 12 m. Vzdálenost kotvek byla navržena 1,0 x 1,0 m v nejhlubší části stavební jámy a 1,5 x 1,5 m v mělkých částech. Před vrtáním a osazením kotvek byla vyhloubena část stěny okamžitě zajištěna stříkaným betonem vyztuženým sítí, který chránil povrch stěny před rozvolňováním a zvětráváním. V místech, kde se očekávaly geologické podmínky, které by neumožňovaly stabilitu vrtu po dobu potřebnou pro osazení Swellex kotvek (při horním okraji skalního podloží), byly použity samovrtné kotvy stejné délky o únosnosti 300 kN. V případech, kde zajišťovaná skalní stěna byla vyšší než 13 m, byly ještě použity dodatečně předpjaté kotvy, umístěné v jedné nebo dvou řadách. Tyto kotvy byly navrženy o únosnosti 1000 kN, předpjaty na 600 kN a jejich napětí bylo možné dodatečně měnit. Tato rezerva únosnosti znamenala další zvýšení bezpečnosti. Stálé sledování napětí v kotvách bylo cenným příspěvkem k programu měření během výstavby.



OBR.3



OBR.4



OBR.5

Původně plánované rozpojování pomocí trhacích prací bylo nahrazeno strojním mechanickým rozpojováním pomocí pneumatických díát. Důvodem byly neuspokojivé výsledky zkoušek, které prokázaly velké vibrace, nutnost rozsáhlých bezpečnostních opatření a také přerušení všech prací ve stavební jámě.

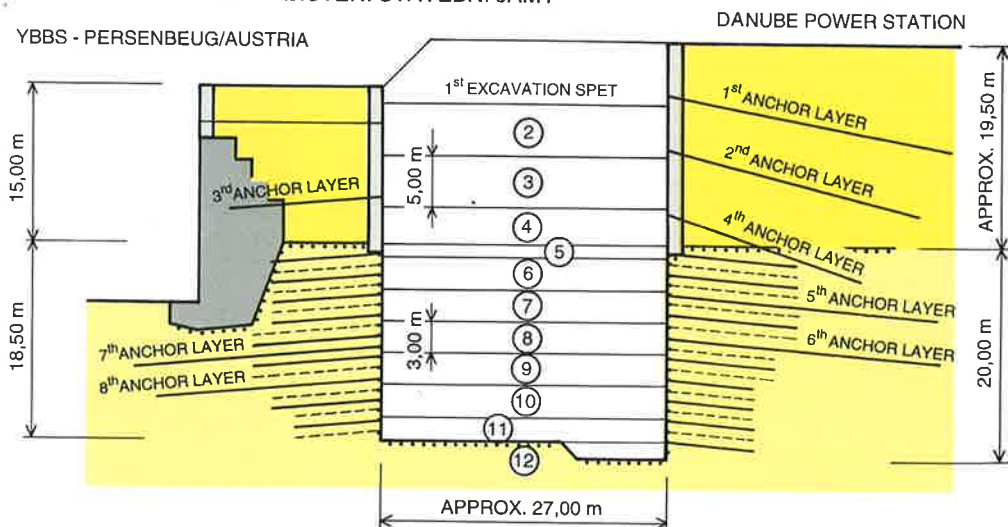
Pro zajištění snížení tlaku podzemní vody byla věnována velká pozornost zachování možnosti odvodnění podél osazené Swellex kotvy (podélným záhybem). V případech zastížení většího množství podzemní vody byly vyvrtány další odvodňovací vrty. Tímto způsobem se podařilo snížit tlak podzemní vody v souladu s předpoklady použitými pro výpočet stability a návrh zajištění. Navržená vzdálenost kotev byla snížena během provádění v místech s výrazně zhoršenými geologickými podmínkami.

Základním předpokladem pro použití popsaného (navrženého) systému zajištění svislých stěn stavební jámy byl stálý dozor, hodnocení během hloubení nově odkrytý povrch stěny a stav zastížené horniny, stálé ověřování předpokládaných parametrů horniny a program měření se stálým vyhodnocováním deformací a kotevních sil.

hloubení byl proveden výpočet pomocí MKP v nejhlubším místě stavební jámy. Kotvy byly modelovány jako samostatné kotevní prvky, které dovo-lují určit účinek každé jednotlivé kotvy v závislosti na způsobu jejího uložení a sílu v kotvě v závislosti na deformaci.

Postup výkopu a osazování kotev byl uvažován pro 15 zatěžovacích stavů (tab. 1, obr. 6).

#### POSTUP HLOUBENÍ A ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY



EXCAVATION SEQUENCES - FE ANALYSIS

OBR.6

#### 4. VÝPOČET DEFORMACÍ A KOTEVNÍCH SIL POMOCÍ MKP (FEM)

Pro předpověď očekávaných deformací během jednotlivých etap



Tab. 1  
Zatěžovací stavy pro výpočet MKP

ZATĚŽOVACÍ STAV	POPIS
0	původní napětí
1	zvýšení pobřežní zdi
2	vrtané piloty
3	1. úroveň výkopu, předepnutí 1. řady kotev
4	2. úroveň výkopu, předepnutí 2. a 3. řady kotev
5	3. úroveň výkopu, předepnutí 4. řady kotev
6	4. úroveň výkopu, předepnutí 5. řady kotev
7	5. úroveň výkopu, osazení samovrtných kotev
8	6. úroveň výkopu, osazení Swellex kotev
9	7. úroveň výkopu, předepnutí 6. řady kotev, osazení Swellex kotev
10	8. úroveň výkopu, předepnutí 7. řady kotev, osazení Swellex kotev
11	9. úroveň výkopu, předepnutí 8. řady kotev, osazení Swellex kotev
12	10. úroveň výkopu, osazení Swellex kotev
13	11. úroveň výkopu, osazení Swellex kotev
14	12. úroveň výkopu, osazení Swellex kotev

## 5. ZPĚTNÝ VÝPOČET (BACK ANALYSIS) A ÚPRAVA PARAMETRŮ

Po dosažení poloviny konečné hloubky výkopu byl proveden zpětný výpočet s využitím skutečných hodnot naměřených deformací. Ve zpětném výpočtu byl zachován použitý model včetně kotev a parametry horniny byly upraveny tak, aby odpovídaly hodnotám naměřených deformací, tak jak byly zaznamenány během dosavadního hloubení. Celý výpočet byl opakován pro všech 15 zatěžovacích stavů.

Parametry horniny, určené na základě zpětného výpočtu a v závorkách parametry původní:

objemová hmotnost $\gamma$	25 kN/m <sup>3</sup> (25 kN/m <sup>3</sup> )
úhel vnitřního tření $\varphi$	35° (35°)
soudržnost $c$	90 kN/m <sup>2</sup> (90 kN/m <sup>2</sup> )
modul pružnosti $E$	1400 MN/m <sup>2</sup> (2000 MN/m <sup>2</sup> )
poissonovo číslo $\nu$	0,2 (0,2)

Parametry pokryvných útvarů určené na základě zpětného výpočtu a v závorkách parametry původní:

objemová hmotnost	21 kN/m <sup>3</sup> (21 kN/m <sup>3</sup> )
úhel vnitřního tření $\varphi$	32,5° (32,5°)
soudržnost $c$	4 kN/m <sup>2</sup> (4 kN/m <sup>2</sup> )
modul pružnosti $E$	50 MN/m <sup>2</sup> (100 MN/m <sup>2</sup> )
poissonovo číslo $\nu$	0,33 (0,33)

Na pobřežní straně, v pilotové stěně dosáhly největší vypočtené deformace 26 mm (při úvodním výpočtu 15 mm). Na říční straně, v pilotové stěně, dosáhly největší vypočtené deformace 31 mm (při úvodním výpočtu 10 mm) a na horním okraji skalních vrstev 15 mm (při úvodním výpočtu 6 mm).

Vypočtené kotevní síly v kotvách Swellex nepřesáhly únosnost kotev s výjimkou nejnižší řady kotev na pobřežní straně v oblasti čerpací jímky. Tuto skutečnost je možné vysvětlit tím, že poslední (nejnižší) řada Swellex kotev je v oblasti asi 15 m dlouhé čerpací jímky poměrně vysoko nad dnem jímky. Skutečné působení a zatížení kotev v poslední řadě bude příznivější vzhledem ke skutečnému prostorovému působení a redistribuci napětí v podélném směru, účinku vybetonování dna jímky a osazení tří dalších řad samovrtných kotev, které nejsou uvažovány ve výpočtu.

## 6. TUNELOVÁNÍ

Mezi dvěma částmi otevřené stavební jámy bylo nutné vyrazit 33 m dlouhý tunel o příčném profilu 220 m<sup>2</sup> vedený pod budovou patřící ke stávající elektrárně. V horní části profilu o tvaru obráceného písmene U byly zastiženy šterkové pokryvné útvary pod kterými se nacházejí částečně velmi porušené horniny skalního podkladu.

Nízké nadloží přibližně 8 m k základům stávající budovy elektrárny umístěné nad tunelem vyžadovalo použití takový způsob tunelování, který by v co největší míře omezil deformace tunelu a sedání nadloží. Ražba kaloty byla rozdělena na tři části s ponecháním jádra pro zvýšení stability čelby. Nad profilem kaloty byla provedena trysková injektáž ve dvou vrstvách nad sebou s rozšířením v pátém oblouku při styku se skalním podložím.

Trysková injektáž byla provedena ve třech pracovních záběrech o délce 12 – 15 m a počtu 75 až 81 jednotlivých vrtů tvořících dvojité oblouky (deštník). Během ražby kaloty byla dále použita ocelová oblouková výtuz s patkami, usazenými asi 1 m ve skalním podloží. Zajištění svislých stěn bylo provedeno obdobně jako v otevřené jámě pomocí kotev Swellex, samovrtných kotev a stříkaného betonu.

Největší dovolené poklesy určené investorem byly 10 mm na povrchu, a přes velmi opatrnou ražbu se je nepodařilo dodržet. Největší naměřené poklesy na povrchu dosáhly 17 mm a úhel poklesu přibližně 1:1000.

## 7. SHRNUTÍ

Použitím systematického kotvení expanzivními kotvami Swellex o délce 8 – 12 m a samovrtnými kotvami použitými v kombinaci se stříkaným betonem se podařilo úspěšně provést zajištění až 40 m hlubokých svislých stěn stavební jámy projektu „Dostavba 7. turbíny vodní elektrárny Ybbs-Persenbeug na Dunaji v Rakousku“. Návrh zajištění vycházel z požadavků na zkrácení doby výstavby a na možnost pružně reagovat na očekávané obtížné geologické podmínky.

Návrh umožnil podstatné omezení použití předpjatých kotev a okamžitou reakci na místně zhoršené podmínky a rostoucí deformace. Při příznivých podmínkách trvalo osazení jedné 12m Swellex kotvy 15 min. včetně vrtání.

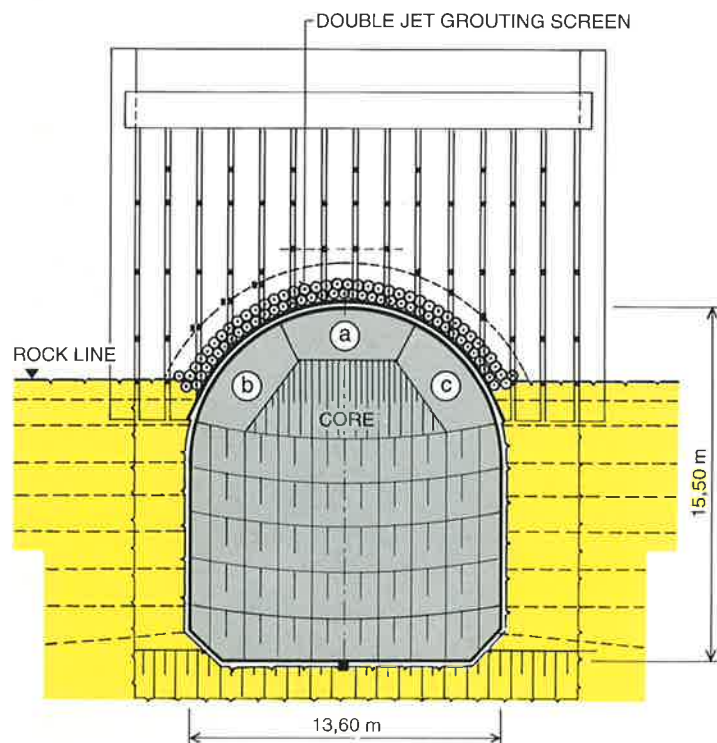
Po počátečních pokusech o rozpojování pomocí stělných prací se pokračovalo v rozpojování a hloubení mechanicky, pomocí pneumatických dlát, čímž byly omezeny vibrace, nepříznivě působící na okolní budovy a technologická zařízení stávající elektrárny. Přes nepříznivé geologické podmínky a místy velké přítoky vody bylo během tří měsíců vytěženo 45 000 m<sup>3</sup> horniny a zajištěno 4 800 m<sup>2</sup> svislých stěn stavební jámy. K zajištění bylo použito 800 m<sup>3</sup> stříkaného betonu, 24 000 m Swellex kotev, 8 000 m samovrtných kotev a 2 000 m předpjatých kotev.

Podtunelování stávající budovy mezi dvěma částmi otevřené stavební jámy v délce 33 m bylo provedeno v pokryvných šterkových útvarech pod ochranou tryskové injektáže pomocí stříkaného betonu a ocelových oblouků. Tunelování a zajištění svislých stěn jádra se provádělo obdobně jako u hloubení hlavní stavební jámy pomocí pneumatických dlát, stříkaného betonu a systematického kotvení.

### Literatura:

- (1) Brandl H. 1992. Konstruktive Hangsicherungen, Grundbautaschenbuch, 4. Ausgabe, Teil 3. Ernst & Sohn, Berlin
- (2) Hoek E., Bray J. W. 1981. Rock Slope Engineering. The Institution of mining and Metallurgy, London
- (3) Swoboda G. 1989. Programsystem FINAL. Finite Elemente Analyse linearer und nichtlinearer Strukturen, Version 6.2. Druck Universitaet Innsbruck
- (4) Strohmaul S. 1995. New Anchor Design for Hydropower Station Enlargement, Anchors in Theory and Practice, Balkema, Rotterdam

## SPOJOVACÍ TUNEL - PŘÍČNÝ ŘEZ



TUNNEL EXCAVATION - CROSS SECTION

OB.R.7



# OCELOVÉ POJÍZDNÉ BEDNĚNÍ PRO BETONÁŽ TUNELŮ „PRAŽSKÉ RADIÁLY“ V BRNĚ

ING. IVAN HEJDUK, LUDĚK PATLOKA, ING. JAROMÍR KOUSAL  
ÚVAR BRNO, a. s.

FOR CONCRETING OPERATIONS IN THE TUNNELS OF „PRAGUE MOTORWAY FEEDER“ IN BRNO, THE FIRST MOTORWAY TUNNELS IN CZECH REPUBLIC, A SPECIALLY DESIGNED TRAVELLING FORMWORK HAS BEEN USED. THE ARTICLE DESCRIBES DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE HYDRAULIC OPERATED FORMWORK, ITS MAIN TECHNICAL DATA AND OPERATIONAL EXPERIENCE.

Tunely tzv. „Pražské radiály“ v Brně jsou prvními dálničními tunely v České republice. Podpovrchová varianta byla zvolena s ohledem na zachování ekologicky hodnotných lokalit souvislého lesního porostu pravostranného úbočí nivy řeky Svratky a údolí potoka Čertík. Směrem od Nového Lískovce k Brnu se tunely v délce 500 m razí, od Pisárků se 200metrový úsek tunelů staví otevřeným způsobem:

Vyšším dodavatelem stavby je a. s. Dopravní stavby a mosty, vlastní provedení tunelů bylo zadáno tišnovské divizi a. s. Subterra. Na základě výběrového řízení firmy Subterra dodal ocelové pojízdné bednění pro betonáž tunelů ÚVAR Brno a. s.

## POPIS ZAŘÍZENÍ

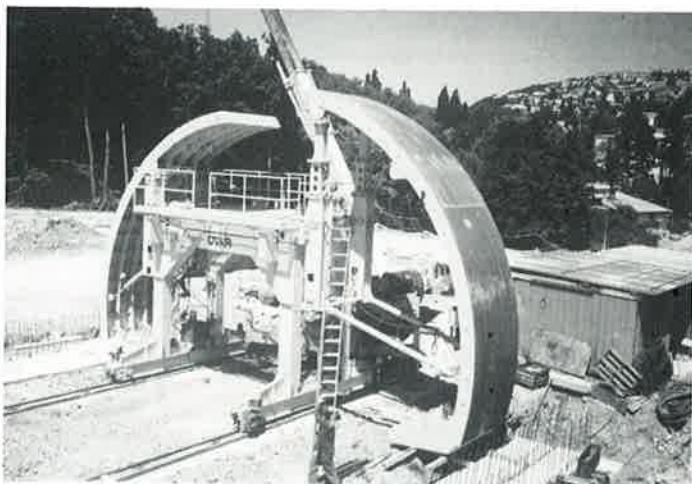
Ocelové bednění pro betonování tunelů Pražské radiály je řešeno tak, aby umožňovalo betonáž tunelové trouby jak v hloubené části, tak i v ražené části tunelu.

Základní části zařízení tvoří manipulační vůz, vnitřní bednění, vnější bednění a pomocné prvky. Mezi pomocné prvky náleží čela formy, kotevní vzpěry, stavitelná táhla a dodatečně zhotovené závěsné lávky pro snadnější montáž a plnění betonové směsi do vnitřního prostoru formy.

**Manipulační vůz** umožňuje pomocí hydraulických válců a elektromotorů v podvozku veškeré pohyby při přemísťování, polohování a odtrhávání vnitřního bednění.

Jako tlakový zdroj byl použit hydraulický agregát HA 113. Hydraulické válce jsou součástí jednoduchého obvodu tvořeného kromě vlastního válce příslušnou sekcí ručních rozvaděčů JR 10.1/5. Hydraulické válce jsou navíc z důvodu bezpečnosti jištěny jednostranným hydraulickým zámkem. Poněkud složitější je obvod s hydraulickými válci, který slouží ke zvedání a spouštění zavěšeného bednění (jednoho segmentu). Z tohoto důvodu je řešen tak, aby umožňoval buď jednotlivý pohyb (nahoru, dolů) čtyř zdvihacích válců, začepovaných ve sloupech plošiny nebo současný pohyb libovolné kombinace těchto válců (dvou, tří, popř. všech válců). Hydraulickou vazbu zdvihacích válců umožňuje dělič průtoku DPN 10/10/10/10.

**Vnitřní bednění.** V podélném směru je celé vnitřní bednění rozděleno na čtyři segmenty (luby) šířky 2 m. K relativně úzkým segmentům bylo přikročeno proto, že v době konstrukce bednění nebylo definitivně rozhodnuto o požadavcích na poloměry oblouků v tunelu a na délky rovných částí ostění. Každý segment je tvořen dvěma spodními, dvěma středními a dvěma horními díly. Jednotlivé díly v jednom



Montáž prvního úseku kolejového pole, navržená specialisty ÚVARu, a montáž 1. segmentu vnitřního bednění s manipulačním vozem



Usazení 1. segmentu s rozšířenou horní částí



segmentu jsou kromě otočných čepů po definitivním ustavení bednění spojeny šrouby M36 s „T“ hlavou. Spojení jednotlivých segmentů ve směru podélném se provádí obdobnými šrouby M30.

**Vnější bednění.** Tato část je řešena pouze pro betonování tunelu v hloubené části. Je složena z dílů o rozměrech 2 x 1,7 m. Díly jsou svařeny z ocelových plechů tvarovaných podle profilu tunelu. vyztužení je provedeno podélnými a



Pohled na vnitřní bednění z vnitřku tunelu



Ústí tunelové trouby po demontáži vnějšího bednění



Tunelová trouba v hloubené části a přesun bednění k betonáži sousedního tunelu

příčnými žebry. U krajních žeber po obvodu jsou otvory pro šrouby s „T“ hlavou, kterými jsou vzájemně spojeny.

K zachycení hydrostatických sil vyvozených betonovou směsí je vnější bednění kotveno k bednění vnitřnímu svorníky protaženými přes rozpěrné trubky. Ty budou v betonu chráněny plastovou trubkou. Po odtržení obou bednění od betonového tělesa se provede vysunutí svorníku včetně rozpěrných trubek. Manipulace s díly vnějšího bednění se provádí jeřábem.

Po vyrobení formovacího zařízení bylo dodatečně rozhodnuto o rozšíření vyústění tunelové trouby v délce asi 50 m o 2,35 m. Vnitřní i vnější bednění bylo proto dodatečně o tuto šíři zvětšeno a k tomu byl i patřičně uzpůsoben manipulační vůz s hydraulikou. Rozšíření je patrné porovnáním obrázků 2, 3, 4 s obr. 5 a 6.

## ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY BEDNĚNÍ

### Manipulační vůz:

– rozchod kol	5 000 mm
– rozvor kol	4 790 mm
– výška vozu s vysunutými zdviháky	6 500 mm
– šířka vozu	7 000 mm
– délka vozu	5 830 mm
– doporučená kolejnice	JKL 55 ČSN 420135
– hmotnost celého vozu	17 522 kg
– hmotnost plošiny	5 389 kg
– hmotnost portálu	6 575 kg
– hmotnost jednoho podvozku	1 856 kg
– hmotnost el. a hydraul. rozvodu	1 837 kg
– rychlost pojezdu	1,5 m/min
– jmenovitá nosnost vozu	20 000 kg
– pracovní podmínky	$t = -10\text{ °C} - +40\text{ °C}$
– pracovní prostředí	venkovní (ČSN 330300)
– max. stoupání koleje	5,5 %
– max. příčný sklon koleje	3,5 %
– min. poloměr oblouku koleje $R_{\min}$	250 m

### Vnitřní bednění:

– počet segmentů	4
– délka 1 segmentu	2 m
– hmotnost 1 segmentu	17 560 kg
– poloměr tvarové části bednění	$R = 5\,825^{+20}_{-0}$
– segment pro rozšíření	1 469 kg
– segment pro rozšíření, šířka	2,35 m

### Vnější bednění:

– počet segmentů	48
– hmotnost 1 segmentu	610 kg

## 4. ZKUŠENOSTI Z PROVOZU

Provozní zkušenosti potvrdily, že s celým bedněním lze velmi snadno manipulovat, přistavení je rychlé a splňuje vysoké požadavky na přesnost.

Ukázalo se, že bednění bylo velmi dobře nadimenzováno, přestože charakter zatížení je velmi proměnlivý. Mezní stavy zatížení byly simulovány na počítači a pomocí systému FEAT vyhodnoceny. Na obr. 8 jsou ukázky grafického výstupu z počítače. Podařilo se dosáhnout toho, co u podobných zařízení bývá nejobtížnější, tj. zabezpečit dostatečnou tuhost z hlediska geometrické přesnosti a současně dosáhnout takovou pružnost celého konstrukčního

systemu, která netlumí vibrační účinky. Tím je vedle požadavku na správné složení betonové směsi splněn další podstatný předpoklad k dobře ztuhlé betonové směsi. Optimální nadimenzování konstrukce umožnilo použít příložné vibrátory lehčí řady, takže konstrukce je vibrací méně namáhána a navíc došlo k úspoře pořizovacích i provozních nákladů.



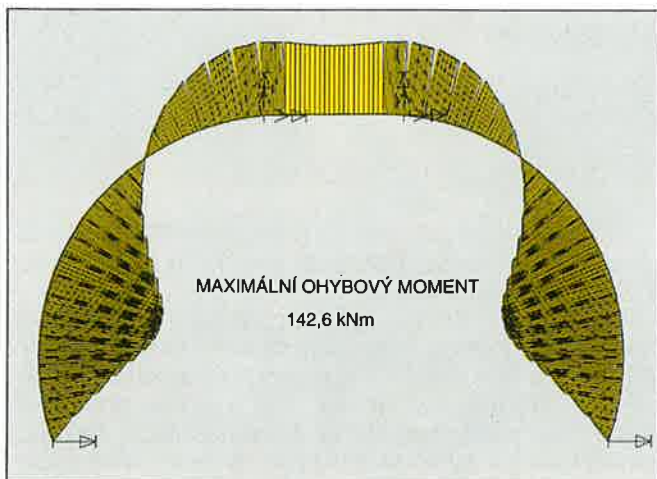
Přenos manipulacího vozu k betonáži druhého tunelu



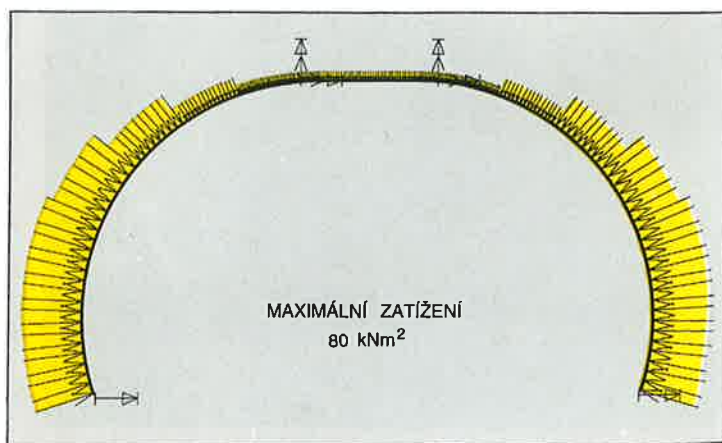
Přesun bednění k začátku betonáže druhého tunelu

#### GRAFICKÝ VÝSTUP Z VÝPOČTU TUNELOVÉHO BEDNĚNÍ

PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ PŘI ZATÍŽENÍ ZATĚŽOVACÍM STAVEM Č.4



ZATĚŽOVACÍ STAV (Č.4) HYDROSTATICKÝM TLAKEM  
BETONOVÉ SMĚSI PŘI BETONÁŽI V RAŽENÉ ČÁSTI





# MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ SVORNÍKOVÉ VÝZTUŽE

RNDr. JOSEF MALÍK, CSc., ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc.  
ÚSTAV GEONIKY, AV ČR OSTRAVA

THE PAPER DEALS WITH MATHEMATICAL MODELLING OF ROCK BOLTS WHICH ARE DESCRIBED AS A CONTINUOUS REINFORCEMENT SYSTEM. IN THE FIRST PART A VARIATIONAL FORMULATION SUITABLE FOR FINITE – ELEMENT APPROXIMATION IS BRIEFLY DESCRIBED. IN THE SECOND PART THIS METHOD IS APPLIED TO OBTAIN THE SOLUTION OF TWO MODEL PROBLEMS WHICH DEMONSTRATE THE PROFIT OF SUCH A METHOD FOR UNDERGROUND CONSTRUCTION DESIGNS.

## ÚVOD

Současné úsilí v oblasti teorie svorníkové výztuže je zaměřeno především na modelování stabilizační funkce svorníků v obecně strukturovaném horninovém masivu, vycházející ze vzájemného působení svorníků a horniny. Předmětem hlavního zájmu jsou svorníky kotvené po délce (především lepením), bez předpětí.

Účelem tohoto článku je seznámit čtenáře s matematickým modelem svorníkové výztuže, který byl vyvinut na ústavu Geoniky AV ČR v Ostravě. Jeho přesná matematická formulace se nachází v [1], [2]. Nehodláme v tomto článku podrobně probírat tento model, ale objasníme jeho princip a na několika modelových příkladech budeme ilustrovat jeho výstižnost a skutečnost, že tento model se dá s výhodou využívat při navrhování a dimenzování kotvové výztuže.

## STRUČNÝ POPIS MODELU

Kotvení systémy se používají v různých typech podzemních konstrukcí a v dolech a mohou být definovány jako jakákoliv forma mechanické podpory, která je vložena do horniny s cílem zvýšit její pevnost vzhledem k tahovým a smykovým napětím.

V tomto článku se budeme zabývat jedním typem horninového kotvení (pravděpodobně dnes nejrozšířenějším). Jedná se o typ výztuže, kdy kotvy (většinou ocelové tyče nebo trubky), jsou vloženy do vrtů a po celé délce jsou upevněny speciálním tmelem či cementovou maltou (obr. 1). Tento model rovněž vystihuje působení tzv. fríků kotvených trubek, jež jsou upevněny ve vrtu po celé délce třením v důsledku deformace (roztažení) svorníkové roury.

Kotve tohoto druhu se např. používá k zajištění stability tunelů a tuto situaci si schematicky popíšeme:

1. V horninovém masivu se nachází vyražená část podzemního díla (obr. 2).
2. Do stěn vyraženého díla jsou vyvrtány otvory, do kterých jsou vsunuty kotvy (ocelové tyče) a ty potom upevněny v těchto otvorech (vrtech) tmelem (obr. 3).
3. Je vyrazena další část díla a odtěžena další část horninového masivu (obr. 4).

V důsledku vlastní napjatosti masivu se uplatní v celé délce vrtu kontakt kotvy s okolní horninou (kotvy jsou upevněny ve vrtech tmelem), což způsobí, že napěťo-deformační pole v hornině v oblasti zajištěné kotvami se výrazně liší od případu, kdy tato oblast není kotvami zajištěna.

Výrazného ovlivnění masivu nelze dosáhnout použitím izolované kotvy, ale pouze pomocí celého kotveného systému, zahrnujícího určitý počet svorníků, rozmístěných na líci výrubu podzemní konstrukce. Je pochopitelné možné vytvořit model, který respektuje jednotlivé kotvy a aproximovat tuto situaci pomocí konečných prvků. Avšak vytvořit konečné prvkovou síť, která vystihuje všechny kotvy je velmi obtížné a náročné, protože kotvy bývají instalovány při budování tunelu značné množství. Často tento počet kotvených dosahuje v jedné vrstvě v příčném řezu i několik desítek, přičemž tyto řady jsou vkládány ve vzdálenostech zhruba jednoho metru. Náš model je navržen takovým způsobem, že popisuje nikoliv chování jednotlivých kotvených, nýbrž celého kotveného systému. Můžeme říci, že kotvy jsou „spojitě rozmázný“ v oblasti své instalace (obr. 5). Kotvová

výztuž je charakterizována jednotlivým vektorovým polem, které je definováno v podoblasti  $\Omega'$  (podoblast zpevněná kotvami) a charakterizuje nám orientaci kotvených v blízkosti daného bodu (obr. 5). Obr. 5 je pouze schematický a znázorňuje jeden příčný řez tunelem. Takovéto vektorové pole si můžeme představit v každém řezu. Tedy reálně je oblast  $\Omega$  a podoblast  $\Omega'$  trojrozměrná, ale pro názornost jsme se omezili na tuto dvojrozměrnou aproximaci. Můžeme tedy říci, že v případě, kdy bod leží na kotvě, tento vektor se shoduje se směrem, ve kterém je kotva vedena a v ostatních bodech je toto pole definováno tak, aby bylo dostatečně hladké.

Potom energetický funkcionál této soustavy je popsán výrazem

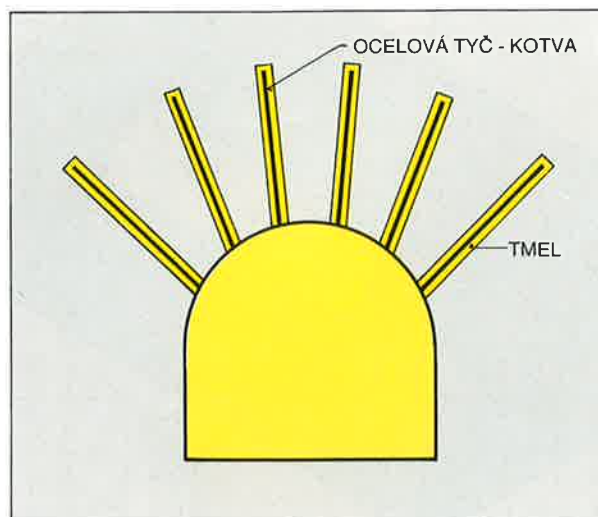
$$J(u) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} C_{ijkl} e_{ij}(u) e_{kl}(u) dx$$

$$+ \frac{1}{2} \int_{\Omega'} B [D_{\gamma} [u(x), \gamma(x)]]^2 dx - \int_{\Omega} f_i u_i dx - \int_{\Gamma_P} P_i u_i d\Gamma.$$

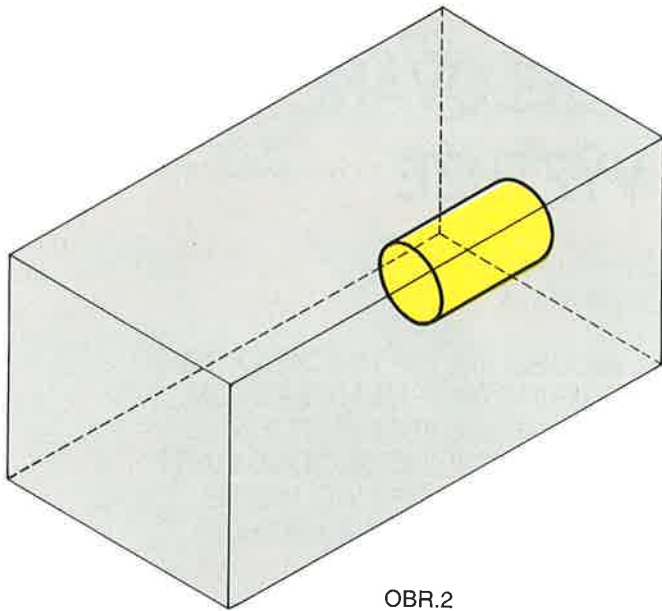
První část tohoto funkcionálu odpovídá elastické deformační energii masivu, konstanty  $C_{ijkl}$  jsou elastické konstanty masivu,  $e_{ij}(u)$  je tenzor deformace odpovídající posunutí  $u$ . (Podrobněji o tomto v [3]).

Druhá část tohoto funkcionálu popisuje deformační elastickou energii výztuže. Kde  $B = E \cdot p \cdot S$ ,  $E$  je Youngův modul pružnosti oceli kotvy,  $p$  je hustota kotvených (počet kotvených v jednotkovém objemu) a  $S$  je obsah průřezu kotvy. Symbol  $D_{\gamma}$  vyjadřuje derivaci ve směru vektorového pole  $\gamma$  definovaného v podoblasti  $\Omega'$ . Poslední dva integrály vyjadřují práci objemových sil  $f$  a povrchových sil  $P$ . Přesný popis tohoto výrazu je možné nalézt v [1], [2].

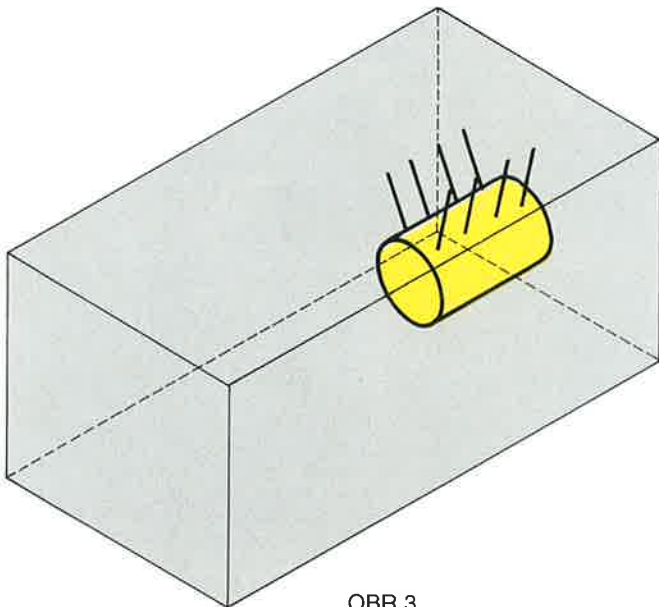
Takováto formulace je základem variačního řešení úloh mechaniky metodou konečných prvků [4]. Tento model je aproximací skutečného stavu, ale jak je zřejmé z modelového příkladu, tento model je velmi výstižný a osvětluje řadu jevů, které vznikají při instalaci svorníkové výztuže.



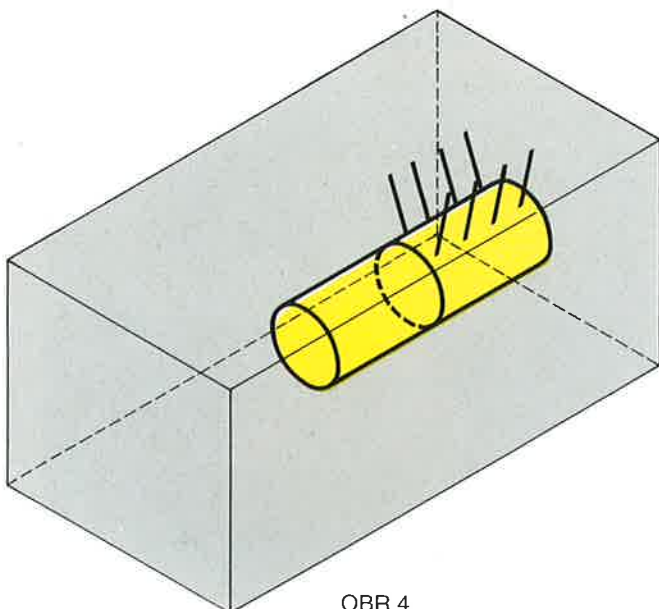
OBR.1



OBR.2



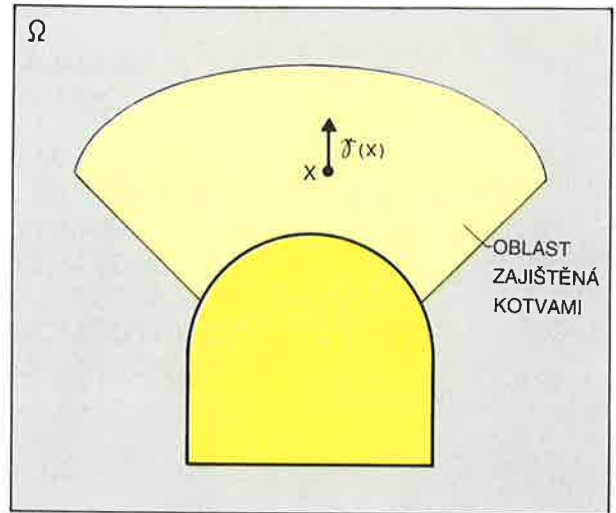
OBR.3



OBR.4

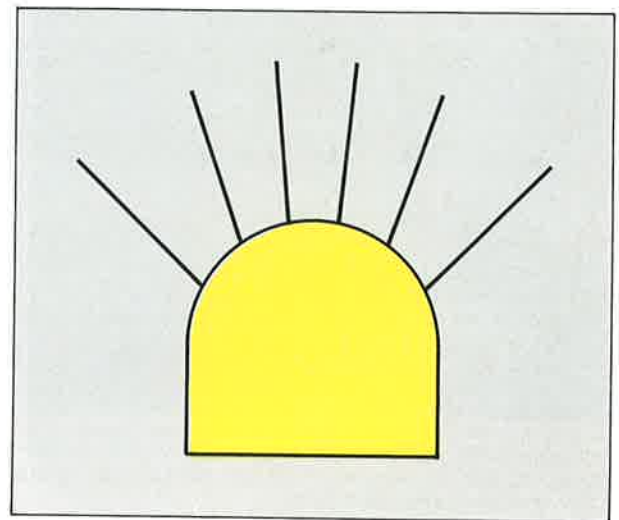
Na závěr této části zformulujeme hypotézy, o které jsme se opírali při tvorbě tohoto modelu.

1. Lineární elastické chování hornin.
2. Lineární elastické chování kotev.
3. Kotvy jsou upevněny po celé své délce.
4. Objem vrtů, ve kterých jsou umístěny kotvy je zanedbatelný ve srovnání s objemem tunelu.



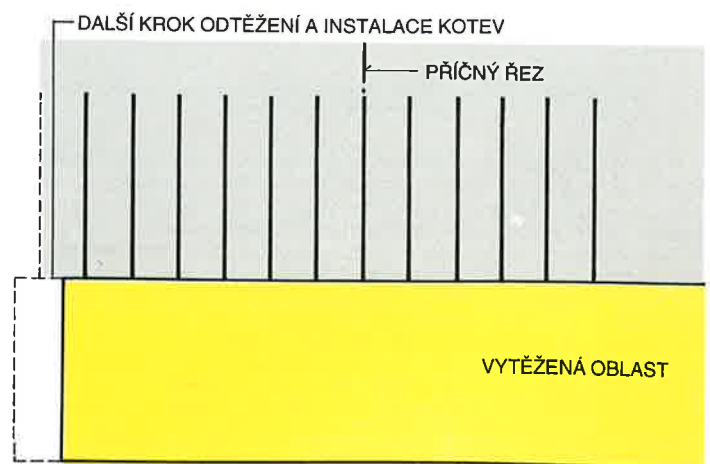
OBR.5

PŘÍČNÝ ŘEZ TUNELEM



OBR.6a

PODÉLNÝ ŘEZ TUNELEM



OBR.6b



Tyto předpoklady byly zvoleny zejména kvůli jednoduchosti a lineární chování jak masivu, tak i kotev může být nahrazeno nelineárním. Domníváme se však, že v řadě případů i toto zjednodušení přináší velmi dobře interpretovatelné výsledky.

## MODELOVÝ PŘÍKLAD

Náš modelový příklad popisuje tunel v homogenním izotropním masivu, který vzniká tím způsobem, že dochází k postupnému odtěžování masivu v jednotlivých zabírkách a vzápětí k instalaci kotev (obr. 6).

Veškeré naše výstupy pro řešení metodou konečných prvků budou znázorněny v příčném řezu a kotvová výztuž, znázorněna na obrázcích soustavou čar znázorňujících jednotlivé kotvy, bude nahrazena „spojitým systémem“ tak, jak byl tento systém popsán v předcházející části. Budeme předpokládat, že náš tunel má zhruba 5 m průměr, a kotvy jsou 3 m dlouhé. Tunel se nachází v masivu s Youngovým modulem  $2 \cdot 10^4$  MPa a Poissonova konstanta je 0,4. Kotvy jsou vyrobeny z oceli s Youngovým modulem  $2 \cdot 10^8$  MPa a mají průměr 2 cm. Vrstva, která odpovídá odtěžení jedné zabírky a instalaci jedné řady kotev, je přibližně 0,5 m, tedy na jeden metr délky tunelu připadají dvě vrstvy kotev (obr. 6). Tunel se nachází v hloubce 200 m, měrná hmotnost horniny  $\gamma = 2 \text{ gr/cm}^3$  a napětí je tedy zvoláno vahou nadloží (geostatický tlak). Naše výstupy budou znázorňovat napětový stav v hornině v řezu, který je již dostatečně vzdálen od čela tunelu. Můžeme tedy říci, že odpovídá stavu, ve kterém se nachází tunel po dokončení. Na obr. 7a) je znázorněna konkrétní výztuž, která je v našem modelu nahrazena spojitém systémem, který se nachází v podoblasti ohraničené na dalších obrázcích čarou. Obrázky 7b) a 7c) znázorňují situaci bez použití svorníkové výztuže. Na obr. 7b) je číselný výstup svislé složky napětí (v MPa) v jednotlivých elementech. Tento výstup má pouze demonstrační charakter a umožňuje čtenáři udělat si představu o skutečných hodnotách tenzoru napětí, který je graficky znázorněn na obr. 7c). Na tomto obrázku (obr. 7c) je znázorněno napětí v rovině řezu v hlavních složkách, přičemž šipky směřující do centra kříže znázorňují tlaky a opačně orientované šipky tahy. Oblast ohraničená čarou na všech následujících obrázcích znázorňuje tu část prostoru, která je posílena kotvou výztuží. (V případě obr. 7b), 7c) se jedná pouze o grafické znázornění.) Obrázek 7d) znázorňuje tutéž situaci, avšak v případě, kdy již byla instalována kotvová výztuž. Vidíme, že napětový stav se diametrálně liší od situace, kdy kotvy nebyly instalovány.

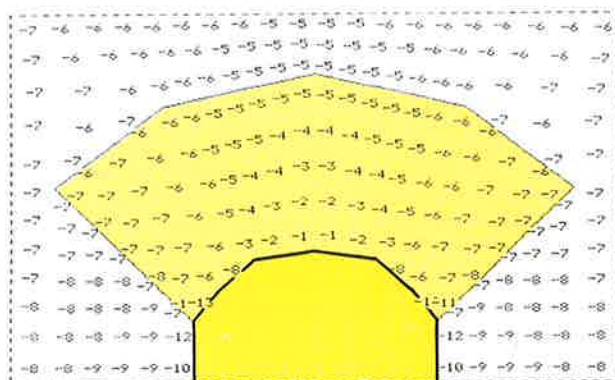
Zastavme se nyní u interpretace těchto výsledků. Při bližším pohledu na obr. 7d) vidíme, že napětový stav v oblasti, kdy byla použita kotvová výztuž je velmi blízký tzv. geostatickému tlaku, tedy napětovému stavu, který existoval v masivu před vyražením tunelu. Můžeme tedy říci, že v důsledku působení kotev vzniká pravidelný obrazec napětí, který vede ke stabilizaci masivu. Vlivem takového napětového stavu dochází k semknutí bloků, (na které je masiv rozčleněn) a uzavření puklin, kterými je (rovněž masiv) protkán. Vlivem tření mezi jednotlivými bloky a na plochách trhlin je pak znemožněn pohyb těchto bloků popřípadě šíření trhlin. Navíc chování hornin za takového napětového stavu můžeme skutečně

považovat za lineární a tedy vstupní hypotézy, (vyslovené na konci první části tohoto článku), v tomto smyslu za oprávněné.

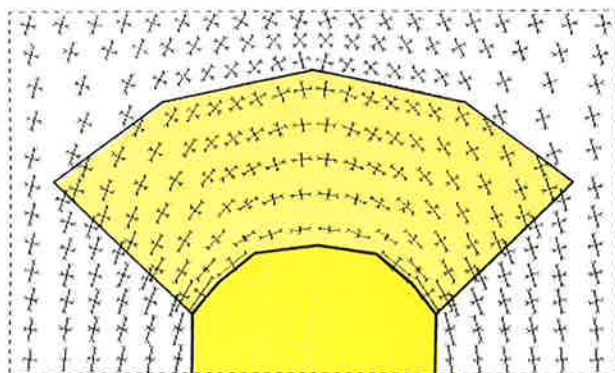
Povšimněme si nyní jedné zdánlivě paradoxní situace: Napětí v hornině na stropu tunelu ve směru normály není nulové (obr. 7d). To odráží skutečnost, že na obr. 7d) je znázorněno napětí v hornině. Avšak celková statická rovnováha je daná součtem napětí v hornině a v kótvách. Tento součet je tenzor, jehož normálová složka na hranici je nulová, což dobře koresponduje s faktem, že v kótvách vznikají tahová napětí. Můžeme říci, že v důsledku vlastního napětí masivu a jeho postupného odtěžování a instalování kotev, dochází k vytvoření jakési „předepnuté“ horninové desky ve stropě tunelu. Zdá se, že podobný efekt se využívá ve stavebnictví při uplatnění prvků z předpjatého železobetonu, jejichž výhodné vlastnosti jsou všeobecně známy.

Vzhledem k faktu, že se zabýváme modelovým příkladem, upustíme od hlubší interpretace těchto výsledků. Nicméně je možné pomocí tohoto modelu získat i napětový stav v kótvách a napětový stav v hornině v oblasti posílení kótvami vyhodnotit pomocí některého z užívaných kritérií porušení. Tímto způsobem je možno podrobně analyzovat každý vypočtený případ.

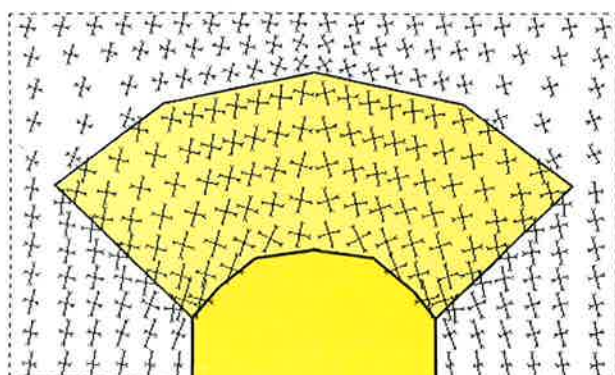
Zastavme se nyní ještě u jednoho modelového příkladu. Předpokládáme, že náš tunel je ovlivněn jiným podzemním dílem, které je vedeno nad tímto tunelem (obr. 8a). Tato situace často nastává v hlubinném hornictví. Budeme předpokládat, že nadloží tunel nebyl zajištěn žádnou výztuží,



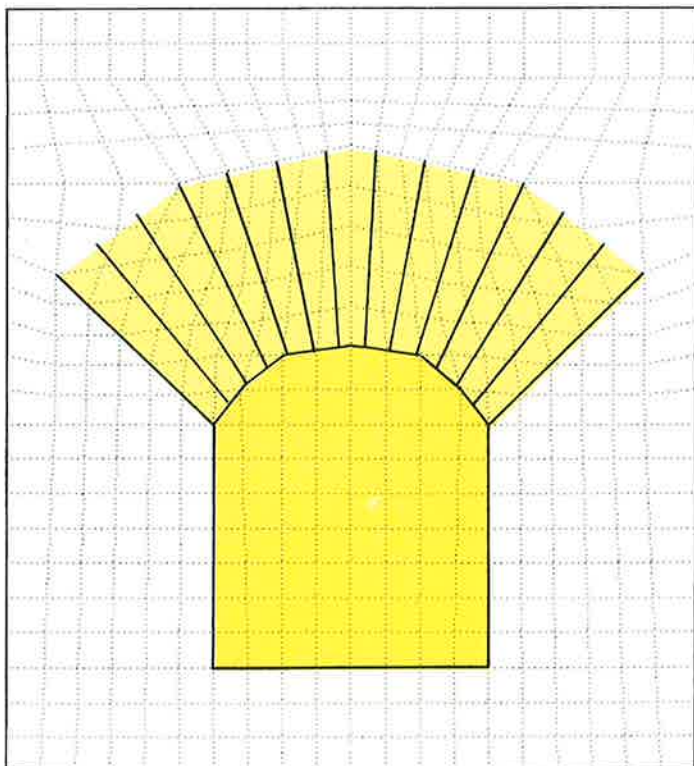
OBR.7b



OBR.7c



OBR.7d



OBR.7a



zatímco vlastní tunel je zajištěn kotvou výztuží ve stropě (obr. 9a). Přitom výztuž byla instalována stejným způsobem, jak v předcházejícím modelovém příkladu. Budeme se zabývat dvěma situacemi.

1. Horní tunel byl vyražen poté, co byl vybudován spodní tunel včetně výztuže (obr. 8b).
2. Spodní tunel je ražen až poté, co byl vyražen horní tunel (obr. 8c)

Zajímá nás, jakým způsobem tyto dva postupy ovlivní napětový stav v oblasti s kotvou výztuží ve stropě dolního tunelu.

Tento stav, jak víme z předcházejících úvah, má rozhodující vliv na stabilitu stropu dolního tunelu.

V prvním případě se ukazuje, že vyražení horního tunelu nemá výrazný vliv na napětový stav v této oblasti (alespoň negativní vliv) a pravděpodobně neovlivní stabilitu stropu dolního tunelu.

V druhém případě je situace zcela jiná, dochází k výraznému ovlivnění. Je to zřejmě způsobeno skutečností, že kotvy jsou vkládány do masivu, jehož napěťo-deformační pole je již výrazně ovlivněno stavbou horního tunelu a nedochází tak k jejich plné aktivaci, jak je tomu v předešlém případě. Naskytá se otázka, zda je možné vhodnou instalací kotevní výztuže docílit lepších výsledků. Tento případ vyžaduje sérii výpočtů. Chtěli bychom se této problematice věnovat v další práci.

## ZÁVĚR

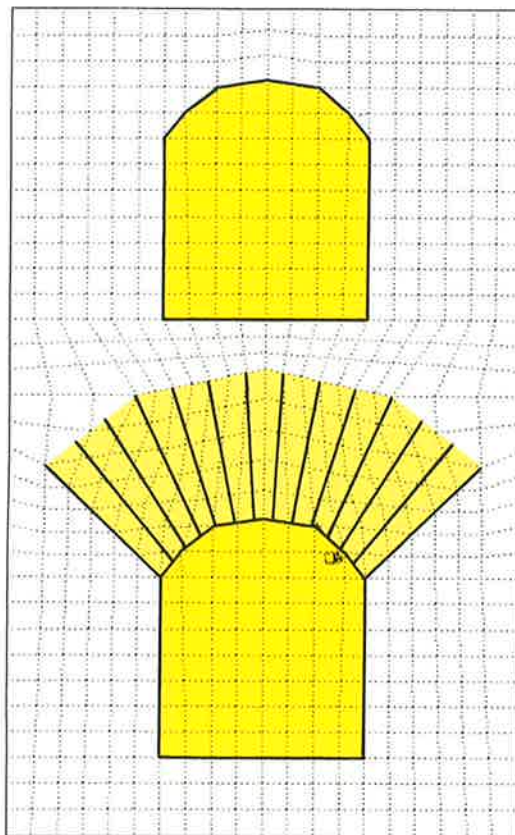
Popsaný model byl realizován pomocí několika procedur napsaných v jazyce FORTRAN77, které byly vloženy do programového systému GEM22. Jedná se o konečně-elementový program pro řešení geomechanických úloh, který je vyvíjen a provozován v Ústavu geoniky AV ČR v Ostravě. Z výše uvedených modelových příkladů je patrné, že tímto způsobem je možné posuzovat účinnost kotvou výztuže a získat podklady pro projektování podzemních konstrukcí. Uvedený model velmi dobře koresponduje s praktickými poznatky a výsledky měření in situ, kde velikost posunutí kotevného masivu odpovídá řádově jeho pružné deformaci. Model rovněž vystihuje funkci svorníkové výztuže v málo porušených homogenních horninách a vznik indukovaného tahového napětí v původně nepředepjatých kótách. Modelové řešení potvrzuje praktické poznatky o nutnosti včasného nasazení svorníkové výztuže co nejbližší k čelbě raženého díla.

V našem případě jsme z důvodů názornosti zvolili jednoduché případy, ale je pochopitelně možné řešit složitější situace (např. oblasti s heterogenním a anizotropním materiálem, složitější tvary podzemních děl, zahrnout jiné varianty vzájemného ovlivňování atd.). Rovněž pokud se týká interpretace jsme se omezili pouze na vizuální srovnání grafických výstupů. Je však možné napěťo-deformační pole v oblasti zajištěné kótami vyhodnotit pomocí kritérií porušení, je rovněž možné pomocí tohoto modelu získat napětový stav v kotevní výztuži. Na základě těchto výpočtů je možné zvolit parametry a rozmístění kotev takovým způsobem, aby se hornina z hlediska porušení nacházela v co nejstabilnějším stavu. Projektant pak může využít hlavní výhody matematického modelování a optimalizovat výsledný návrh na základě srovnání několika variant možného řešení kotevního systému z hlediska volby vhodných svorníků a jejich situování.

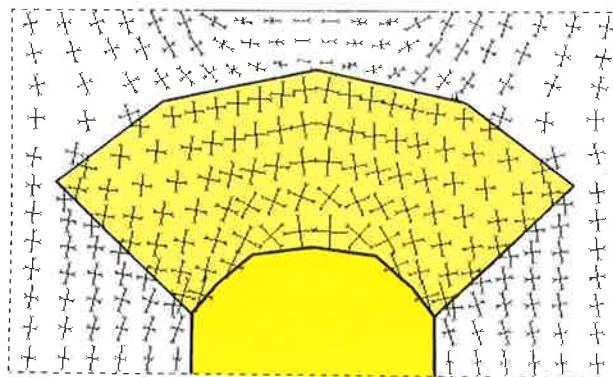
Dosavadní poznatky z aplikace popsaného modelového řešení při projektování svorníkové výztuže chodeb v podmínkách uhelného hornictví [5] potvrdily věrohodnost a výstižnost popsaného matematického modelu. Popsané řešení bylo vytvořeno s podporou grantu Americko-českého programu pro vědu a technologie číslo 93035 a projektu Grantové agentury ČR č. 103/94/0777.

## LITERATURA

- [1] J. Malík: Contact Problem for Modelling of Bolt Action in Rock, Proceedings of the International Conference GEOMECHANICS'93, Hradec n. Mor. (Czech Republic), 28–30 September 1993, A. A. Balkema.
- [2] J. Malík: Mathematical Modelling of Rock Bolt System, Proceedings of the Third European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering – ECONMIG 94, Manchester, U. K., 7–9 September 1994, edit by J. M. Smith, A. A. Balkema.
- [3] J. Nečas, J. Hlaváček: Úvod do matematické teorie pružných a pružně plastických těles, SNTL, Praha 1983.
- [4] O. C. Zienkoewicz: The Finite Element Method in Engineering Science. Nc Graw Hill 1971.
- [5] R. Šňupárek, J. Malík et al.: Posouzení optimálního situování a návrh výztuže důlních děl 225 524.2 a 225 544 na Dole Darkov. Zpráva ÚGN AV ČR Ostrava, leden 1995.

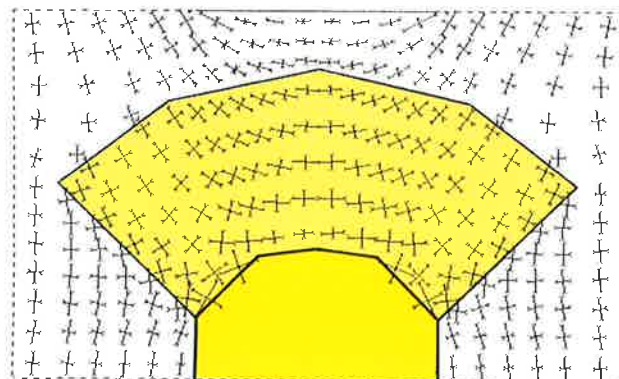


OBR.8a



OBR.8b

TUNEL 20.0 30.0, 30.0 36.0 NAPĚTÍ 1 mm = 3,0 MPa



OBR.8c



# TECHNOLOGICKÝ PŘEDVRT RAŽBY ÚKLONNÉHO PODZEMNÍHO DÍLA NA STAVBĚ HYDROELEKTRÁRNY „MESSOCHORA“ V ŘECKU

ING. STANISLAV KUČÍK  
DŮLNÍ PRŮZKUM A BEZPEČNOST PASKOV, A. S.

THE AUTHOR DESCRIBES REALIZATION OF A LARGE PROFILE BOREHOLE, DIAMETER OF 1.72 M, LENGTH OF 157 M, INCLINED BY 52 °, WHICH WAS USED AS A PILOT BOREHOLE FOR INCLINED TUNNEL IN DIFFICULT GEOLOGICAL CONDITION DURING THE CONSTRUCTION OF „MESSOCHORA“ HYDRO-POWER SCHEME.

## ÚVOD

Ve vnitrozemí řeckého poloostrova v pohoří Notia Pindos je v současné době ve výstavbě hydroelektrárna, poblíž osady Messochora, podle které nese stavba svůj název. Pohled na stavenišť hydroelektrárny je zachycen na fotografii - obr. č. 1. Jeden z technických problémů řešených projektem je realizace úklonného podzemního díla tzv. „vodní skok“, vedeného z kóty 680 m na kótu 570 m. Pro usnadnění ražby zmíněného podzemního díla,

byla zvolena pro své výhody, technologie pomocí velkopříměrového vrtu. V poměrně složitých geologicko-tektonických podmínkách byl proveden technologický předvrt ražby, akciovou společností Důlní průzkum a bezpečnost, Paskov (Česká republika) o délce 157 m a průměru 1,72 m pod úklonem - 52 °, pro hlavního dodavatele důlně-stavebních prací - PRG Myslowice a BUDIMEX s. a. (Polsko). Vrtu bylo následně využito pro dopravu rozvolněné horniny, při úpadní ražbě na spodní horizont. Kromě usnadnění dopravy horniny, přináší technologie ražení s předvrtem další výhody. Zejména vytvoření volné plochy pro zvýšení účinnosti trhací



Obr. 1. Pohled na stavenišť hydroelektrárny

práce, průchodní větrný proud, práce v prostoru zajištěném výztuží a plynulé odvádění přítoků vod, vytvářejí dobré pracovní a klimatické podmínky pro osádku provádějící razičské práce.

Rovněž nižší náklady na zařízení staveniště pro ražbu nejsou zanedbatelné a sumárně vyúsťují uvedené výhody ve velmi progresivní a bezpečnou metodu ražení nejen úklonných, ale zejména svislých podzemních děl.

### GEOLOGICKO-TEKTONICKÉ POMĚRY

Úklonná část vodního přivaděče, předvrtaná s cílovým vrtem o průměru 190,5 mm a následně rozšířena na průměr 1,72 m procházela čtyřmi odlišnými geologickými formacemi, patřícími ke dvěma odlišným tektonickým celkům, které jsou rozděleny poměrně mocným poruchovým pásmem. Vrt byl hlouben téměř kolmo na toto poruchové pásmo. Průměrný úklon vrstev se pohybuje od 45° do 60°.

- Vrchní, horizontální část přivaděče a interval šikmého vrtu v hloubce 0 – 10 m je tvořen tenkými lavicemi vápence, rohovce a jílovité břidlice. Hodnota R.Q.D. je asi 50 %, tzn., že jádro je pouze z 50 % kusovitého charakteru. Úklon vrstev není pravidelný a existovala reálná možnost výskytu povrchové vody, především v období dešťů.
- Druhá geologická formace je v intervalu vrtu 10 – 30 m. Je to poruchové pásmo, které je tvořeno tenkými lavicemi vápence a břidlice, velmi křehké, vysoce zvětralé, kde hodnota R.Q.D. se blíží k 0 %, tzn., že jádro je bez kusovitosti. Objevují se zde velmi často uvolněné horninové fragmenty. V této části vrtu byly geologické podmínky nejsložitější a tudíž tento interval byl z hlediska technologie vrtní nejkomplikovanější.
- Třetí geologická formace v intervalu vrtu 30 – 110 m je tvořena jílovitými vápenci s tenkými proplastky rohovců a lupků. Geologické podmínky v této části vrtu byly příznivější a hodnota R.Q.D. se pohybovala okolo 40 – 60 %. Tento horizont tvoří rozhraní mezi vyššími vrstvami a spodním hlavním horizontem vápenců.

– Nejspodnější část úpadního vrtu v intervalu 110 – 157 m tvoří vápence ve středně tenkých vrstvách, kde hodnota R.Q.D. je okolo 50 %. Hornina je masivní (kompaktní) bez větších poruchových pásem.

V průběhu vrtní nebyl zaznamenán přítok vody.

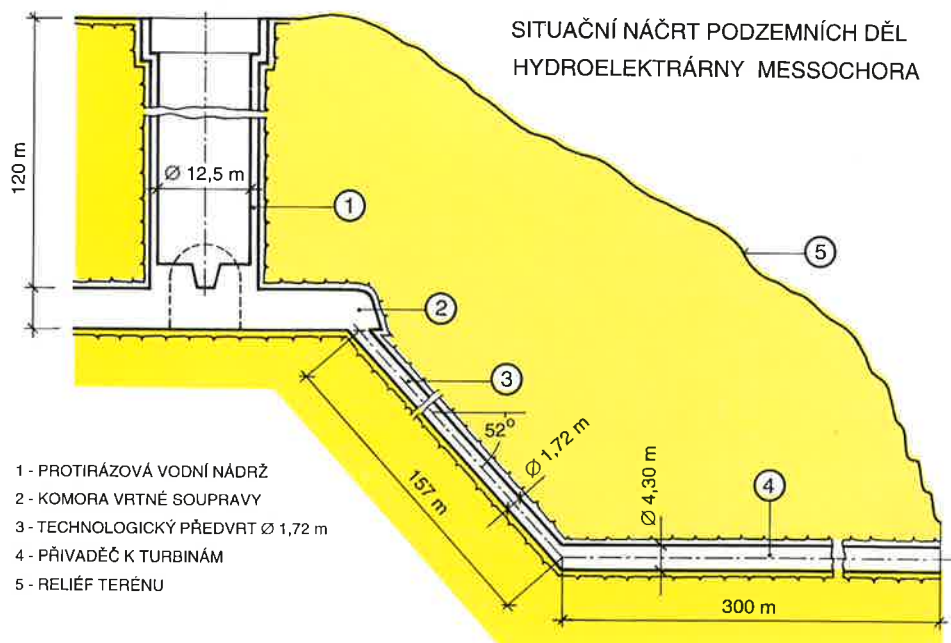
### POPIS TECHNOLOGIE VRTNÝCH PRACÍ

S ohledem na prostorové poměry přístupových podzemních děl, jak je patrné ze situačního náčrtu – obr. č. 2, bylo využito prostoru vodní protirázové nádrže pro montáž vrtacího stroje, jenž byl následně zatažen cca 25 m do místa zavrtání úklonného vrtu. Tam byl napojen na zdroj elektrické energie a sklopen hydraulickými válci do požadovaného úklonu – 52°. Uvedeným postupem montážních prací došlo k úspoře výlomu vrtné komory, který je nutný na výšku 8,5 m o průměru min. 4,5 m při běžné montáži. K provedení technologického předvrtu úklonné ražby, byla nasazena vrtná souprava WIRTH HG 210, jejíž technická data jsou uvedena v tabulce a fotograficky zachycena na obr. č. 3.

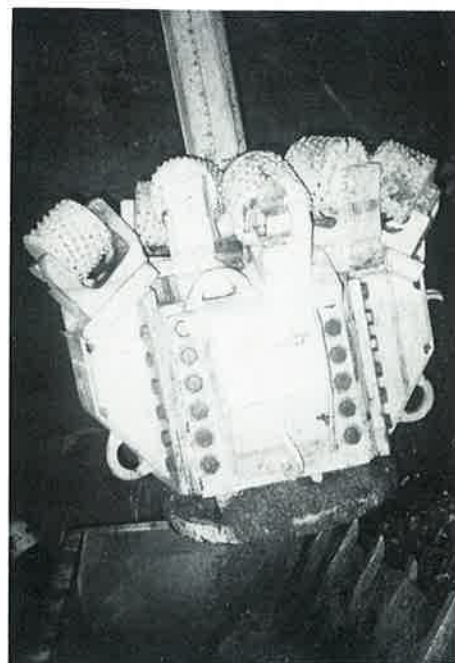
### TECHNICKÁ DATA POUŽITÉ VRTACÍ TECHNIKY

	WIRTH HG 210
délka vrtu – m	200, 240, 370
průměr vrtu – m	2,4, 2,04, 1,72
pohon	el. hydraul.
výkon el. motoru – kW	160
napětí – V	500
počet otáček – min. <sup>-1</sup>	0 – 49
přítlak – kN	1 900
max. krout. moment – kNm	100,5
vrtné tyče: průměr – mm	210
déka – m	1,5
hmotnost – kg	248
rozměry stroje: délka – mm	5 495
šířka – mm	2 000
výška – mm	4 375
hmotnost stroje – kg	18 000

Obr. 2. Podélný řez podzemním dílem



OBR.2



Obr. 3. Vrtný stroj WIRTH HG 210



Vrtací kolona sestávající z ocelových vrtacích trubek o průměru 210 mm, 6 stabilizátorů o délkách 1,5 m a vrtacího dláta o průměru 251,8 mm, byla v úseku nad stabilizátory doplněna 6 antimagnetickými tyčemi, které umožňovaly průběžnou kontrolu směru a úklonu vrtání, fotoinklinometrickou metodou. Po několika metrech vrtání pilotního vrtu, založeného v poměrně pevných vápencích, se nacházelo pásmo tektonicky narušených hornin, jak je uvedeno v kapitole „geologicko-tektonické poměry“. Ke zvládnutí tohoto velmi náročného úseku z hlediska provrtávání, byla provedena cementace a použito speciálního polymerového výplachu SUPER MUD Pds, za pomoci kterého bylo dosaženo vytvoření zpevněného stvolu vrtu a nedocházelo k infiltraci výplachu do tektonicky narušených hornin.

V dalším průběhu vrtání, kdy byly provrtány pevné horniny, byl použit vodní výplach při cirkulaci 800 l/min. V intervalech 30,8 m, 56,8, 114,4 a 142,2 m bylo prováděno fotoinklinometrické měření v antimagnetických tyčích a při provrtání pilotního vrtu v hloubce 157 m byla naměřena konečná odchylka 80 cm od vytyčené osy vrtu, což představuje 0,51 % z celkové délky vrtu. Výsledek jistě pozoruhodný. Rovnoměrnosti postupu vrtání při 60 ot./min. a kroutícím momentu od 1250 – 1700 Nm, byl vyvíjen optimální přítlak na vrtací dláto. Po odstranění centračních a antimagnetických tyčí z vrtné kolony, bylo pilotní vrtací dláto prům. 250,8 mm zaměněno za jednostupňové rozšiřovací dláto o prům. 1,72 m, osazené 11 roubíkovými kotouči (obr. č. 4). Chlazení vrtacích kotoučů a jejich očišťování bylo zajišťováno vodním výplachem v množství cca 80 l/min. Vrtná drť vytvořená v průběhu rozšiřování pilotního vrtu v množství cca 40 m<sup>3</sup>/sm. byla odtěžována kolovým přepravníkovým nakladačem.

Použitě technické zařízení při realizaci technologického předvrtu je znázorněno na obr. č. 5.

## ZÁVĚR

Technologický předvrt pro ražbu úklonného díla, který byl zrealizován podle stanoveného časového harmonogramu prací za 50 dnů, vytvořil vhodné výchozí podmínky pro následnou ražbu. Realizaci velkopřůměrového vrtu na stavbě „Messochora“, navázala

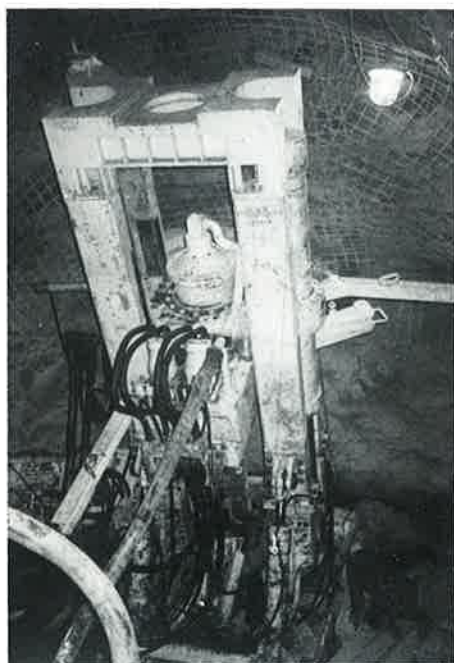
akciová společnost DPB Paskov na práce obdobného charakteru, které byly již provedeny na stavbách silničních tunelů v Německé spolkové republice a vodních přívaděčů v tuzemsku. Na těchto stavbách jsme v minulých letech odvrátili svislé velkopřůměrové vrty, jenž sloužily jako technologické předrážky nebo vrty větrní. Při ražbách Saukopftunnelu u Weinheimu (vrt o délce 158 m a o prům. 1,72 m) a ve schwarzwaldském Hausachu na Sommerberg-tunnelu (vrt o délce 63 m a prům. 1,42 m) byly vrty následně rozšířeny na definitivní vejčité profily, vyztuženy monolitickým betonem a vystrojeny dle projektů větrních šachet.

V tuzemsku jsme větrními vrty přispěli, zkrácením separátně větraných úseků, ke zlepšení klimatických podmínek ražeb vodních přívaděčů z Vířské přehrady pro město Brno a z vodního díla Slezská Harta pro severomoravský region. Ve Znojmě byl pomocí vrtu o délce 83 m a průměru 1,0 m překonán výškový rozdíl městského vodovodu.

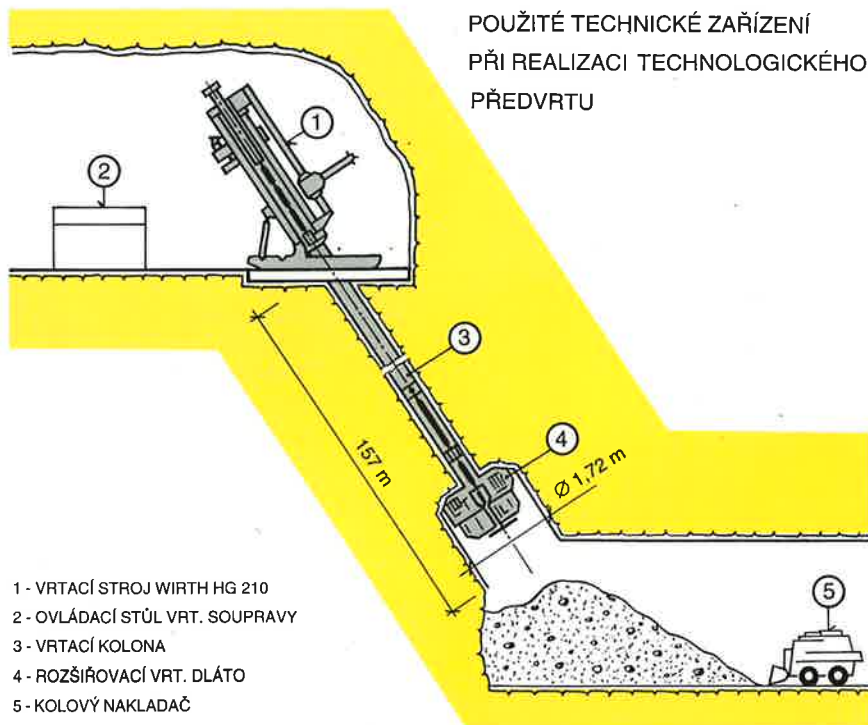
Vrtné práce v Německu jsme prováděli dodavatelsky pro VOKD a. s. Ostrava a popisované práce na vodních přívaděčích byly prováděny dodavatelsky pro a. s. Subterra Praha.

Z uvedeného výčtu realizovaných akcí je znát narůstající uplatnění velkopřůměrových vrtů v podzemním stavitelství, které pozorně zaznamenáváme a požadavky odběratelů pokrýváme svými kapacitami. Jsme vybaveni vrtnou technikou, umožňující vrtání v pevných horninách až do průměru vrtu 2,5 m v délce 200 m a menší průměry 1,42, 1,72, 2,0 m můžeme vrtat až do délek 350 m.

Na závěr je tedy možno říci, že metoda ražení s předvrtem, jejíž výhody jsem popsal v úvodu, používaná a mnohokrátě odzkoušena v uhlém hornictví, tak byla s úspěchem použita při stavbě podzemního přívaděče hydroelektrárny. Plynulý průběh realizované zakázky zajištěný operativně dobrou technickou přípravou a organizací práce, zanechal na jihu Evropy dobrý dojem u našich obchodních partnerů.



Obr. 4. Rozšiřovací dláto prům. 1,72 m



OBR.5

# WASHINGTONSKÉ METRO

ING. ERMÍN STEHLÍK, ILF CONSULTING ENGINEERS PRAHA

THE PAPER BRIEFLY DESCRIBES WASHINGTON METRO NETWORK, FAST TRACK PROGRAMME FOR THE METRO NETWORK COMPLETION AND SITE VISIT ON TWO METRO CONSTRUCTION SITES.

Na závěr mezinárodní konference ITA/AITES pořádané ve dnech 4/96 ve Washingtonu, pořadatelé zorganizovali návštěvu na několika úsecích metra, které byly v té době ve výstavbě. Součástí byl také odborný výklad o tzv. „fast track“ programu, který byl zvolen pro výstavbu zbývajících úseků metra.

O výstavbě metra ve Washingtonu bylo publikováno mnoho článků, v předchůdci časopisu Tunel, ve Zpravodaji Metro autor tohoto příspěvku publikoval obsažný článek o výstavbě stanice Fort Totten na zelené lince, která znamenala první (občas se o toto tvrzení v USA vedou spory) aplikaci NRTM v Severní Americe.

## PŘEHLED O VÝSTAVBĚ A ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Organizace, která byla pověřena výstavbou metra ve Washingtonu se jmenuje Washington Metropolitan Area Transit Authority (dále jen WMATA) a ta v roce 1968 schválila plán výstavby, který byl zrevidován v roce 1993. Podle něj by celková délka systému metra měla v roce 2001 dosáhnout 166 km, z čehož je 82 km v tunelech a 84 km na povrchu, celkový počet stanic je 83. Linek metra je pět a jsou pojmenovány podle barev – červená, modrá, žlutá, oranžová a zelená (viz. obr. 1).

Pro dosažení konečného cíle zbývá postavit zhruba 23 km a právě na dva z těchto rozestavěných úseků byla zorganizována návštěva stavby.

Výstavba metra začala začátkem sedmdesátých let a úsek první červené linky v délce 7,4 km byl uveden do provozu v roce 1976. Potom výstavba v podstatě plynule pokračovala a nové úseky v délkách od 2 km až 18 km byly postupně uváděny do provozu prakticky každým rokem. Výstavba podle generálního plánu by měla být ukončena v roce 2001 uvedením do provozu úsek 10,4 km jižního konce u zelené linky.

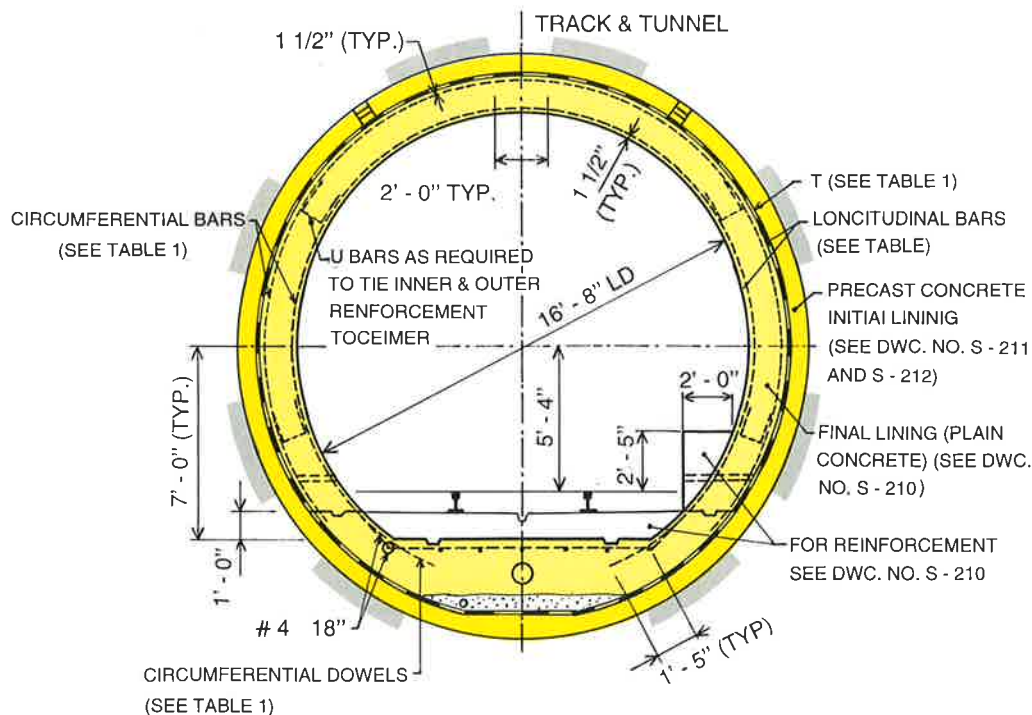
## „FAST TRACK“ PROGRAM

Takto nazývaný zrychlený program výstavby se dnes stává ve světě velmi oblíbeným a je ním většinou charakterizován program, který díky zrychlení všech procesů souvisejících s výstavbou šetří čas a tím i náklady.

Program byl ve Washingtonu aplikován pro výstavbu zbývajících 23 km sítě metra a jeho cílem je ušetřit daňovým poplatníkům 600 milionů dolarů a zkrátit předešlý termín výstavby o 5 let.

## PROGRAM JE ZALOŽEN NA NÁSLEDUJÍCÍCH PRINCÍPECH:

- co nejvíce stavebních prací je provedeno v rámci dostupných povolení a místních předpisů
- všechny docilené úspory při výstavbě jdou na další výstavbu metra
- výstavba zbývajících linek pokračuje co nejrychleji
- dodržování rozpočtů a termínů
- stavební program je „agresivní“, ale reálný





Dalším důležitým prvkem „fast track“ programu je management, zajišťovaný v tomto případě WMATA, kdy za každý úsek zodpovídá manager, který má k dispozici týmy inženýrů a architektů.

Financování programu je jednak z pravidelného státního příspěvku ve výši 200 milionů dolarů ročně (od 1994 do 1998), z příspěvků místních samosprávních orgánů a zejména z půjček získávaných od finančních institucí. Celková suma potřebná na dokončení systému (pro 23 km) je 2,1 miliardy dolarů, financování je rozloženo od 1991 do 2001.

### NÁVŠTĚVA ROZESTAVĚNÝCH ÚSEKŮ E - 3b A E - 4b

Pod výše uvedenými označeními se skrývají 2 stavební úseky na „zelené“ lince metra. Zajímavostí je, že se jedná o dostavbu - propojení dvou již provozovaných částí zelené linky severně od centra.

### ÚSEK E - 3b

Základní údaje

Délka: 1065 m

Začátek výstavby: 8/1994

Termín dokončení: 7/1997

Nabídková cena: 48 mil. dolarů

Konzultant: Corddry, Carpenter, Dietz and Zack

Dodavatel: Kajima/Kaska joint venture

Tunely začínají v hloubené stanici Columbia Heights, jejich osová vzdálenost je 11 m. Na trase dochází k tomu, že tunely běží na vzdálenost cca 300 m nad sebou. Důvodem je úzká ulice, kterou tunely sledují. Zde je nutné zdůraznit, že všechny tunely metra sledují trasy ulic. Později se tunely opět vracejí do původní úrovně a stejné osové vzdálenosti 11 m a končí v hloubené konstrukci umožňující přejezd mezi kolejemi.

Tunely jsou raženy převážně v zeminách, které přecházejí do rozloženého a zvětralého skalního podloží. Nad těmito zeminami jsou pleistocení usazeniny. Nadloží tunelů se pohybuje od minima 9 m až do 20 m pro níže položený tunel. Hladina podzemní vody je cca 5 m pod povrchem. Ražba je prováděna otevřeným štítem s osazeným rypadlovým ramenem, přičemž zeminy jsou injektovány z povrchu. Ostění je dvouplášťové, nejprve je za štítem montováno železobetonové ostění, sestávající ze 4 normálních segmentů a dvou závěrných segmentů. Tloušťka montovaného ostění je 22,5 cm. Po instalaci mezilehlé PVC izolace je do pojezdného bednění betonováno vnitřní nevyztužené ostění tl. 30 cm.

vány z povrchu. Ostění je dvouplášťové, nejprve je za štítem montováno železobetonové ostění, sestávající ze 4 normálních segmentů a dvou závěrných segmentů. Tloušťka montovaného ostění je 22,5 cm. Po instalaci mezilehlé PVC izolace je do pojezdného bednění betonováno vnitřní nevyztužené ostění tl. 30 cm.

### ÚSEK E - 4b

Základní údaje

Délka: 2000 m (z toho 730 m ražen pomocí NRTM, zbytek štítem)

Začátek výstavby: 5/1994

Termín dokončení: 6/1997

Nabídková cena: 76 mil. dolarů

Konzultant: Rummel, Klepper & Kahl

Dodavatel: Kiewit/Kenny joint venture

Na tomto úseku jsou aplikovány dvě technologie, jednak štít obdobně jako u předchozího úseku, ale také NRTM (příčný profil obr. 2).

Prostředí pro ražbu tvoří jílovité a písčité zeminy s hladinou podzemní vody v NRTM úseku pod úrovní tunelů, v úseku štítovaných tunelů je hladina nad tunely a proto bylo prováděno snižování hladiny podzemní vody. Injektáž písčitých poloh byla pro ražbu štítem prováděna z povrchu, pro ražbu NRTM přímo z tunelu.

Injektáž z tunelu byla realizována pomocí vějířů vrtů délky 120 m, při vrtání bylo použito speciální zařízení pro udržení přesnosti vrtání  $\pm 0,6$  m. Zkoušelo se vrtat délky dvojnásobné tj. 240 m, přesnost však nebyla vyhovující. Vrtání bylo prováděno ze zvětšeného profilu traťového tunelu.

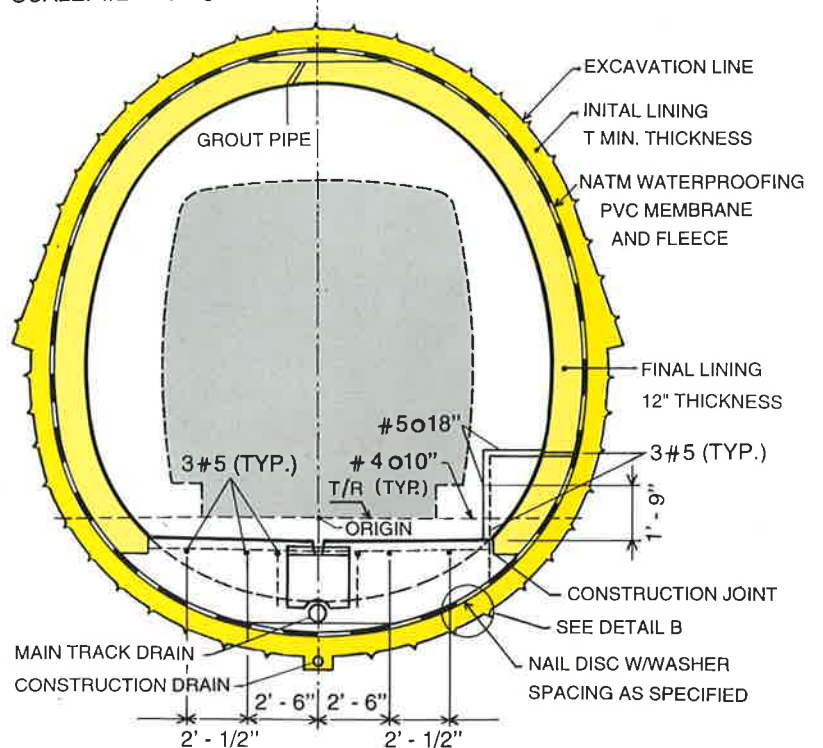
Při ražbě byla nejdříve ražena kalota na délku cca 3 m a potom následovalo jádro. Při každém záběru bylo přes příhradovou výztuž osazeno 21 ks jehel (někdy i plošných prvků), délky 2,5 m. Primární ostění ze stříkaného betonu má tloušťku 17,5 cm. Těžení bylo prováděno tunelovým bagrem Liebherr, během vikendů prováděli údržbu a čištění počvy. Podle stavbyvedoucího slušná počva vydržela do poloviny týdne, potom byly problémy s pohybem kolových mechanismů vzhledem k rozblácené počvě.

Průměrný postup ražby byl 4,5 m/den, maximum 6 m/den, pro srovnání štít na přilehlém úseku měl průměrný postup 24 m/den, maximum bylo 29 m/den.



CROSS SECTION AT MANHOLE

SCALE: 1/2" = 1' - 0"





## POZNÁMKY K POUŽÍVANÝM TECHNOLOGIÍM

Nejprve je nutné zdůraznit zřejmě zcela odlišné právní a vlastnické vztahy a také pojištění, které diktují trasování linek metra. Jak již bylo uvedeno, tunely nepodchází zástavbu a sledují ulice.

Překvapivé ovšem je, že tyto ulice jsou během výstavby uzavřeny a je z nich prováděna injektáž. Celý přístup k tunelování je odlišný, což bylo zejména patrné při návštěvě úseku, kde se razilo štíty i NRTM.

Tuto návštěvu autor příspěvku absolvoval společně se známou tunelářskou „reportérkou“ Shani Wallis (z minulosti známe její ostrý jazyk i z článku o Praze a Strahovském tunelu), která na otázku proč se razí pomocí NRTM, dostala odpověď – „protože razíme pod hřbitovem a nemáme tam přístup z povrchu pro provádění injektáží.“ S určitostí lze tvrdit, že se o této návštěvě dočteme v nejbližších číslech World Tunnelling a místní tuneláři asi nebudou chváleni.

Dalším stejně překvapivým prvkem výstavby je použití dvouplášťového ostění s mezilehlou izolací při ražbách štítem (viz. obr. 3). V dnešní době, kdy je běžné použití tlakových štítů v kombinaci s betonovým ostěním gumovými pásy a tunel je za štítem prakticky hotov, je v případě navštívených staveb nutné:

- nejprve vyrazit tunel s rozpinavým ostěním (poměrně pracný detail s uzavíráním a rozpináním)
- instalovat PVC izolaci spodku
- vybetonovat spodek tunelu
- instalovat PVC izolaci ve zbytku tunelu
- vybetonovat definitivní ostění

Je obtížné, bez detailních znalostí nabídkového řízení a všech cenových aspektů právních, pojištění apod., posoudit jak je možné, že byla zvolena tato technologie, která na první pohled působí jako velmi pracná a finančně náročná.





# „BIG DIG“ (VELKÝ VÝKOP) V BOSTONU – SOUČASNÝ NEJROZSÁHLEJŠÍ VEŘEJNÝ PROJEKT V USA

ING. JOSEF KUTIL, IDS a. s., ING. GEORGIJ ROMANCOV, METROPROJEKT PRAHA a. s.

THE BIG DIG, AS EVERYONE HERE CALLS THE EIGHT MILES OF TUNNELS AND HIGHWAYS BEING BUILT THROUGH THE HEARTH OF BOSTON, IS THE LARGEST PUBLIC WORKS PROJECT IN AMERICA AND THE MOST EXPENSIVE STRETCH OF HIGHWAY.

Součástí konference „North American Tunnelling 96“ ve Washingtonu byly také post-konferenční odborné exkurze – do Los Angeles, na Niagaru, do Toronta a Bostonu. Předmětný článek se týká místa sice posledního v chronologickém pořadí, avšak rozsahem a s přihlédnutím k našim domácím poměrům velmi zajímavého.

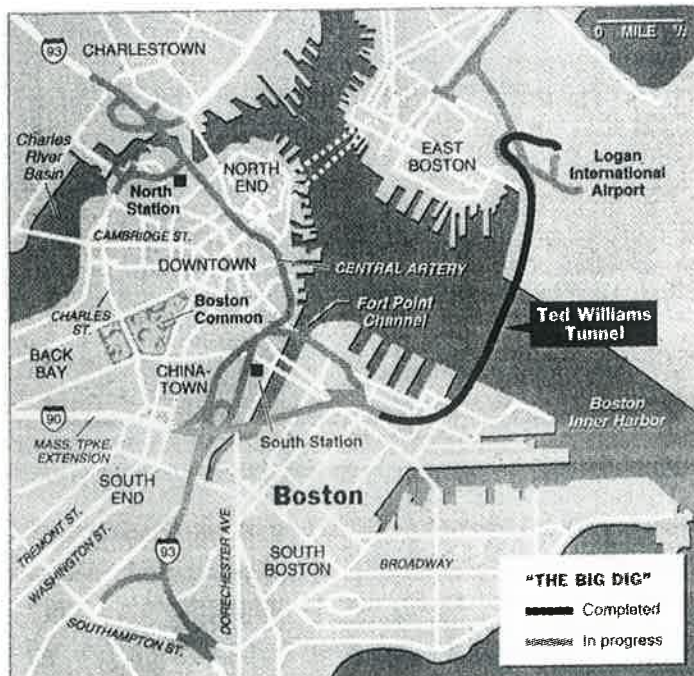
Osm mil tunelů a dálnic budovaných středem Bostonu je, jak řekl tajemník pro dopravu v USA, nejrozsáhlejším veřejným projektem v Americe a nejnákladnější soustavou dálnic. Zdejšími obyvateli je srovnáván s pyramidami, Hoover Damem a Panamským průplavem, a nazývá „divem světa“. Na desetimiliardovém projektu (jedná se o US \$) je však snad nejpozoruhodnější dvacet let politických a sociálních rozvah a plánování, které mu předcházely.

Boston měl dlouhou a trpkou zkušenost se starým způsobem budování dálnic, který pustošil města, srovnával se zemí domy, obchody a okolí. Big Dig byl projektován tak, aby napravil minulé škody a spojil znovu obce, které byly od sebe odříznuty asfaltem, betonem a vozidly.

Tunel pod Kanálem La Manche mezi Francií a Anglií byl rovněž náročným dílem, řekl tajemník pro dopravu v Massachusetts

James Kerasiotes, jenž je dohlížitelem nad stavbou Big Digu. Avšak byl vybudován pod vodou. Oni nestaví v sousedství nikoho, řekl pan Kerasiotes. V Bostonu se staví v blízkosti mnoha lidí: z Východního Bostonu do Charlestownu, z Čínského města do Jižního Bostonu, ze Severního okraje k Jižnímu. Ani jediný dům nebyl zbořen, ani jedna rodina nebyla přestěhována. Pět let poté, co byl zplanýrován terén, nejtěžší práce pokračují v přeplněném středu města. Boston z převážné části žije dál okolo stavby Big Digu.

Podle plánu, v němž je uvažováno s dokončením všech prací v r. 2004, by měla doprava v Bostonu vypadat již úplně jinak než





dnes. Osmiproudová podzemní dálnice s mnoha parkovišti vystřídá zastaralou a přetíženou estakádu — Ústřední Tepnu — která přetřela nevzhledné centrum v době její stavby v padesátých letech. Boston znovu získá přístup k pobřeží a Severní okraj už nebude Tepnou od zbytku města oddělen.

Jeden úsek Big Digu — Ted Williamsův tunel pod bostonským přístavem k Loganovu letišti — byl otevřen pro dopravu již v prosinci 1995 a v budoucnu bude napojen na massachusettskou Okružní dálnici. Komplexní projekt se rovněž zabývá celkovou reorganizací veřejné dopravy.

Muž, který jej vytvořil a podílel se na vzniku koalice, která jej uskutečnila, se jmenuje Fred Salvucci a je synem zedníka. Jeho filosofie týkající se měst a dálnic se zrodila tehdy, když dům jeho babičky byl srovnán se zemí kvůli massachusettské Okružní dálnici v r. 1959. Tento inženýr a tehdy státní tajemník pro dopravu za dřívější vlády Michaela Dudakise, pomohl před dvaceti lety zastavit stavbu, která by byla zničila tisíce domů a obchodů.

„Dálnice se nesmějí rozšířit do okolí“, řekl pan Salvucci den poté, co projel pod Tepnou. „Když stavěli Tepnu, mysleli, že město je špatné. Domnívali se, že budoucnost spočívá na předměstích. Zprotivilo se mi, co Tepna způsobila městu.“

Co pomohlo stavbě Bid Digu překonat předchozí politickou blokádu, byla neobvyklá koalice, kterou sestavil. Sjednotil obchody a práci, zastánce životního prostředí i milovníky automobilismu, Republikány a Demokraty, místní činitele a politiky, vše ve jménu myšlenky, že ekonomika města závisí na tom, jak projekt ulehčí přetížením ochromené dopravě.

Ve východním Bostonu přesto mnoho lidí projekt nenávidělo, když byl před dvaceti lety poprvé navrhován, protože tunel k Loganovu letišti měl probíhat v jejich sousedství. „Řekli jste další tunel? V žádném případě!“, zvolal jeden z usedlíků, John Vitagliano. Dům a obchod jeho dědečka byly vyvlastněny při stavbě Sumnerova tunelu přes přístav.

Ale pan Salvucci, kterému je dnes 56 let, a jenž vedl v šedesátých letech úspěšný boj za zastavení dalšího rozšiřování letiště, si získal na svou stranu důvěru lidí v letech osmdesátých, kdy byl tajemníkem dopravy, a to jak svými odbornými znalostmi, tak svým nenapodobitelným vystupováním. (Nyní vyučuje dopravní inženýrství na Massachusetts Institute of Technology.) Přesvědčil mnoho lidí ve Východním Bostonu svým novým návrhem tunelu vedoucího mimo jejich příbytky. V tom čase byl dopravním poradcem bostonského starosty Kevina Whita. Pravidelně chodil na oběd ze City Hall na Severní okraj — pod Tepnou. Během těchto procházek se mu v hlavě zrodilo řešení, které nakonec zvítězilo — stavět nový systém vedle starého, a teprve po jeho uvedení do provozu starý zlikvidovat.

Před realizací vlastního projektu bylo třeba přemístit celkem 10 000 mil. podzemních vedení telefonních, televizních, elektrické



kabely, plyn, vodu, kanalizační potrubí a stoky — aby byla připravena cesta pro tunel. Ten bude vyžadovat vykopání 12 milionů kubických yardů zeminy — dostatečné množství k tomu, aby zaplnilo 14krát Fenway Park, ze spotřebovaného betonu by se zbudovala 3krát cesta z Bostonu do San Franciska a zpět, použitá ocel jako jednopalcová ocelová tyč by obtočila obvod rovníku.

Zástupce ředitele projektu W. Flynn je vysloužilým armádním generálem. Během války v Perském zálivu řídil přesun sedmdesáti tisíc vojáků a tanků z Evropy do zálivu. „Bylo to snadnější než zde“, řekl během krátké přestávky.

Jediný špatný krok, a všechno by se mohlo zhroutit, říká Federální rezervní banka.

Dělníci doslova překopávají staré město, vykopávají jíl, písek, valouny, dřevěné pilíře a všechno, co bylo použito v přístavu v době rozšiřování města v letech kolem r. 1800. Aby byli lidé v novém městě odděleni od stavby, staveniště jsou důsledně ohrazována. Zvukové stěny tlumí hluk. Nákladní auta jsou pečlivě umývána, než vyjedou do ulic. Dokonce ryby v přístavu jsou chráněny, podvodní zvukové vlny jsou užívány k varování migrujících sledů i dalších ryb před místy, kde se provádějí trhací práce. Ale Bid Dig pokračuje v době, kdy Republikány kontrolovaný Kongres má málo pochopení pro tak rozsáhlé městské projekty.

Přímět Kongres, aby schválil potřebné federální finanční prostředky, vyžadovalo nesmírné politické úsilí. Začalo to počátkem r. 1985, v souvislosti s politickým děním kolem stavby Big Digu na Harvardské Kennedyho vládní škole, kdy se úkolu ujal podtajemník pana Salvucciho pro dopravu Matthew Coogan. V r. 1987 za přispění politických činitelů Thomase P. O. Neila a senátora Edwarda Kennedyho, demokrata z Massachusetts, Kongres přehlasoval veto prezidenta Reagana a odsouhlasil finanční prostředky z dopravního fondu na to, co bylo oficiálně nazváno Projekt Ústřední Tepna/Třetí přístavní tunel. Předpokládané náklady na tento projekt pak činily 4 miliardy dolarů.

V r. 1991 federální zákon odsouhlasil 85 % nákladů na stavbu Big Digu, o nichž se předpokládalo, že dosáhnou asi 6 miliard dolarů. Tento zákon stanovil, že stát bude zodpovědný za jakékoli zvýšení nad tuto částku. V Kongresu, kde se očekává, že bude v r. 1997 odhlasován návrh zákona o dopravě, který by obsahoval nové finanční částky, vzrostly dotazy ohledně odkladů a stupňujících se nákladů. Inspektor Generálního úřadu Federálního odboru dopravy ve zprávě před 18 měsíci uvedl, že se projekt vymkl kontrole. Stát začal hledět na regionální dopravní autority jako na zdroje národního důchodu a je uvažováno o půjčkách oproti budoucím federálním dotacím.

I když projekt byl zpracován tak, aby byl k životnímu prostředí v obci co nešetrnější, není možné, aby se života ve městě vůbec nedotkl. Finanční čtvrt' je stále bludištěm přebudovávaných ulic, stavebních bariér a těžké techniky — jeřábů, nákladních aut, rypadel a vrtacích souprav, ačkoliv vyvrcholení stavby nastalo již před dvěma roky. Historický Boston, se svými křivolakými uličkami, vedenými v trasách původních dobytčích stezek vzniklých kolem roku 1600 musí žít, ale žije se mu těžce. Mnozí se stížnosti, každá dopravní zácpa jde na vrub Big Digu. Stalo se, že jeden pracovník na stavbě opustil své místo v době ranní dopravní špičky a způsobil tak čtyřhodinový dopravní kolaps. Třebaže byl okamžitě propuštěn, morální škody tím způsobené se již odstranit nedají. Všechny tyto okolnosti způsobují, že vedle technických obtíží musí stavba dnes a denně řešit celou řadu problémů jiných, které se mnohdy řeší daleko obtížněji, než problémy technické.

Z uvedeného plyne, že ve Spojených státech, stejně jako v ostatních vyspělých zemích již dávno není problémem technicky cokoli navrhnout a technologicky realizovat. Komplikace jsou někde úplně jinde. Zdá se, že i u nás tato doba nastává. Stačí připomenout spory kolem dodnes nezprovozněného Strahovského tunelu, kolem dalších, dopravně nescíslněkrát zdůvodněných a technicky vyřešených dalších dopravních staveb, jejichž realizaci by nebránily dokonce ani finance, ale jen a jen problémy společenské. Třebaže lidé jsou nepoučitelní, přesto je nutné stále a stále o nich hovořit a doufat, že zdravý rozum se nakonec alespoň někde a zčásti prosadí.

*Pro příspěvek byly použity materiály a citace z článku Sary Rimer, uveřejněného v The New York Times dne 28. 4. 1996 (překlad M. Francová)*



## ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

### ZAJÍMAVÉ VYUŽITÍ OPUŠTĚNÉHO DOLU V SYSTÉMU PŘEČERPÁVACÍ VODNÍ ELEKTRÁRNY V SEVEROVÝCHODNÍ ČÁSTI USA

Zpracováno podle článku v časopisu Hydropower and Dams, 07/95; název článku: Advanced pumped - storage project will play a versatile role in New Jersey; autor: F. S. Fisher

Dnes již více než dvacet let starý projekt 2000 MW přečerpávací vodní elektrárny Mt. Hope nyní dosáhl pokročilého stadia rozvoje.

Když na začátku 70. let majitel nepoužívaného železorného dolu hrál se dvěma vysokými úředníky města a profesorem geologie golf, stočil se jejich rozhovor k tématu možného alternativního využití starého dolu na železnou rudu. Součástí dolu bylo umělé jezero, jehož účelem bylo poskytovat zdroj vody pro vypírání vytěžené hlušiny. Z geologického pohledu byla lokalita tvořena především rulou – pevnou skálou, vhodnou pro výstavbu objektů zadržujících vodu. Šachta dolu byla více než 823 m hluboká. Brzy si uvědomili, že samy tyto skutečnosti se přímo nabízejí pro návrh podzemní přečerpávací elektrárny. A tak se zrodil plán Mt. Hope.

Nicméně uplynulo ještě několik let než se myšlenka vyvinula od počátečního nápadu k počátku aktivní realizace.

Systém je situován do Rockaway Township, přibližně 56 km západně od Manhattanu (město New York), v severovýchodní části USA. Je proto blízko jednomu z největších světových středisek z hlediska spotřeby elektrického proudu. Místo je také blízko spojení dvou hlavních vysokonapěťových přenosových systémů dopravujících energii ze západní Pensylvánie a Ohia do východní části New Jersey, a z Kanady a Nové Anglie do oblasti velkoměsta New York. Navíc je místo Mt. Hope v průmyslové oblasti, ve které jsou doly na železnou rudu, slévárny, lomy a přidružená průmyslová odvětví již více než 280 let. V současné době má v této oblasti největší význam povrchová těžba a zpracování kamene, který se používá především při stavbě a opravě silnic, což zajistí i odbyt pro 40 milionů tun horniny, která se podle předpokladu bude muset při realizaci projektu Mt. Hope vytěžit.

Návrh se v průběhu vývoje značně vzdálil původnímu pojetí, částečně díky místní opozici vůči původní myšlence využít jako horní nádrž jezero Mt. Hope, umělé vybudované jezero přímo v dané lokalitě, o kterém byla zmínka již dříve. Této myšlence oponovaly dvě skupiny. Obyvatelé bydlic v sousedství byli proti navrhovanému zvýšení hráze jezera Mt. Hope, protože by se tak ocitla v těsné blízkosti některých domů, stojících poblíž lokality. Proti byly také ochranné společnosti vedené americkým úřadem pro ochranu životního prostředí.

Na počátku roku 1990 navrhl poradní výbor obyvatel (Citizens's Advisory Committee) možné alternativní řešení. Tento výbor, složený z místních obyvatel města, byl sestaven s podporou investora, aby poskytl nezaujatý prostor pro komunikaci s místní komunitou. Výbor vznesl otázku, zda by bylo možné vybudovat horní nádrž v jiné lokalitě stranou od jezera Mt. Hope.

Výsledkem byla změna projektu a žádost, aby bylo možné vybudovat horní nádrž v alternativní lokalitě.

#### Plánovaný provoz

Souhrnná tabulka uvádí základní technická data projektu. Nicméně tyto informace neodhalují pozoruhodné charakteristiky navrhovaného zařízení a pracovní variabilitu elektrárny. Vedle běžných způsobů provozu přečerpávacích stanic, tj. výroba elektřiny, přečerpávání a klidového stavu, bude zařízení navrženo tak, aby umožňovalo běh naprázdno jak při rotaci ve směru výroby proudu, tak ve směru čerpání. V obou těchto způsobech provozu se turbínové generátorové jednotky chovají jako synchronní kondenzátory poskytující VA podporu místnímu vysokonapěťovému přenosovému

mu systému. Možná mnohem významnější je, že běh naprázdno umožňuje zařízení extrémně rychle reagovat na potřeby systému.

Při rotaci turbíny ve směru výroby proudu mohou jednotky rotující naprázdno dosáhnout maximálního výkonu z nuly do 15 s. Dokonce jsou-li jednotky v klidovém stavu, úplně pod vodou, mohou dosáhnout plného výkonu do zhruba 60 s.

Zařízení bude navrženo tak, aby mohlo měnit způsob provozu až 20krát denně, čímž projekt umožní pokrýt širokou škálu požadavků oblastní rozvodné sítě. Jednotky mají náběh 35 MW/s, což odpovídá celkové rychlosti náběhu 210 MW/s. To je výkon, kterému se žádná jiná technologie výroby elektrického proudu nevyrovná. Tyto rysy vedly podporovatele projektu k prosazování označení „pokroková přečerpávací stanice“, aby se odlišil Mt. Houpe od starších, méně dynamických, běžných přečerpávacích zařízení v jiných oblastech USA.

#### Seznam klíčových dat projektu Mt. Houpe

Umístění	Rockaway Township
Plocha horní nádrže	22,3 ha
Kapacita nádrže	6,2 mil./m <sup>3</sup>
Normální maximální výška vodní hladiny v horní nádrži	274 m
Snížení hladiny v horní nádrži	33,5 m
Počet šachet	5
Rozměry kaverny elektrárny (délka x šířka x výška)	137 x 23 x 44 m
Počet reverzních turbínových jednotek	6
Průměrný výkon každé jednotky (jmenovitý)	340 MW
Maximální instalovaný výkon	2000 MW
Maximální akumulovaná energie (jmenovitá)	10 GWh
Plánovaná doba výstavby	6 let
Odhad celkových nákladů (v cenách roku 1994)	1,5 mld. USD
Plánované uvedení do provozu	2003

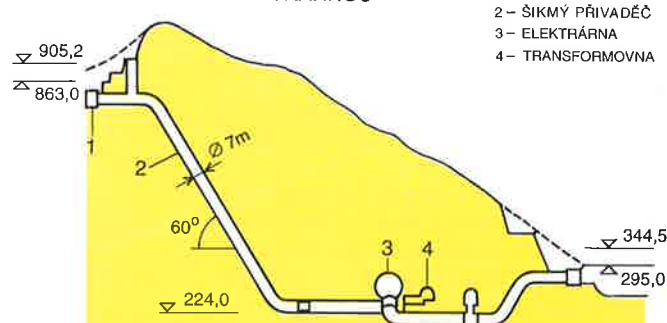
### NEJVĚTŠÍ PŘEČERPÁVACÍ VODNÍ ELEKTRÁRNA V ČÍNĚ

Zpracováno podle časopisu World Tunnelling 08/95 podle článku:

Tianhuangping, Autoři: Guo Zongyan a Chen Tiexin

Projekt největší přečerpávací vodní elektrárny v Číně byl realizován v Tianhuangping na řece Xitiaoxi v hornaté oblasti s rozsáhlými bambusovými plantážemi a subtropickým monzunovým podnebím. Lokalita se nachází v Anji County v provincii Zhejiang asi 57 km od Hangzhou, 175 km od Šanghaje a 180 km od Nanjingu. Byla vybrána zejména kvůli nepropustnému podloží tvrdé žulové horniny v dané oblasti, snadnému silničnímu přístupu a vysoké úrovni srážek. Navíc je blízko hlavním střediskům odběru elektriny.

#### SCHEMATICKÝ ŘEZ ELEKTRÁRNOU



- 1 – VTKOVÝ OBJEKT
- 2 – ŠÍKÝ PŘÍVADĚČ
- 3 – ELEKTRÁRNA
- 4 – TRANSFORMOVNA

OBR. 1

## Smlouvy

Stavební práce byly rozděleny do čtyř částí. První zahrnuje oblast dolní nádrže a podzemní elektrárnu, druhá oblast horní nádrže, třetí vodní spojení mezi nádržemi a čtvrtá nepropustný asfaltový beton v oblasti horní nádrže.

Stavební práce realizují čínské firmy, pouze na těsnící asfaltový štít bude vypsána mezinárodní soutěž.

Soutěž na dodávku hlavních generátorových jednotek a řídicího systému vyhrály JV Kvaerner (Norsko), GE (Kanada) a Elin (Rakousko).

## Geologie

Horniny jsou v této oblasti složeny především z jurských sopečných hornin. Podél přírodních tunelů a v podzemní elektrárně je stratigrafický sled od shora dolů následující: rhyolit, lávový sopečný tuf, rhyolit, sopečný aglomerát, rhyolit, sopečný tuf se šterkem a žilový porfyr jako základ. Tektonická struktura je poměrně jednoduchá, v podzemní oblasti se nevyskytují velké poruchy. Podložní hornina je neporušená, má vysoký deformanční modul a vysokou pevnost v tlaku.

Horní nádrž je umístěna v přírodní prohlubni mezi vrcholy hor Tianhuangping (930 m) a Getianling (973,5 m). Uzavřená je kamennou sypanou hrází vysokou 72 m, ve výšce 970 m. Vrchol hráze je 503 m dlouhý. Čelo hráze proti proudu, svahy břehů a dno nádrže budou chráněny nepropustným asfaltovým betonem, aby se zabránilo prosakování vody. Odvodňovací systém bude vybudován pod nepropustnou ochrannou vrstvou. Spodní nádrž je budována o 570 m níže v údolí řeky Daxi.

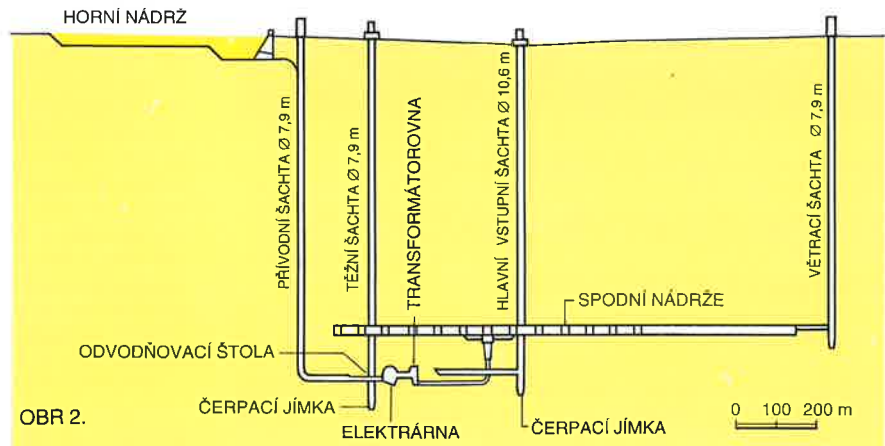
## Výstavba

Součástí projektu jsou horní nádrž a hráz s konstrukcí vyústění, dvě šikmé přívodní šachty, šest vodorovných přírodních vysokotlakých potrubí, podzemní elektrárna, transformátorové haly a vnější rozvodna, šest beztlakových odpadních štol, konstrukce odpadní výpustě a spodní nádrž s hrází a přepadem.

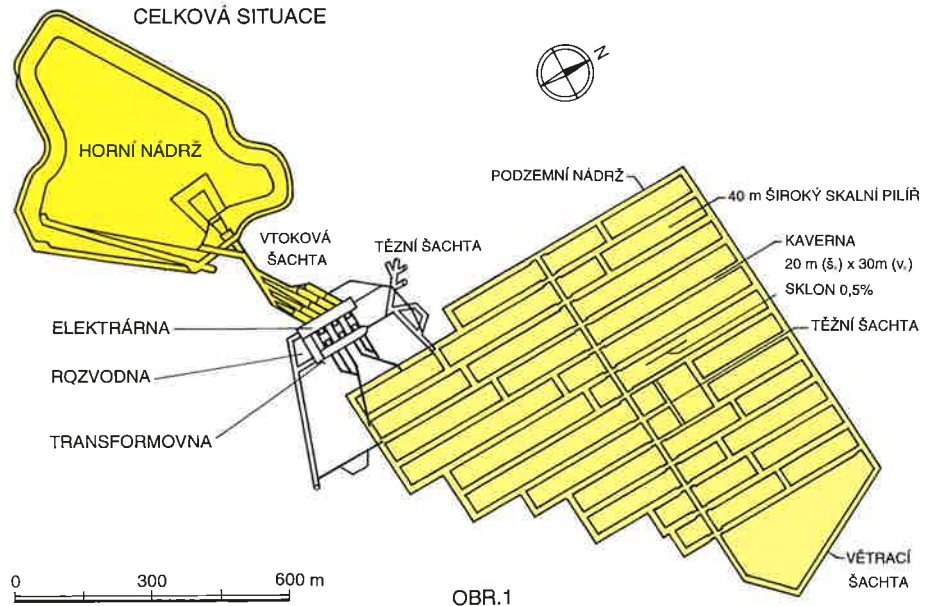
Délka dvou přírodních tunelů s vnitřním průměrem 7 m od horního vyústění k rozdělovači je přibližně 885 m, klesají pod úhlem 60 stupňů. Jsou vystrojeny betonem nebo železobetonem. Šest přírodních tlakových potrubí se napojuje na přívodní tunely železobetonovým rozdělovačem. Tlaková potrubí mají vnitřní průměr 3,2 m, jejich délka od rozdělovače ke kulovému ventilu se mění v rozmezí od 258 do 308 m.

Hornina, ve které budou vybudovány tlakové tunely a tlaková potrubí, je pevná, je považována za dostatečnou k tomu, aby částečně nesla vnitřní tlak vody. Kontaktní injektáž, zpevňující injektáž a odvodňovací systém budou provedeny tak, aby za-

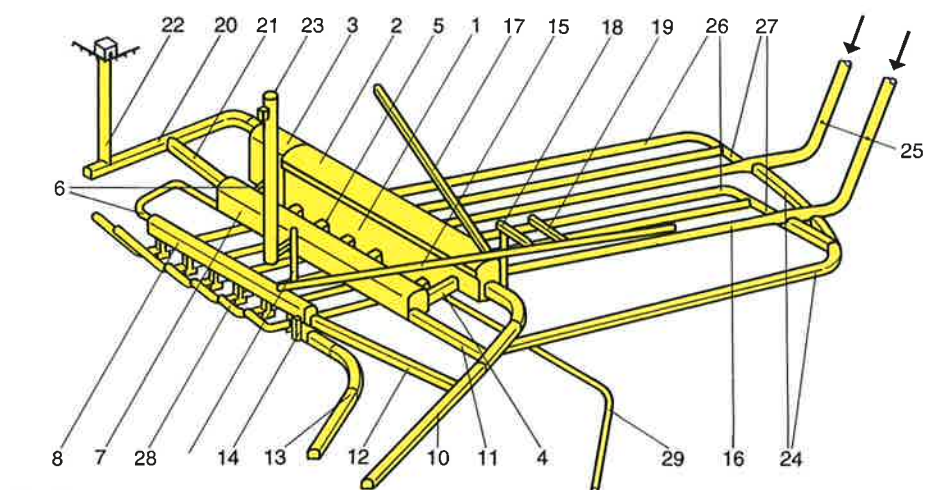
## PŘÍČNÝ ŘEZ



## CELKOVÁ SITUACE



## USPOŘÁDÁNÍ ELEKTRÁRNY A NAPOJENÍ TUNELŮ



OBR.2

- |   |  |                                      |   |
|---|--|--------------------------------------|---|
| 1 - montážní hala                         | 10 - přístupová štola k elektrárně     | 17 - kontrolní štola                 | 24 - přívodní tunely a stavební přístup   |
| 2 - elektrárna                            | 11 - přístupová štola k transformátoru | 18 - větrací štola                   | 25 - vysokotlaké přívodní tunely          |
| 3 - pomocný provoz                        | 12 - transportní štola                 | 19 - testovací štola                 | 26 - vysokotlaká ocelová přívodní potrubí |
| 4 - dopravní tunel transformovny sběrnice | 13 - větrací tunel                     | 20 - větrací štola a úniková štola   | 27 - rozdělovač                           |
| 5 - větrací štola                         | 14 - větrací šachta                    | 21 - větrací štola                   | 28 - beztlakový odpadní tunel             |
| 6 - transformátorová hala                 | 15 - větrací štola                     | 22 - větrací šachta a úniková šachta | 29 - spádový odvodňovací tunel            |
| 7 - bezpečnostní tunel                    | 16 - větrací šachta                    | 23 - kabel 500 kV a úniková šachta   |   |



jistily bezpečnost provozu. Šest beztlakových odpadních tunelů, každý o průměru 4,4 m a délce mezi 245 až 249 m, povede od elektrárny do dolní nádrže.

Elektrárna a montážní hala se buduje 300 metrů pod povrchem. Přírodní tlaková potrubí vstupují do elektrárny pod úhlem 61 stupňů. Transformátorová hala je umístěna rovnoběžně s elektrárnou a je na úrovni montážní haly. Různé šachty a servisní štoly se budou protínat u elektrárny; přístupová štola, sběrnice a štoly s kabely, větrací šachta a štoly a spádové odvodňovací štoly.

Stavební práce byly zahájeny v červenci 1994, uvedení první jednotky do provozu se předpokládá koncem roku 1997 a dokončení celého díla v roce 2000.

Klient (který nakupuje vybavení a pronajímá dodavatelům) zvolil dvě soupravy Tamrock Paramatic HS315T pro podzemní vrty a Tamrock CHA660 pro speciální povrchové práce, kde jsou vyžadovány vrty s malým průměrem. Jedna vrtná souprava pracuje v prostoru elektrárny, druhá v přístupovém tunelu. Stroje, které byly dopraveny na místo na jaře 1994, podle informací pracují v tvrdých podmínkách dobře. Během předávacích zkoušek souprava Paramatic vrtala otvory plné délky 4,1 m za 2,5 minuty, ale vzhledem k co nejlepší optimalizaci nákladů byl přítlak snížen a doba vrtání vrtu se prodloužila na 3 minuty.

V kaverně elektrárny se rozpojí až 800 m<sup>3</sup> horniny denně, souprava Paramatic pracuje zhruba 6 hodin denně na čelním průřezu 160 m<sup>2</sup>. V přístupovém tunelu je čelba 9 m vysoká a 8 m široká, souprava je při vrtání zálomových vrtů upevněna dvěma výložníky ZRU1000 a jedním středovým výložníkem ZRU700. S přítlakem 160 Barů jsou vrty 3,5 m hluboké vyvrtány za méně než tři minuty a tak je možné rozpojit více než 200 m<sup>3</sup> horniny denně. Tento stroj se po dokončení štoly přesune do kaverny elektrárny, kde bude pokračovat ve vrtání druhé ze tří sekcí.

#### Údaje o projektu

Elektrárna:	
Strojovna s montážní halou	200 x 21 x 46 m vysoká
Transformátorová hala	166 x 17 x 21 m vysoká
Výkopy:	
Zemina	2,32 mil. m <sup>3</sup>
Hornina	0,49 mil. m <sup>3</sup>

## ZPRAVODAJSTVÍ SLOVENSKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES

# SVETOVÝ TUNELÁŘSKÝ KONGRES VIEDEŇ '97

### Vážení slovenskí a českí účastníci kongresu!

V rámci Svetového tunelárskeho kongresu vo Viedni 1997 (14. 4. – 17. 4. 1997) Vám Slovenský a Český komitét ITA s podporou Rakúskeho tunelárskeho komitétu ITA poskytne nasledujúce služby:

#### 1. – ALTERNATÍVU A:

Na trase Bratislava – Viedeň bude v čase od 13. 4. – 17. 4. 1997 premávať autobusová linka. Miesto odchodu a príchodu v Bratislave upresníme podľa potreby. Čas odchodu bude o 7.00 hod. ráno. Príchod a odchod bude pred Kongresovým Centrom vo Viedenskom Hofburgu (Centrum mesta Viedne). Za účelom umožnenia účastníkom kongresu zúčastniť sa na plánovaných podujatiach (prijatie na radnici, organová hudba v Štefanskom dome a posedenie vo vieche Grinzingu), bude odchod z Viedne prispôsobený týmito aktivitám variabilne medzi 21.00 a 23.00 hodinou. Miesto a čas odchodu bude vždy denne oznámený pri ceste autobusom do Viedne.

#### 2. ALTERNATÍVA B:

Slovenská plavba dunajská ponúka pri prihlásení sa účastníkom cca 150 osôb (účastníci kongresu, doprevádzajúce osoby a pod.) za priaznivých cenových relácií pobyt na lodi Družba v čase od 13. 4. – 17. 4. 1997 s polpenziou:

1. deň – odchod z Bratislavy 13. 4. – o 9.30 hod., príchod do Viedne cca o 17.00 hod.
2. – 4. deň – Viedeň štátie
5. deň – odchod z Viedne 17. 4. – o 16.00 hod. príchod Bratislava cca o 20.00 hod.

Alternatíva „B“ nebude automaticky realizovaná v prípade menšieho počtu ako 100 prihlásených osôb.

#### 3. Pri použití vlastného motorového vozidla do Viedne, odporúčame parkovať na veľkom záchytnom parkovisku Erdberg (pri diaľnici A 23, križovatka Prater) s možnosťou prestupu na metro U - 3, ktorá smeruje do Hofburgu s výstupom na stanici „Heerengasse“.

Odporúčame však použiť alternatívu A, rešp. alternatívu B.

#### 4. Každý účastník kongresu obdrží celosieťový voľný lístok na všetky mestské dopravné prostriedky Viedne (elektrická, rýchlodráha, S-Bahn, metro a autobus).

#### 5. Predbežné cenové relácie na pobyt a dopravu uvedeného odborného podujatia prikladáme.

Predbežnú prihlášku na ponúkané služby zašlite na adresu:  
HYDROTOUR, spol. s r. o., Ing. Igor Krížik,  
Křížna ul. 33, 831 04 Bratislava, SLOVAKIA  
tel. 0042-7-212037, 0042-7-5266462  
tel. a fax 0042-7-214905

#### 6. Rakúsky komitét ITA prejavil ochotu dať k dispozícii slovenským a českým partnerom bezplatné prekladateľské kabíny, vrátane celého technického zariadenia.

Slovenský komitét spoločne s Českým komitétom poskytne počas celého kongresu k dispozícii dvoch prekladateľov pre kompletné simultánne prekladanie.

Za Český komitét ITA  
predseda J. HESS

Za Slovenský komitét ITA  
predseda K. KELEŠÍ

Spoločné koordinovanie ITA  
sekretár K. V. RATKOVSKÝ  
Komenského ul. 13  
900 28 Ivanka pri Dunaji  
SLOVAKIA  
tel.: 0042 / 7 / 943 371

## VÁŽENÍ PRIATELIA!

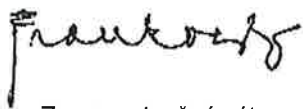
Vízia niekoľkých generácií inžinierov, tunelárov i automobilistov o tuneloch pod horskými masívmi Karpát sa v časovom horizonte niekoľkých rokov má premeniť na skutočnosť. Odstráni sa tak jeden z viditeľných znakov zaostávania SR v rozvoji dopravnej infraštruktúry.

Je paradoxom, že razenie dopravných tunelov sa na Slovensku v povojnových rokoch takmer zastavilo. Tunelárske tradície z predvojnových rokov zo železničných tunelov nešli v ďalších generáciách svojich pokračovateľov. Iba vďaka inému druhu podzemných prác, a to najmä v baníctve, profesie potrebné pri budovaní tunelov sa udržiavali pri živote. Významne k tomu prispela aj účasť pracovníkov na zahraničných stavbách a udržiavanie kontaktu so zahraničnými stavbami tunelov.

Veríme preto, že je to iba otázka krátko adaptívneho procesu, kým sa sformuje nová generácia tunelárov. Konferencia je jedným z malých počiatkových krokov k tomuto veľkému cieľu.

Organizátori konferencie pozývajú preto všetkých, ktorí sa s tunelovými stavbami zaoberajú alebo budú zaoberať, aby prišli referovať o svojich poznatkoch. Bude to dobrá príležitosť tak pre tých, ktorí svoje poznatky chcú šíriť i pre tých, ktorí chcú nové poznatky získať.

Tunely, ktoré sa začnú budovať v týchto rokoch, prekoniajú významný časový medzník. Môžeme ich preto nazvať tunelmi pre tretie tisícročie.



Za organizačný výbor  
Ing. Jozef FRANKOVSKÝ



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

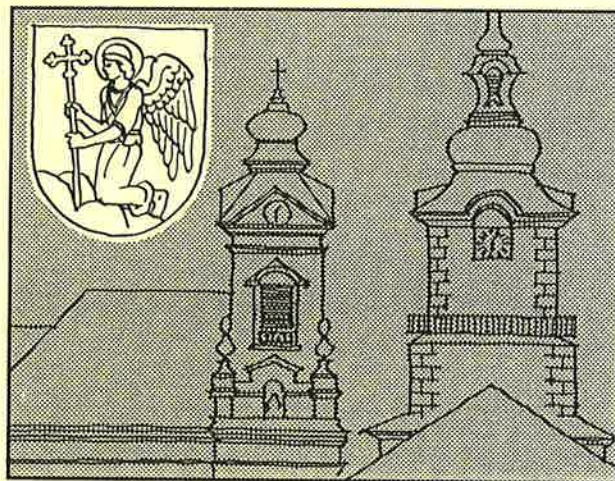
Vás pozývajú  
na konferenciu s medzinárodnou účasťou  
pod záštitou  
Slovenského tunelárskeho komitétu  
ITA/AITES



# TUNELY PRE TRETIE TISÍCROČIE

v dňoch 18.-20.11.1996

Prievidza, Slovenská republika





ZPRAVODAJSTVÍ  
ČESKÉHO  
TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES

NO - DIG '96  
NEW ORLEANS

Ve dnech 31. 3. až 3. 4. 1996 se konala mezinárodní konference o bezvýkopových technologiích, kterou pořádala americká společnost pro bezvýkopové technologie pod záštitou ISTT.

Konference sestávala ze tří částí:

1. Přednášky a diskuse k nim
2. Výstava
3. Praktické předvedení některých zařízení

Ad 1. Vzhledem k vysokému počtu příspěvků musely být přednášky organizovány ve dvou sekcích souběžně. Konference se zúčastnilo přes 1300 delegátů ze všech kontinentů.

Témata přednášek obsáhla celý záběr pojmu „bezvýkopové technologie“, tj. horizontální řízené vrtání, rekonstrukce a obnova vodo- vodních, plynovodních a kanalizačních řadů, mikrotunelování pomocí protlaků, „krtků“, beraněním a miništity. Některé příspěvky se zabývaly projektováním, finančním srovnáváním jednotlivých technologií a doplňkovými disciplinami, hlavně detekčními, zaměřovacími a řídicími systémy. Na tomto místě není možné uvádět ani stručné výtahy všech přednášek, ale alespoň dvě si zaslouží zmínku. Byl to příspěvek H. Una (Japonsko) o použití miništitu lseki v ocelové chráničce, který nepotřebuje cílovou šachtu a je po dokončení ražby vytažen zpět.

Druhý příspěvek byl rovněž z Japonska (T. Shinbo) a popisoval práci štítu v městské aglomeraci. Štít byl na rotující hlavě vybaven radarem, jehož pomocí byly před čelbou vyhledávány piloty, števovnice a další překážky, které by mohly poškodit rozpojovací orgán.

Ad 2. a 3. Výstavy se zúčastnilo více než 100 vystavovatelů a národních společností, vč. české. Při polních ukázkách byly předvedeny vrtačky pro řízené vrtání, stroje a směsi pro sanační stříkané betony, otěruvzdorné nátěry do kanalizací, vodorovné beranění, vrtání v trasách stávajících trubních sítí (spolu s jejich ničením) a jejich obnova, sanace a oprava poškozených trubních sítí bez jejich destrukce, čištění zaneseného potrubí, vrtání otvorů pro přípojky pomocí minirobotů apod.

Autory příspěvku nejvíce zaujaly následující technologie:

- Opravy kanalizací od profilu 150 mm až po klenuté stoky. Sanovat je možné vnitřní výstelkou z umělé hmoty, tkaninou napuštěnou epoxydovou pryskyřicí, nástřikem pryskyřicí, stříkaným betonem (jemná směs nanášená mokrou cestou) nebo lokálními injektážemi. Nezbytnými doplňky jsou televizní kamery, jejichž pomocí jsou řízeny opravy a dále roboti s výměnnými nástroji, kteří jsou schopni frézovat, injektovat nebo vyhlazovat vnitřní profil potrubí.
- Zaměřovací a řídicí systémy byly předvedeny jak ruční, které na povrchu území sledují polohu hlavy vrtu nebo „krtka“, tak laserové systémy s výstupem na počítač.
- Směrově a výškově řízené vrtání vodním paprskem v zeminách pro ukládání trubních vedení a kabelů do profilu 200 mm. Vrtačky tohoto druhu vystavovalo několik výrobců.
- Mikrotunelování od profilu 150 mm do 2000 mm s dopravou rubaniny šnekovým dopravníkem, bentonitovou směsí nebo v kontejnerech. Nejzajímavější byly přednášky a vystavované miništity řízené z povrchu pomocí počítače.

Bezvýkopové technologie jsou mladým oborem a svůj zenit v naší republice mají teprve před sebou. Souvisí to se dvěma aspekty:

- Neutěšený stav inženýrských sítí a potřeba jejich sanací.
- Možnost klasických výkopů ve městech bude stále více omezo- vána, a to z technických i finančních důvodů.

Jedná se potenciálně o veliký trh – kdo dřív přijde ....

Ing. Otakar Formánek D5  
Miroslav Valenta D1

NORTH AMERICAN  
TUNNELLING '96

INFORMUJE PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.,  
ČLEN PŘEDSEDNICTVA ČESKÉHO NÁR. KOMITÉTU ITA/AITES

Konference North American Tunnelling '96, spojená s 22. plenárním zasedáním International Tunnelling Association (ITA/AITES), proběhla ve Washingtonu, D. C., ve dnech 21. až 24. 4. 1996. Základním motem konference byla úloha podzemního stavitelství při využití podpovrchových prostor v rámci udržitelného rozvoje společnosti.

Tato základní myšlenka byla i ústředním tématem jednání jedné ze tří konferenčních sekcí:

- sekce I – Navrhování a provádění podzemních staveb
- sekce II – Plánování a řízení výstavby
- sekce III – Podzemní stavitelství v podmínkách udržitelného rozvoje společnosti

Jednání konferenčních sekcí probíhala současně, což pro mnohého z téměř 300 zúčastněných odborníků bylo velmi nepohodlné z hlediska sledování byť jen nejzajímavějších částí programu. Navíc souběžně probíhalo i jednání odborných skupin ITA/AITES, takže v podstatě části konferenční problematiky je třeba se spolehnout na písemné materiály, především dvojdielný konferenční sborník, který obsahuje 62 příspěvků v sekci I, 24 příspěvků v sekci II a 18 příspěvků v sekci III.

Nejrozsáhlejší sekce I – Navrhování a provádění podzemních staveb – byla tematicky velmi různorodá. Z významnějších témat uvedme nejfrekventovanější:

- Použití tunelovacích strojů při výstavbě.
- Nejčastějším námětem byla problematika štítů s uzavřeným čelem, a to jak štítů bentonitových (HPB - Hydro Pressure Balance), tak štítů zeminových (EPB - Earth Pressure Balance). Mimořádně náročné konstrukční komplexy (štítů se dvěma a třemi razičemi hlavami či obří průměry štítů - přes 14 m) potvrzují obrovský rozmach této tunelářské technologie použitelné i v těch nejtěžších podmínkách.
- Zlepšování zemního masivu při tunelování.
- Vedle klasické vysokotlaké injektáže a speciálních postupů (např. zmrazování) se uplatňuje především metoda tryskové injektáže, která zajišťuje stabilitu nadloží i čelby tunelu pomocí injektovaných pilot, nejčastěji orientovaných subhorizontálně s funkcí předháněného pažení. Výrazným zdokonalením této funkce je vytvoření spojitého betonového prstence ostění v předstihové vyražené obvodové šterbině (tzv. metoda „Pretunnel“).
- Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM).
- I na této konferenci zazněly k NRTM hlasy souhlasné, varující i vyloženě negativní. Za velmi pozoruhodný lze označit příspěvek anglické provenience (J. M. Anderson), který zřejmě motivován nepřijemnými zkušenostmi z ražby na letišti Heathrow v Londýně, sumarizuje mimořádné události při aplikacích NRTM po celém světě od r. 1980 do r. 1994. Klasifikace příčin mimořádných událostí využívá příspěvek k formulaci požadavků, které mají snížit riziko selhání cestou zvýšení bezpečnosti metody ve všech fázích tunelování. Nutno konstatovat, že v přímé diskusi se „zbytkem světa“ dokázali přítomní rakouští tuneláři své nároky přesvědčivě obhájit, především na základě vlastních bohatých zkušeností s aplikací NRTM v nejrůznějších geotechnických podmínkách.
- Mikrotunelování.

Rozvoj těchto technologií vyvolal odezvu i na konferenci ITA/AITES, byť odborníci na „malé“ technologie tunelování jsou sdružení ve vlastní mezinárodní společnosti. Typická je v současnosti kombinace pinoprofilových razičích hlav s protlačováním vlastního ostění. Možnost aplikace mikrotunelování v nejrůznějších podmínkách, např. v bahnitých říčních sedimentech, vyžaduje spojení razičích hlav s drtičem velkých kamenů a balvanů.

I. konferenční sekce byla obsazena celou řadou dalších zajímavých příspěvků; k její náplni se také vztahovaly exponáty 54 firem, participujících na konferenční výstavce.

II. a III. konferenční sekce byly obsazeny poněkud méně. Koncepce trvale udržitelného rozvoje společnosti je složitým ekonomicko-politickým a ekologicko-sociologickým problémem, který byl na mezinárodním tunelářském fóru diskutován poprvé.

Faktory nekontrolovaného růstu jsou známé - populační exploze, drasticky zvýšená těžba surovin a fosilních paliv, 1 miliarda lidí žije v bídě, 1,5 miliardy lidí nemá přístup k čisté pitné vodě, 2 miliardy lidí nemají možnost využívat kanalizace atd.

Diskuse k problému trvale udržitelného rozvoje společnosti byla poměrně rozsáhlá, přesto však je zřejmé, že představa o obsahu tohoto termínu není jednotná, což ještě více ztěžuje nesnadné řešení výše uvedených problémů.

Vazba udržitelného rozvoje společnosti na všechny typy podzemních staveb je našetřím zřejmá – komunikační tunely, vodohospodářské štoly a tunely, komunální štoly (kolektory), podzemní sklady, zásobníky a úložiště umožňují racionální řešení využitím geoprostoru uvnitř urbanistických celků i v extravilánu.

III. konferenční sekce uvedla řadu konkrétních příspěvků k danému problému z různých částí světa, např. USA (rychlостní železniční tunely), Norska (podzemní sklady a čističky odpadních vod), Holandska (podzemní parkoviště).

Konference North American Tunnelling '96 měla vysokou odbornou úroveň a také byla dokonale zvládnuta organizačně. Lze si jen přát, aby příští konference ITA/AITES (Vídeň 1997) úspěšně navazovala v evropském prostředí na letošní zdařilou konferenci severoamerickou.

## PROČ PRÁVĚ SV. BARBORA

Po 40 letech „vědeckého“ ateismu se v dnešní době řada řemeslných cechů a povolání vrací ke svým patronům, kteří je dříve provázeli po celá staletí. Nejinak je tomu i u horníků a také tunelářů. A tak se u portálů tunelů začínají znovu objevovat výklenky ve sošce sv. Barbory. Na otázku, proč právě tato světice si vzala pod ochranu ty, jejichž každodenním chlebem je práce pod zemí, však málokdo dokáže přesně odpovědět.

S použitím literatury a konzultací s teology bych si dovolil uvést tento příběh.

Barbora se narodila pravděpodobně v roce 288 n. l. v maloasijské římské provincii Bithýnii, v jejím hlavním městě Nikomedii (dnešní severoturcký Izmit). Byla vychovávána v rodině bohatého pohanského kupce Dioskura. Pohanství v Nikomedii samozřejmě neznamenalo nihilismus či bezvěrectví, ale prozatím jen absence křesťanství. V dívčině nejbližším okolí se však hojně vyskytovalo křesťanské-sluzebnictvo. Tehdy ještě patřilo křesťanství výhradně chudým, vzdorovitým nebo jinak extravagantním lidem. Nebylo tedy divu, že bithýnští patriciové chránili svoje děti před Kristovým učením doslova jako před ďábelským mámením. Křesťanství totiž proti jejich vkusu příliš zdůrazňovalo rovnost lidí před Bohem a povinnost zaplatit posmrtně za špatné skutky z pozemského života. Navíc, jak známo, křesťanství obsahuje obecné atributy, zlehčující poněkud i dnes přeceňovaný význam moci a bohatství.

Vnímavá a mladá dívka Barbora Dioskurová měla svou vlastní hlavu. Kristovo učení se jí navíc skutečně líbilo a křesťanským kněžím proto dopřávala sluchu. Těm zase vyhovovalo, že prostřednictvím mladičké dívky vrážejí klín do žulového bloku pohanské víry místní aristokracie. Navíc Barbora byla výjimečně krásná a i duchem nadřazená svým vrstevnicím. Dívka začala kritizovat otcovu licoměrnost, s níž získával bohatství, aniž by přitom myslel na blaho ostatních lidí a města. Nelítostná dceřina kritika deptala jejího otce, ale ten zatím mlčel, protože mu dcera příliš připomínala zemřelou matku, kterou nade vše miloval.

Posléze se však otec Dioskuros dostával do kleští, když dceru sice zbožňoval, ale místní aristokracie jej odsuzovala za špatný příklad, který dává jeho mimořádně ušlechtilá a sličná dívka svým vrstevníkům.

A skutečně městem se začala šířit móda křesťanské víry. Mládeži se líbilo, jak se jejich pupkatí otcové třesou před dosud zcela neznámou vírou a jak se bojí ostrých kritických vět krásné a svůdné Barbory.

Dioskuros začal dívce nařizovat domácí vězení a když její nerespektovala, nechal pro ni na svém pozemku vystavět obytnou vížku, která jí měla chránit před křesťanskou věroukou. Tato vížka měla dvě okna, Barbora však poručila, aby do zdi prorazili ještě třetí otvor, čímž chtěla vyjádřit svou víru v existenci Svaté trojice. Když se to dozvěděl její otec, strašně se rozzuřil a chtěl dceru krutě potrestat. Ta před ním utíkala až do blízkého lesa, kde se před ní údajně rozevřela skála a ukryla ji.

Nutno říci, že tomuto „zázraku“ později příliš neuvěřily ani slovně křesťanské autority, kterým by se tato událost náramně hodila pro další šíření víry. Každému připadal tento zážrak poněkud přehnaný. Nicméně se pověst o obživlé skále dostala do podvědomí lidí v hornických krajích, kteří později ze sv. Barbory učinili svoji patronku.

Nelze než nevzpomenout skvělý Chrám sv. Barbory v Kutné Hoře, který byl vystavěn a zasvěcen Barboře díky pověsti o skále – záchrányni. Zde

se tedy naskytá vysvětlení, proč právě sv. Barbora, ale příběh však má ještě dramatické pokračování.

Když se dívka vrátila po čase domů, ukliďněný otec ji znovu zavřel do věže. V hraném hysterickém záchvatu Barbora předstírala, že umírá. Otec musel zavolat lékaře. Přivolaný lékař však byl křesťanský kněz, který dívku, jenž ještě nebyla pokřtěna, na místě pokřtil.

Zpráva o Barbořině křtu se rychle rozběhla městem. Mnozí bithýnští mladíci, vášnivě obdivující a milující barboru, se rovněž bez váhání nechali hromadně křtít. Křtění probíhalo přímo na ulicích a stalo se, z dnešního pohledu, módním výstředkem mládeže. Události dostávaly rychlý spád. Římský místodržící pohrozil, že všem křesťanům zabaví majetek a rodinu prodá do otroctví. Městská rada přivolala Dioskura a dala mu nůž na krk. Měl vydat svoji dceru soudu, jehož rozsudek byl znám už předem – smrt za zločin nepravé víry a podněcování ke vzpouře. Dioskuros souhlasil, že dceru vydá, protože věděl, že Barbora už předtím utekla z domu. Věřil, že tato bouře časem přejde a on svým vlivem a penězi zajistí dceřinu beztrestnost.

Dívka se dlouho schovávala, ale posléze její úkryt vyzradil jistý pastýř. Za trest se prý jeho ovce proměnily v luční kobylky, ale oproti tomuto zázraku vypadá i oživlá skála poněkud věrohodněji.

Barbora stanula před soudem a konečný rozsudek zněl: trest smrti stětím.

Dioskuros byl vyzván, aby dceři domluvil a ta aby se veřejně zřekla křesťanské víry, čímž by si zachránila život. I dnes mají kající větší cenu než hříšníci. Dioskuros padl před svou dcerou na kolena, ale pyšná a hrdá Barbora se nedala oblomit. Ne, nikdy nezradí Ježíše Krista a veřejně se jej nezřekne.

Římský místodržící a městská rada znásobila nátlak. Rozhodli, že Barbořinu popravu vykoná vlastní rukou její otec. Moudří muži doufali, že se Barbora teprve tohoto rozhodnutí pořádně zalekne a rychle se své víry zřekne. Nestalo se tak a celý případ se dostal do slepé uličky. Nikdo si původně nemyslel, že by bylo nutné dívku popravít a už vůbec ne rukou jejího vlastního otce. Verdikt však byl již vysloven.

Barbora svého otce přes všechny spory milovala a měla-li být popravena, nemohla si přát nic jiného, než zemřít rukou toho, kdo jí pomohl na svět. Na druhé straně pro otce nemohl pod širým nebem existovat hrůznější čin, než zbavit dceru života před zraky celého města.

Tragický osud otce a dcery vyřešil záhadný kněz jménem Origen. Přesvědčil Barboru i jejího otce, že nelze vzdorovat osudu a že oba zemřou bez bolesti a v téže vteřině. Kněz předložil oběma důkazy, z nichž bylo jasné, že se má stát to, co se nepochybně stane. Otec i dcera se smířili s osudem a dobrovolně se vzdali pozemského života. Na popravu kráčeli vedle sebe a podpírali jeden druhého v jakémsi odevzdaném jasnozření a upírali pohledy ke knězi, který jim na dálku dodával podivuhodnou sílu.

Barbora poklekla, desítky jejich ctitelů a obdivovatelů vyjekli hrůzou, otec se rozmáchl a t'al. Dívčina hlava odpadla a ve stejnou chvíli padl k zemi mrtev i Dioskuros. Na co zemřel? Ranila ho mrtvice nebo byl jeho život načasován k tomuto okamžiku? Kdo ví, jistě však bylo, že záhadný kněz ve stejné chvíli zmizel a to přes přítomnost stovek ozbrojenců, kteří vytvořili neprodyšný kruh. A tak zmizení kněze Origona se stalo jediným prokázaným zázrakem, jenž se přihodil v případě nešťastné Barbory, kterou za několik století římská církev prohlásila za mučednici a svatořečila ji. Z dobového podání očitých svědků se však dochovalo, že Barbora neprojevila před smrtí ani známku strachu a před popravou se dokonce usmívala, což prý dodnes dosvědčují dopisy v císařském archivu.

Smrt Barbory je tedy provázána především záhadným zmizením kněze Origona před tisíci svědků, ale to už je pak jiný příběh. Křesťanská věrouka tento fakt potlačila a zdůraznila okolnost, že dívka kráčela na smrt s úsměvem a to díky svému neochvějnému křesťanskému přesvědčení.

Barbora je dodnes v křesťanském světě uctívána jako nebeská zproštěkovaatelka šťastné hodiny smrti. A to je snad jeden z dalších důvodů, proč si tuto světici vybrali za patronku horníci a tuneláři právě díky své práci, která dodnes obnáší nemalá rizika a nebezpečí.

Na závěr je třeba podotknout, že sv. Barboru si za patronku zvolili prý také architekti, básníci a dokonce i dělostřelci. Dodnes se také 4. prosince drží zvyk řezání trešňových větviček - barborek, aby pak rozkvétaly o Vánocích.



1926 – 1996 JIŽ 70 LET V INŽENÝRSKÉ GEOLOGII A GEOTECHNICE



SG GEOTECHNIKA, a. s.  
Geologická 4, 152 00 Praha 5

Tel. 02/581 8440, 581 8040, 581 8490  
Fax: 02/581 7995, 581 8040, 581 8590

# Stavební geologie GEOTECHNIKA a.s.

## NABÍZÍME, ZAJIŠŤUJEME, REALIZUJEME

- Průzkumné práce
- Konzultace a odborné porady
- Technický dozor investora
- Geotechnický monitoring
- Speciální polní zkoušky a měření
- Znaleckou činnost

## V CELÉM ROZSAHU DISCIPLÍN

- Geotechnika
- Inženýrská geologie
- Zakládání staveb
- Ochrana životního prostředí
- Geomechanika
- Hydrogeologie
- Geofyzika
- Inženýrská seismologie

Pro všechny druhy staveb, zejména pro stavby geotechnické (podzemní stavby a tunely, zářezy, násypy, zemní konstrukce, skládky) a geotechnické konstrukční prvky staveb (základy, piloty, speciální zakládání)



## METROPROJEKT PRAHA akciová společnost

Zajišťujeme veškerou přípravnou, projektovou i prováděcí dokumentaci, autorský dozor a inženýrskou činnost ve všech oblastech inženýrských, dopravních i pozemních staveb, ekologických staveb, technologických zařízení, mobilních strojů, zařízení a řídicích systémů

**JSME SPOLEČNOST, KTERÁ VYPROJEKTOVALA PRAŽSKÉ METRO A GARANTUJEME KAŽDÉMU ZÁKAZNÍKOVI ÚSPĚŠNÉ VYŘEŠENÍ VELKÝCH A NEOBVYKLÝCH INVESTIC VE VYSOKÉ KVALITĚ**

Ing. Jiří Pokorný  
Ing. Georgij Romancov

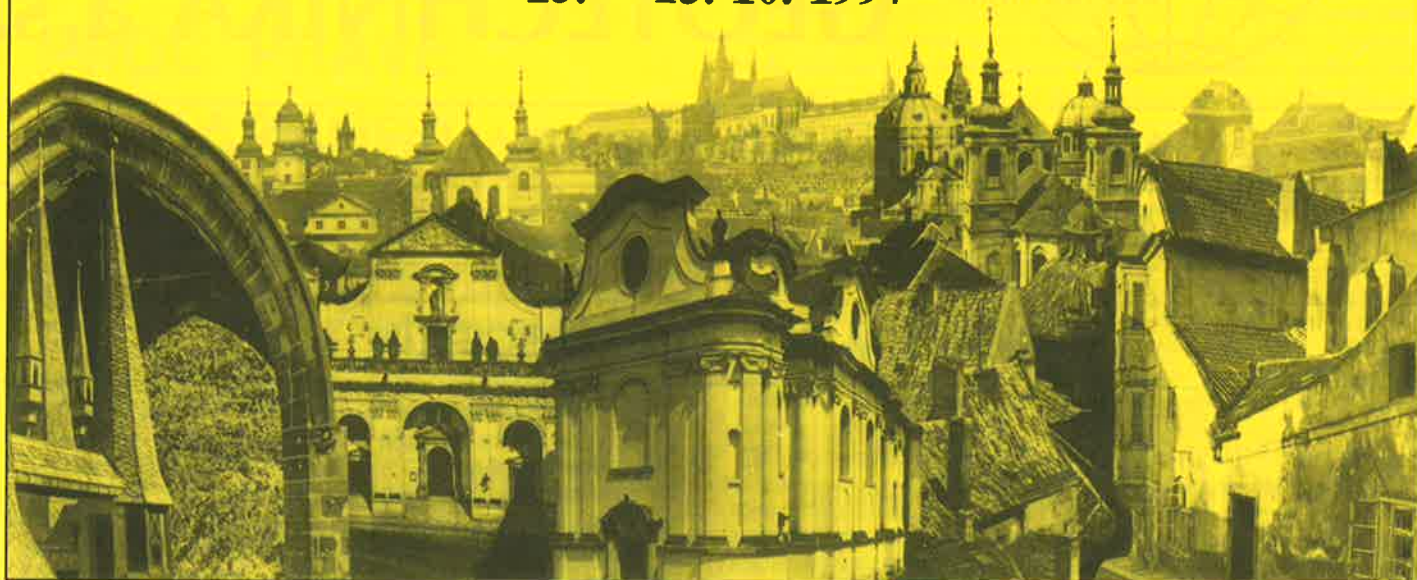
ředitel a. s.  
technický náměstek

tel.: 02/2424 0025  
tel.: 02/2422 9734

Kontaktní adresa:

nám. I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2 - Nové Město  
tel.: 02/2421 4382 fax: 02/2424 0051

**ČESKÝ TUNELÁŘSKÝ KOMITÉT**  
**ITA / AITES**  
**VÁS ZVE NA KONFERENCI PODZEMNÍ STAVBY '97**  
**PRAHA ČESKÁ REPUBLIKA**  
**13. – 15. 10. 1997**



AKCIOVÁ SPOLEČNOST



TEL./FAX: 02/397 648

**NÁDRAŽNÍ 25, ROZTOKY U PRAHY, 252 63**

**PODZEMNÍ INŽENÝRSTVÍ, HORNICKÁ ČINNOST**

STROJNĚ I KLASICKY

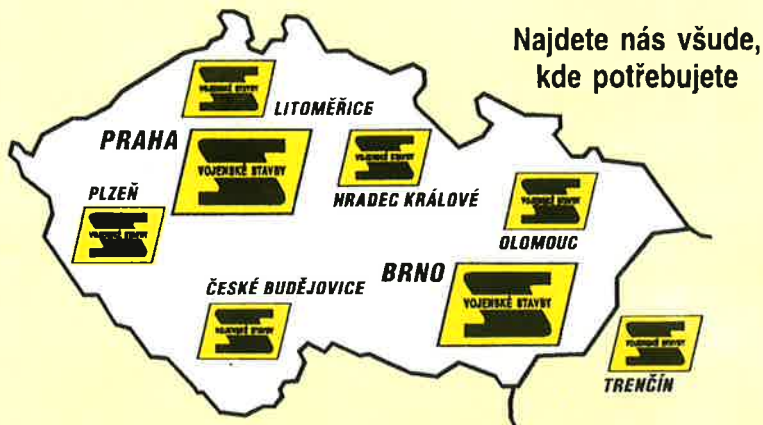
**INŽENÝRSKÉ A PRŮMYSLOVÉ STAVBY**

KANALIZAČNÍ ŘADY, PÁTEŘNÍ ŠTOKY, VODOVODY, PLYNOVODY,  
KALOVODY, PRŮMYSLOVÉ HALY

**BYTOVÁ A OBČANSKÁ VÝSTAVBA**

RODINNÉ DOMY, ADMINISTRATIVNÍ BUDOVY, REKONSTRUKCE OBJEKTŮ





# VOJENSKÉ STAVBY

**AKCIOVÁ SPOLEČNOST**

**REVOLUČNÍ 3, 110 15 PRAHA 1**

**TEL. 248 115 65, FAX 248 151 61**

o. z. POSISTA  
pozemní stavby  
a rekonstrukce  
Za opravnou 276/8  
151 23 Praha 5 - Motol  
tel.: 02/55 87 41  
fax: 02/55 88 95

o. z. DOMEN  
pozemní stavby  
a rekonstrukce  
Kotorovská ulice 168  
315 00 Plzeň - Kotorov  
tel.: 019/724 36 81  
fax: 019/724 18 98

o. z. České Budějovice  
pozemní stavby  
a rekonstrukce  
Dobrovodská silnice  
370 06 České Budějovice  
tel.: 038/731 25 69  
fax: 038/343 49

o. z. SESTA  
pozemní stavby  
a rekonstrukce  
Kamýčká 17  
412 01 Litoměřice  
tel.: 04/56 21  
fax: 0416/60 73

o. z. POZISTAV  
pozemní stavby  
a rekonstrukce  
ul. Br. Štefanů,  
pošt. př. 7  
500 63 Hradec Králové  
tel.: 049/498 111  
fax: 049/541 00 34

o. z. Brno  
pozemní stavby  
a živičné vozovky  
Václavská 102  
639 00 Brno - Přízřenice  
tel.: 05/433 211 06  
fax: 05/432 113 43

o. z. Olomouc  
pozemní stavby  
a prefabrikáty  
Holická 28  
772 00 Olomouc - Nový Svět  
tel.: 068/522 53 84  
fax: 068/281 42

o. z. Brandýs nad Labem  
pozemní a ekologické  
stavby  
Lukavecká 1732  
193 00 Praha 9 - H. Počernice  
tel.: 02/865 241  
fax: 02/685 54 24

o. z. Dopravně  
inženýrské stavby  
Inženýrské stavby,  
komunikace, skládky  
odpadů  
Staňkova 18, 602 00 Brno  
tel.: 05/413 213 21  
fax: 05/412 112 04

o. z. BARABA  
pozemní stavby, tunel  
a mosty  
Zemské právo 5  
102 00 Praha 10 - Hostivař  
tel.: 02/75 26 41, 75 27 41  
fax: 02/75 75 32

o. z. ETIS  
tunely, pozemní stavby,  
speciální zakládání  
destrukce  
Hůlkova ul.  
197 00 Praha 9 - Kbely  
tel.: 02/850 72 51  
fax: 02/850 15 11

o. z. Inženýrské činnosti  
Praha  
Inženýrská činnost  
Sokolovská 278  
180 44 Praha 9 - Vysočany  
tel.: 02/660 972 95  
fax: 02/663 125 62

o. z. ENG  
Inženýrská činnost  
a projekce  
Sokolovská 278  
180 44 Praha 9 - Vysočany  
tel.: 02/660 973 42  
fax: 02/663 125 72

o. z. Moraviny Brno  
Inženýrská činnost  
a projekce  
Staňkova 18, 602 00 Brno  
tel.: 05/413 213 21  
fax: 05/412 140 21

o. z. STA Trenčín  
pozemní a inženýrské stavby  
Šrobárova 28  
914 51 Trenč. Teplice, SR  
tel.: 0831/923 183  
fax: 0831/92 32 78

o. z. Technických  
zařízení Horní Počernice  
elektromontáže  
Lukavecká 1732  
193 00 Praha 9 - H. Počernice  
tel.: 02/685 50 57, 685 61 71  
fax: 02/685 50 55

o. z. DOZA  
ocelové konstrukce, plastová  
a dřevěná okna, izolační  
dvojskla, vzduchotechnika,  
elektrické rozvaděče  
Lukavecká 1732  
193 00 Praha 9 - H. Počernice  
tel.: 02/865 241  
fax: 02/685 61 20, 86 59 43

o. z. DAST  
doprava a zemní práce  
velkého rozsahu  
Čimická 809/53  
181 04 Praha 8 - Čimice  
tel.: 02/855 17 90  
fax: 02/855 77 48

o. z. Dopravně  
mechanizační Brno  
doprava a zemní práce  
velkého rozsahu  
Václavská 102  
656 40 Brno - Přízřenice  
tel.: 05/433 211 06  
fax: 05/432 136 01

o. z. Výpočetní techniky  
prodej a opravy  
výpočetní techniky  
V mezihorí 2  
180 00 Praha 8 - Libeň  
tel.: 02/663 103 50  
fax: 02/683 59 69

o. z. Služeb  
provoz rekreačních zařízení  
a ubytoven  
V mezihorí 2  
180 00 Praha 8 - Libeň  
tel.: 02/663 103 50  
fax: 02/683 67 49



**HOTELY  
NEMOCNICE  
ADMINISTRATIVNÍ  
BUDOVY**

**BANKOVNÍ DOMY  
NÁKUPNÍ CENTRA  
REKONSTRUKCE**



**RODINNÉ DOMKY  
NA KLÍČ  
BYTOVÁ VÝSTAVBA**



**VÝROBNÍ A SKLAD.  
OBJEKTY  
EKOLOGICKÉ  
STAVBY**



**TUNELY  
ŠTOLY  
PODZEMNÍ STAVBY**

**DÁLNIČNÍ A LETIŠTĚ  
MOSTY A LÁVKY  
KOMUNIKACE**



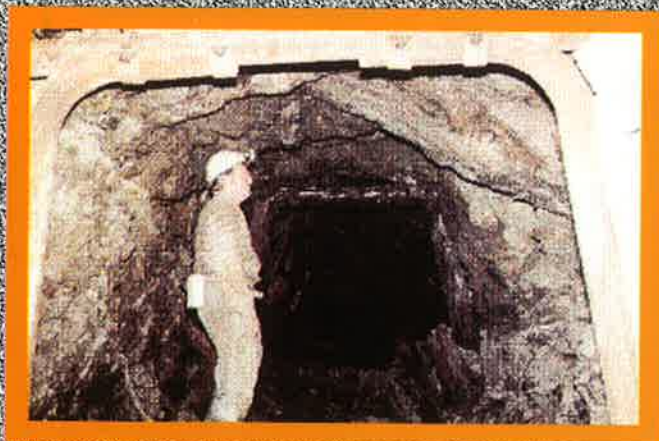
**ZAKLÁDÁNÍ STAVEB  
SKLÁDKY ODPADU  
ZEMNÍ PRÁCE  
DOPRAVA**

*Rychle a kvalitně  
dodáme i na klíč  
jakoukoli stavbu  
na zemi i pod zemí*





# URÁNOVÝ PRIESKUM A EKOLOGICKÉ STAVBY s.r.o. Spišská Nová Ves



## PONUKA BANSKÝCH PRÁC

Tunely

Štôlne

Jamy

Kolektory

Kanalizačné zberače

Podzemné privádzače

Zásobníky, garáže a sklady

## OSTATNÉ PRÁCE

Ekologické stavby

Pozemné staviteľstvo

Vrtné práce

Geologické a geofyzikálne práce

Geodetické a kartografické práce

Laboratórne práce

Dopravné práce

Drevárska výroba



Mapa rádioaktivity Slovenska



Adresa:

Fráňa Kráľa 2

052 80 Spišská Nová Ves

Tel.: 0042/965/423745-7 ústredňa

0042/965/425182 sekretariát

Fax: 0042/965/425548

MODERNA SPOLAHLIVÁ FIRMA S VIAC  
AKO 35 ROČNOU TRADÍCIOU