

Tunnel

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

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



ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH AND SLOVAK TUNNELLING COMMITTEES

AD SERVIS TERRABOR, s. r. o.

Bělohorská 157/188
169 00 Praha 6

AMBERG ENGINEERING BRNO

Orlí 27
602 00 Brno

AQUATIS, a. s.

Botanická 56
656 32 Brno

CARBOGROUTING, a. s.

Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

CARBOTECH-BOHEMIA, s. r. o.

Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

ČERMÁK A HRACHOVEC s. r. o.

Smíchovská 31
Praha 5-Řeporyje

DESCRIBO, s. r. o.

Stavební projekty
U krčského nádraží 19
140 00 Praha 4

ELTODO, a. s.

Novodvorská 1010/14
142 00 Praha 4

EREBOS, s. r. o.

Malé Svatoňovice 249
542 34

GEOTEST, a. s.

Šmahova 112
659 01 Brno

IKE, s. r. o.

Plzeňská 166
150 00 Praha 5

ILF CONSULTING

ENGINEERS s. r. o.
Jirsikova 5
186 00 Praha 8

INGSTAV BRNO, a. s.

Kopečná 20
675 15 Brno

INGUTIS CZ, s. r. o.

Třeboradická 1/1275
182 00 Praha 8

INSET s. r. o.

Novákových 6
180 00 Praha 8

INŽENÝRING

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

INŽENÝRSKÉ KONSTRUKCE

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

KANKOL, s. r. o.

Nový Jáchymov 48
267 03 Hudlice, okr. Beroun

METROPROJEKT Praha, a. s.

I. P. Pavlova 1786/2
120 00 Praha 2

METROSTAV a. s.

Dělnická 12
170 04 Praha 7

OKD, DŮLNÍ PRŮZKUM

A BEZPEČNOST, a. s.
739 21 Paskov

POHL, a. s.

Nádražní 25
252 63 Roztoky u Prahy

PŮDIS, a. s.

Nad vodovodem 2/169
100 00 Praha 10

SATRA, s. r. o.

Podhoří 2879
276 01 Mělník

SG GEOTECHNIKA, a. s.

Geologická 4
150 00 Praha 5

SOLETANCHE ČR, s. r. o.

K Botiči 6
101 00 Praha 10

STAVEBNÍ FAKULTA ČVUT

Tháškova 7
166 29 Praha 6

STAVEBNÍ FAKULTA VUT

Veveří 95
662 37 Brno

SUBTERRA a. s.

Bezová 1658
147 14 Praha 4

SUDOP, a. s.

Olšanská 1a
130 80 Praha 3

TUBES, s. r. o.

Londýnská 29
123 00 Praha 2

ŮSTAV GEONIKY AV ČR

Studentská ul.
708 33 Ostrava-Poruba

VIS, a. s.

Bezová 1658/1
147 00 Praha 4

VODNÍ STAVBY PRAHA, a. s.

divize 03
Dobronická 635
148 25 Praha 4

VOJENSKÉ STAVBY, a. s.

Revoluční 3
110 15 Praha 1

VOKD, a. s.

Českoobratrská 7
701 40 Ostrava

VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ

tř. 17. listopadu
708 33 Ostrava-Poruba

ZAKLÁDÁNÍ GROUP, a. s.

Rohanský ostrov
180 00 Praha 8

ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ

BRNO, a. s., DIS

Heršpická 1
639 00 Brno

BANSKÉ STAVBY, a. s.

Košovská cesta 16
971 01 Prievidza

DOPRASTAV, a. s., GR

Drieňová 27
826 56 Bratislava

DOPRAVOPROJEKT, a. s.

Kominárska 2
832 03 Bratislava

GEOCONSULT, a. s.

Werferova 1
040 11 Košice

GEOCONSULT, spol. s r. o.

Drieňová 27
826 56 Bratislava

GEOMONTA, spol. s r. o.

Sebedražská cesta 7
971 01 Prievidza

GEOSTATIK, spol. s r. o.

Bytčická 32
010 39 Žilina

HYDROSANING

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 50 Bratislava

INGEO, a. s.

Bytčická 16
010 01 Žilina

INŽINIERSKE STAVBY, a. s.

Priemyselná 7
042 45 Košice

IZOFOL, spol. s r. o.

Odborárska 52
831 02 Bratislava

KERKO, a. s.

Tomášikova 35
043 22 Košice

MAGISTRÁT hl. m. Bratislavy

Primaciálne nám. 1
814 99 Bratislava

RUDNÝ PROJEKT,

Inžiniering, a. s.
Festivalové nám. 1
041 95 Košice

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST

Továrenská 7
813 44 Bratislava

SLOVENSKÉ TUNELY spol. s r. o.

Lamačská 16
841 03 Bratislava

SOLHYDRO, spol. s r. o.

Ml. nivy 61, P. O. BOX 31
820 06 Bratislava

STRENA, spol. s r. o.

P. O. BOX 71, Ružova dolina
820 13 Bratislava

STU Bratislava, Stavebná fakulta

Radlinského 11
813 68 Bratislava

ŠPECIÁLNE ČINNOSTI

Ing. Ján Fabrický
Kuklovská 60
841 05 Bratislava

TECHNICKÁ UNIVERZITA

KOŠICE,
Fakulta Berg

Letná 9
042 00 Košice

TERAPROJEKT, a. s.

Podunajská 24
821 06 Bratislava

TUNEL NRC-SBS

Račianska 190
831 05 Bratislava

UNIVERZITA KOMENSKÉHO

Katedra inž. geológie
Mlynská dolina
842 15 Bratislava

URANPRES, spol. s r. o.

F. Kráľa 2
052 80 Spišská Nová Ves

ŮSTAV GEOTECHNIKY SAV

KOŠICE
Watsonova 45
040 01 Košice

VÁHOSTAV, a. s., GR

Hlínská 40
011 18 Žilina

VŠDS Žilina,

Stavebná fakulta
Komenského 52
010 26 Žilina

VUIS – Zakladanie stavieb,

spol. s r. o.
Lamačská 8
817 14 Bratislava

ŽELEZNICE SR, GR

Klemensova 8
813 61 Bratislava

8. ROČNÍK, č. 1/99
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. Pavol Kusý, generálny riaditeľ, TERRAPROJEKT, a.s.	str. 1
Diskontinuální analýza podzemních staveb v horninovém masivu ordovických břidlic	str. 3
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Stavební fakulta ČVUT Dr. Ing. Jiří Pícha, Geotec, s.r.o.	
Průzkumná štola Mrázovka - odvození modelu mechanického chování horninového masivu z výsledků měření in situ	str. 8
Ing. Marta Doležalová, CSc., Ing. Vlasta Zemanová, Ing. Jaroslav Danko, DOLEXPART-GEOTECHNIKA, PRAHA	
Velkoprofilové tunely u a.s. Metrostav	str. 16
Ing. Miroslav Koleckář, Ing. Václav Soukup, METROSTAV a.s., divize 5 Tunel Sitina – environmentálne súvislosti návrhu dálničného tunela v Bratislave	str. 22
Ing. Miloslav Frankovský, TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava	
Podzemní parkoviště v Moskvě	str. 28
Pavel Jurkevič, YURKEVICH and Co., inženýrská s.r.o., Bělorusko	
Návrh příčného řezu tunelu s ohledem na možná kolizní místa s průjezdním průřezem	str. 34
Ing. Ladislav Pazdera	
Pevnostní a deformační vlastnosti vysokopevnostních betonů	str. 37
Doc. Ing. Michail Lembák, CSc., VŠB - TU Ostrava Doc. Ing. Julij Kočetkov, CSc., Státní univerzita - Lvovská polytechnika	
Diana nebyla jen bohyně lovu	str. 41
Ing. Jiří Kazda, České dráhy, s.o.	
Technické zajímavosti	str. 44
Spravodajstvo zo Slovenského tunelářského komitétu	str. 46
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu ITA/AITES	str. 47
Zprávy z tunelářských konferencí	str. 48
Bibliografie členů	str. 49

REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar – IKE, s.r.o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloslav Novotný – VODNÍ STAVBY PRAHA a. s., divize 03
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Přebyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

VYDAVATEL

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

REDAKCE

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

Sazba, tisk: GRAFTOP

Fotografie na obálce: Tunel Branisko – západní portál

VOLUME 8, No. 1/99
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunnel

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

CONTENTS

Editorial: Ing. Pavol Kusý, General director, TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava	pg. 1
Discontinuous analysis of underground structures in a rock massif of Ordovician shales	str. 3
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Stavební fakulta ČVUT Dr. Ing. Jiří Pícha, Geotec, s.r.o.	
Mrázovka exploratory adit - modelling of rock mass mechanical behaviour according to field measurements	str. 8
Ing. Marta Doležalová, CSc., Ing. Vlasta Zemanová, Ing. Jaroslav Danko, DOLEXPART-GEOTECHNIKA, PRAHA	
Big profile tunnels of Metrostav, a.s.	str. 16
Ing. Miroslav Kolečkář, Ing. Václav Soukup, METROSTAV a.s., division 5	
Sitina tunnel - environmental coherence of the motorway tunnel project in Bratislava	str. 22
Ing. Miloslav Frankovský, TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava	
Underground parking-garage in the Revolution Square in Moscow	str. 28
Pavel Jurkevič, YURKEVICH and Co., Engineering Society Ltd, Republic of Belarus	
Design draft of the tunnel cross section with respect to eventual collision points with the traffic clearance	str. 34
Ing. Ladislav Pazdera	
Strength properties and deformation ones of high-strength concretes	str. 37
Doc. Ing. Michail Lembák, CSc., Mining University VŠB - TU Ostrava Doc. Ing. Julij Kočetkov, CSc., State University - Technical University, Lvov	
Diana was not only the goddess of hunting	str. 41
Ing. Jiří Kazda, Czech railways, s.o.	
Technical matters of interest	str. 44
Czech Tunnelling Committee reports	str. 46
Slovak Tunnelling Committee reports	pg. 47
News from tunnelling conferences	str. 48
Bibliography	str. 49

EDITORIAL BOARD

Chairman: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar – IKE, s.r.o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloslav Novotný – VODNÍ STAVBY PRAHA, a. s., divize 03
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

PUBLISHED FOR SERVICE USE

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

OFFICE

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

Printed: GRAFTOP

Cover photo: Branisko tunel – the western portal



VÁŽENÍ ČITATELIA,

DEAR READERS,

ešte pred pár rokmi sme netušili ako spoločensko-politické i ekonomické zmeny zasiahnu do nášho osobného i profesného života, mnohí pozerali do budúcnosti s obavami, ale i novými nádejami.

Jednoznačným pozitívom a prínosom vývoja posledného obdobia je pre nás, tunelárov a podzemných staviteľov, po desaťročiach útlmu tunelárstva na Slovensku razantný rozmach tohto odvetvia. V roku 1993 sa začal realizovať komplexný projekt prípravy a výstavby diaľnic ako nevyhnutnej podmienky pre dobudovanie dopravnej infraštruktúry Slovenska a jeho zapájania sa do európskeho dopravného systému.

Na novobudovanej diaľničnej sieti je potrebné, vzhľadom na geomorfologickú členitosť územia vybudovať 17 diaľničných, v prvej etape väčšinou jednorúrovňových tunelov, o celkovej dĺžke takmer 40 km. Podľa pôvodného harmonogramu prijatého vládou SR sme stáli pred úlohou vo veľmi krátkom čase a v nebyvalom tempe (do r. 2005) naprojektovať a následne i vybudovať tieto nie najjednoduchšie inžinierske diela. Napriek obavám pesimistov o odbornej spôsobilosti a kapacitných možnostiach, možno dnes pri pohľade do krátkej minulosti a na základe doterajších výsledkov z rozbehu tunelových stavieb s určitosťou konštatovať, že tento ambiciózný program sa začal úspešne naplňať a pochybnosti o schopnostiach zvládnuť výstavbu tunelov odborne, projekčne, stavebne, s výkonmi a v kvalite bežnej vo vyspelých tunelárskych krajinách sa definitívne rozplynuli.

V súčasnosti úspešne prebieha razenie tunela Branisko s predpokladanou prerážkou v polovici tohto roku.

Razí sa prieskumná štôlna pre tunel Višňové dĺžky 7,4 km. Výstavba tunela 600 m dlhého Horelica začala razením pilotnej štôlne.

Tak ako sa nenaplnili obavy z technického a časového zvládnutia výstavby tunelov na Slovensku, potvrdili sa obavy súvisiace s financovaním tohto investične náročného projektu, a v súčasnosti sa nachádzame v období, v ktorom sa hľadá dlhodobý model financovania dostavby diaľničnej siete úmerný možnostiam hospodárstva SR.

Do roku 1999 teda vstupujeme s väčším sebevedomím, potvrdeným výsledkami práce z prípravy a výstavby tunelov z obdobia rozbehu výstavby diaľnic, s vedomím, že napriek spomaleniu tempa a rozdelenia výstavby tunelov na dlhšie časové obdobie nás všetky tieto krásne stavby čakajú.

even some years ago, we did not anticipated how much social, political and economic changes will affect our private and professional life. Many of us expected the future with anxiety but with new hopes too.

High tide of tunnel engineering in Slovakia, after decades of attenuation, that is an unambiguous positive quality and merit for us, tunnelling engineers and underground builders within the last period. In the year 1993 there was the start for realizing the complex programme of preparations and construction of motorways as the unavoidable condition for completing the transport infrastructure of Slovakia and its integration into the European transport system.

It is necessary, with respect to the geomorphological variety of the territory, to provide the new motorway network with 18 tunnels, in the first stage mostly single tube ones, of the total length of nearly 40 km. According to the original programme, accepted by the government of the Slovak Republic, we had the task to design and to build said not very easy engineering structures in a very short time (till the year 2005). In spite of fears of pessimists concerning the professional competence, ability and capacity possibilities, it is possible these days, when looking back into the short past and on the basis of hitherto existing results in the progress of tunnel construction, to state that this ambitious programme is successfully performed. Fears on abilities and competence to realize the construction of tunnels by our engineers, designers and builders, with outputs and in the quality, usual in advanced tunnelling countries, disappeared completely.

These days there goes on a successful driving of the Branisko tunnel, and the supposed through driving should be made in the half of this year.

The trial gallery for the Višňová tunnel, 7.4 km long, is under construction. The construction of the Horelica tunnel, 600 m long, started by driving the pilot drift.

Fears concerning the technical and time manageability of the construction of tunnels in Slovakia showed to be false, but fears concerning funding this financially exacting programme showed to be realistic. At present we are in the period, in which we are looking for a long-term funding model for completing the motorway network, being proportional to possibilities of the economic situation of the Slovak Republic.

We enter the year 1999 with a higher self-confiden-

V tomto období, tak žičlivom pre tunelárov vznikla v septembri 1996 i nová projekčná a inžinierska organizácia Terraprojekt a. s. Bratislava. Podarilo sa získať skúsených projektantov s dlhoročnými skúsenosťami i mladých ambiciózných inžinierov a v krátkej dobe vytvoriť kvalitný kolektív na vysokej profesionálnej úrovni.

Náš prvý veľký projekt – realizačná dokumentácia tunela Branisko bol výzvou ale i možnosťou vyskúšať si svoje schopnosti a zúročiť skúsenosti z obdobných stavieb, a v spolupráci s našimi profesnými kolegami z Čiech, ale i poprednými odborníkmi z Rakúska a kolegami z dodávateľských organizácií zúčastniť sa na výstavbe prvého, v súčasnosti úspešne razeného diaľničného tunela.

Terraprojekt a. s., ktorý možno bez nadsázky povedať vyrástol na projektoch podzemných stavieb, dnes však už poskytuje komplexné projekčné, inžinierske a konzultačné činnosti v širokej škále inžinierskych, dopravných ale i pozemných stavieb, inžinierskych sietí a skládok odpadov o čom svedčí viacero menších, ale i väčších projektov, ktoré sme spracovali. Príkladom sú DÚR 3,1 km dlhého úseku diaľnice D2 v Bratislave včítane tunela Sitina, technická štúdia diaľničného úseku D61 Viedenská cesta–Prístavný most, viaceré projekty razených kanalizačných zberačov.

Verím, že tak ako nám bolo doposiaľ dopriať, i v budúcnosti prispejeme svojim dielom k rozvoju podzemného staviteľstva, a to i cez stránky tohto časopisu, najmä však, že sa budeme stretávať a spolupracovať, vážení profesní kolegovia a priaznivci, pri projektovej príprave ale i realizácii mnohých nových stavieb, k čomu nám všetkým prajem veľa zdaru.

ce, supported by results of our work on the preparation and construction of tunnels during the starting period of the motorway construction, knowing that in spite both of the slowed down pace and of the decision to realize the tunnel construction within a longer period, all said nice constructions are expecting us and we are looking forward to them.

In this period, so favourable for tunnelling engineering, a new designing and engineering company Terraprojekt, a. s., Bratislava, was established in September 1996. The effort to employ both experienced designers with experience gained within many years and young ambitious engineers was successful, and within a short period there was formed a very good team of a high quality professional level.

Our first big work – working plans and documentation of the Branisko tunnel, it was a challenge, but it was also a possibility to test our abilities and competence, and to utilize the experience gained in analogous structures. Moreover, it was also the possibility, in cooperation with our professional Czech colleagues, with prominent Austrian experts and with colleagues from supplier firms, to take part in the construction of the first motorway tunnel in Slovakia, the driving of which is going on successfully.

Terraprojekt, a. s., the reputation of which was based on building plans of underground structures, provides, at present, complex designing activities, engineering and consulting ones, within the large range of engineering structures, transport and surface ones, engineering networks and dumps. Said activities have been proved by many smaller and bigger designs made by us. As an example we can mention a 3.1 km long section of the motorway D2 in Bratislava, including the Sitina tunnel, the technical study of the motorway section D61 Vienna Road – Prístavný bridge, and many designs of driven sewerage collectors.

I believe that we will take part in the development of the underground engineering, as till the present time even in the future too, viz. even by means of pages of this journal, but especially when meeting you and cooperating with you, dear professional colleagues and friends, both at design preparations and realization of many new constructions. I wish you and us professional success in all building activities.



Ing. Pavol Kusý, CSc.
riaditeľ Terraprojektu a.s.
a podpredseda STK-ITA/AITES
Manager of Terraprojekt, a.s.
and Vice-Chairman of the
Slovak Tunnelling Committee ITA/AITES

DISKONTINUÁLNÍ ANALÝZA PODZEMNÍCH STAVEB V HORNINOVÉM MASIVU ORDOVICKÝCH BŘIDLIC

DISCONTINUOUS ANALYSIS OF UNDERGROUND STRUCTURES IN A ROCK MASSIF OF ORDOVICIAN SHALES

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DRSC., FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
OF THE CZECH TECHNICAL UNIVERSITY
DR. ING. JIŘÍ PÍCHA, GEOTEC, CO. LTD

1. ÚVOD

Automobilové tunely Mrázovka budou součástí pražského městského okruhu a vytvářejí spojnici Barrandovského mostu (s vazbou na dálnici D1 a D5) a Strahovského tunelu, na který přímo navazují mostní rampovou konstrukcí. Vlastní tunelový objekt, podcházející vrch Mrázovku, bude tvořen dvěma třípruhovými troubami – západní tunelovou troubou (ZTT) a východní tunelovou troubou (VTT). Obě trouby se dále větví na dvoupruhovou a jednopruhovou troubu před vyústěním v oblasti ulice Radlická. Celková délka ražených tunelů je cca 2,2 km. Výška nadloží tunelů se mění od 5 metrů u portálů až do 80 m pod Pavím vrchem. Podrobnější technické údaje o tunelech Mrázovka jsou v [1] a taktéž v článku Řešení tunelů pod Mrázovkou (Dvořák, J. et al) v minulém čísle TUNELU (4/98).

Z hlediska geologického [2] tvoří skalní podloží v oblasti tunelů Mrázovka horniny severovýchodní části ordovické Barrandienské synklinály. Celý ordovický komplex představuje pestrá škála střídajících se pelitických až psamitických hornin. V oblasti tunelů můžeme vyčlenit skupiny hornin s podobnými podmínkami vzniku, a tedy i s podobným petrografickým složením. Jsou to jílovité až jílovitoprachovité břidlice s vyšším stupněm rekrystalizace jílových minerálů (břidlice libeňské), prachovité, písčité až drobové břidlice (souvrství letenské – monotónní vývoj), flyšová souvrství s vysokým podílem souvrství pískovců a křemenců (křemence řevnické a souvrství letenské), pokrývkné útvary jsou tvořeny šterkopísky, svahovými hlinami a navážkami.

Za kritické místo je považován profil v ul. Ostrovského (km 14,850 VTT), kde při šířce výrubu 16,3 m činí celková výška nadloží pod zástavbou cca 16 metrů,

1. INTRODUCTION

The vehicular tunnels Mrázovka will be a part of the Prague city circle and they form a connection between the Barrandov bridge (with linking up to the motorway D1 and D5) and the Strahov tunnel, to which they link up directly by means of a bridge ramp structure. The proper tunnel structure, passing through the Mrázovka hill, will be formed by two three-lane tubes, viz. the western tunnel tube (WTT) and the eastern tunnel tube (ETT). Both tubes are then bifurcated in a double-lane tube and a one-lane tube, before their entering into the area of Radlická street. The total length of the driven tunnels is about 2.2 km. The overburden depth varies from 5 meters as to portals, up to 80 m under Paví Vrch. Technical data with more details concerning the tunnels Mrázovka are mentioned in [1] and also in the article Solution of the tunnel under Mrázovka (Dvořák, J. et al) in the last issue of the journal TUNEL (4/98).

From the geological point of view [2], the rocky bedrock in the area of the Mrázovka tunnels is formed by rocks of the north-eastern part of the Ordovician Barrandian syncline. The whole Ordovician complex represents a wide scale of alternating pelitic up to psamitic rocks. In the tunnel area we may determine groups of rocks with similar origin conditions, and so even with a similar petrographic composition. They are clayish shales up to clayish-silt shales with a higher recrystallizing grade of clayish rocks (Libeň shales), clayish shales, sandy ones up to greywacke shales (Letná measures – monotonous development), flysh measures with a high portion of sandstone measures and quartzite ones (Řevnice quartzite and Letná measures), overburden formations are formed by gravel sands, slope clays and made-up grounds.

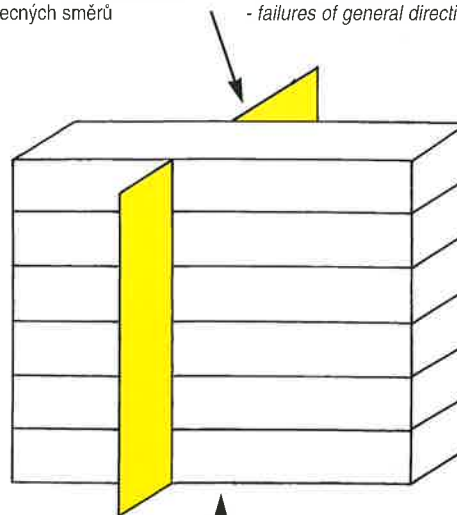
As a critical place there may be considered the profile in the street Ostrovského (km 14.850 ETT), where – at the excavation width 16.3 m, the total depth of the overburden under the built-up area is about 16 m, of which the roc-



Obr. 1: Proinjektované diskontinuity libeňských břidlic vysokotlakou injektáží
Discontinuities of Libeň shales injected by high pressure grouting

Možná příčná oslabení masivu
- pukliny kolmé na vrstevnatost
- tektonické ohlavy obecných směrů
- poruchy obecných směrů

Possible cross weakening of the massif
- cracks normal to a layered structure
- tectonic polishes of general directions
- failures of general directions



Jednotlivé vrstevní diskontinuity | Individual layer discontinuity

Obr. 2: Způsoby modelování vrstevnatého horninového masivu
Simulating methods of a bedded layer rock massif

z toho výška skalního nadloží libeňských břidlic je pouze 9 m nad západní tunelovou troubou. Zmíněné kritické místo je zachyceno na obr. 3 výše zmíněného článku (Dvořák, J. et al). Skladba geologických vrstev posuzovaného úseku je: navážky, deluviální sedimenty, libeňské břidlice rozložené, zvětralé, navětralé a nezvětralé. Mechanické vlastnosti geologických vrstev jsou podrobně uvedeny v [2] a [6]. Pro technologii výstavby tunelových rour v posuzovaném profilu jsou rozhodující vlastnosti libeňských břidlic. Horninový masiv libeňských břidlic je oslaben diskontinuitami. Proto bylo rozhodnuto v tomto inkriminovaném úseku zpevnit libeňské břidlice vysokotlakou injektáží (klakáží). Na obr. 1 je dokumentováno vrtné jádro libeňských břidlic proinjektovaných injektážní směsí.

2. SOUVRVSTVÍ LIBEŇSKÝCH BŘIDLIC

Jedná se o šedočerné až černé, převážně jílovitoprachovité břidlice [2]. Hrubší příměsi jsou mírně nerovnoměrně rozesety v jílovité základní hmotě, která je středně až silně rekrystalizována. Souvrství libeňských břidlic je monotónní a nebyly v něm po petrografické stránce zjištěny podstatné odchylky. Patří k měkčím a plastičtějším horninám pražského ordoviku.

V posuzovaném profilu staničení 14,850 VTT se v libeňských břidlicích nacházejí průběžné vrstevní diskontinuity, jejichž sklon byl předpokládán po konzultaci se zpracovateli průzkumu [2] hodnotou 20° od vodorovného směru. Tento sklon byl potvrzen i zjištěními v průzkumné štole východní tunelové roury v místě pod ulicí Ostrovského. Diskontinuity vrstevních ploch mají v tomto úseku průměrnou mocnost 15 cm a jsou relativně hladké (s nízkou drsností). Při rekognoskaci čelby průzkumné štoly v libeňských břidlicích v jiném staničení bylo možno pozorovat vrstevní diskontinuity též s nízkou drsností, vyplněné jílovitou hlínou. Na vrstevní diskontinuity jsou v daném úseku prakticky kolmé diskontinuity puklin, které jsou drsnější a neprůběžné. V některých dalších úsecích plánované ražby tunelů se v souvrství libeňských břidlic vyskytují též tektonické ohlazové plochy a poruchy.

3. ZPŮSOB MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ A POSTUP VÝPOČTŮ

3.1 POUŽITÁ METODA MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ

Výpočet byl proveden v programovém systému FLAC version 3.3 (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Vyvinula jej firma ITASCA z USA [3]. Program je sestaven pro řešení úloh mechaniky hornin a mechaniky a mechaniky zemin a též pro řešení konstrukcí a konstrukčních prvků v kontaktu s geologickým prostředím. Program FLAC je velmi vhodný pro materiálově nelineární výpočty, umožňuje efektivně modelovat přetváření geomateriálů při velkých deformacích a zachovává si numerickou stabilitu i při modelování procesů porušení, což je výhodou oproti běžně používané metodě konečných prvků. Toho lze využít i při identifikaci možných kolapsů v geotechnice.

ky overburden, consisting of Libeň shales is only 9 m over the western tunnel tube. Said critical place is shown of Fig. 3 on the above mentioned article (Dvořák, J. et al). The composition of geological layers of the section being considered is as follows: made-up grounds, deluvial sediments, Libeň shales – decomposed, weathered partially weathered and unweathered. Mechanical properties of geological layers are mentioned in details in [2] and [6]. For the tunnelling technique for tunnel tubes in the considered profile, properties of Libeň shales are decisive. The rock mass of Libeň shales is weakened by discontinuities. That is why it was decided to reinforce the Libeň shales by means of a high pressure grouting (clatage) in said section. On Fig. 1 there is shown a core sample of Libeň shales injected by grout.

2. LIBEŇ SHALE MEASURES

It concerns grey-black up to black shales, mostly clayish-silt shales [2]. Rougher admixtures take placed disproportionately in the basic clayish material, which is recrystallized in a middle up to high degree. The measures of Libeň shales are monotonous and no essential differences from the petrographic point of view were found in them. They are ranked among softer and more plastic rock of the Prague Ordovician system.

In the considered profile in chainage 14,850 of ETT, in Libeň shales there take place through layer discontinuities, the incline of which was supposed, after having consulted the investigation team [2], to be 20° from the horizontal direction. Said incline was certified even by findings in the trial gallery of the eastern tunnel tube in the location under the street Ostrovského. Discontinuities of the layer surfaces have an average thickness of 15 cm in this section and they are relatively smooth (with a low roughness).

When inspecting the heading of the trial gallery in Libeň shales in another stationing, there was possible to see layer discontinuities even with a low roughness, filled with a clayish earth. Discontinuities of cracks which are rougher and are not passing through, are normal to layer discontinuities in the respective section. In some other sections of the planned tunnel driving, there take place tectonic polish surfaces in the measures of Libeň shales.

3. METHOD OF MATHEMATIC SIMULATING AND CALCULATION PROCESS

3.1 APPLIED METHOD OF MATHEMATIC SIMULATING

The calculation was performed in the program system FLAC version 3.3 (Fast Lagrangian Analysis of Continua). It was developed by the firm ITASCA, USA [3]. The program was elaborated for solving problems concerning the rock mechanics and the earth mechanics, as well as for solving structures and structural elements in contact with a geological environment. The program FLAC is very suitable for material non-linear calculations of geomaterials at large deformations.

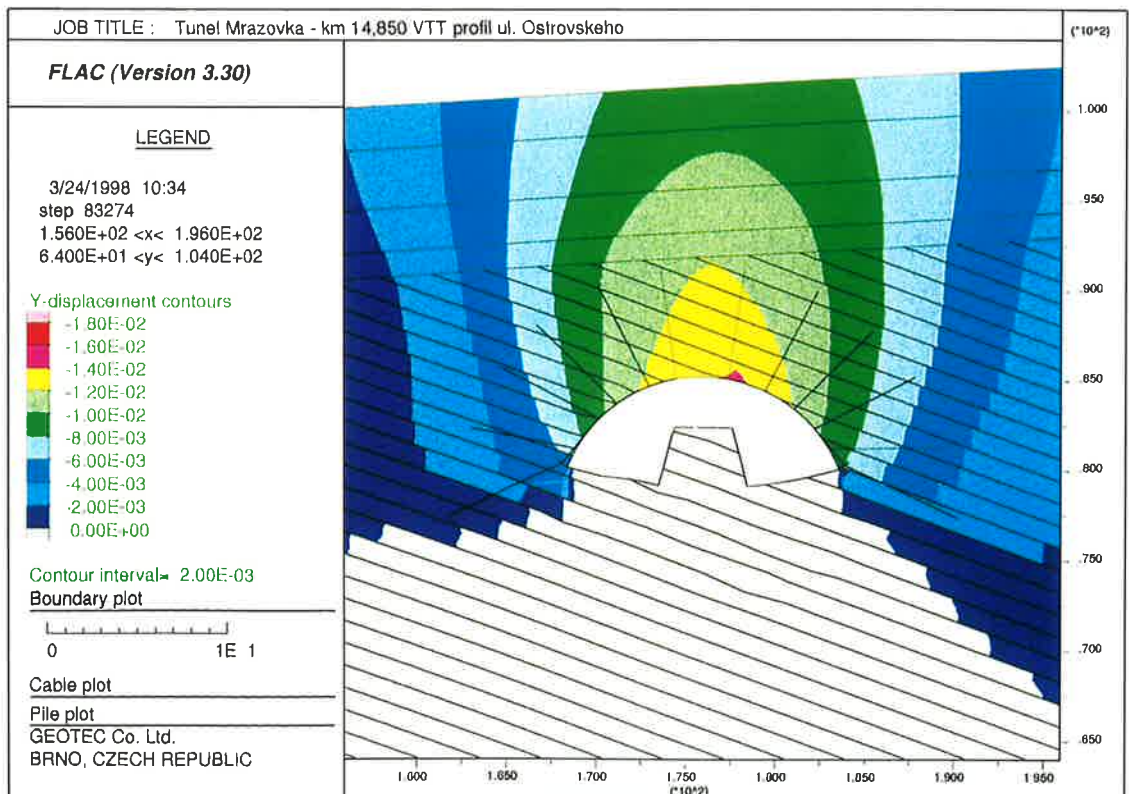
It can be utilized even for identifying eventual collapse in geotechnical engineering.

3.2 SIMULATING METHOD OF A BEDDED LAYERS ROCK MASSIF

Possible cross weakening of the massif – cracks normal to a layered structure

Obr. 3: Izolinie svislých poklesů (mm) ve fázi po vystrojení kaloty. Na obrázku jsou patrné vrstevní diskontinuity, ostění s rozšířenou patou, mikropiloty pod patami ostění a 10 kotev.

Isolines of vertical settlement (mm) in the phase after the top heading support. In the figure, there are evident discontinuities of layers, a lining with a widened footing, micropiles under footings of lining and 10 anchors.



3.2 ZPŮSOB MODELOVÁNÍ VRSTEVNATÉHO HORNINOVÉHO MASIVU

Možná příčná oslabení masivu
 – pukliny kolmé na vrstevnatost
 – tektonické ohlasy obecných směrů
 – poruchy obecných směrů
 Jednotlivé vrstevní diskontinuity

Deformační vlastnosti horninového masivu pražských ordovických břidlic s vrstevními diskontinuitami mají často výrazně anizotropní charakter. Vrstevní diskontinuity břidlic společně s dalšími možnými oslabeními (obr. 2), mají vliv na stabilitu masivu, na vyjždění a vypadávání jednotlivých bloků horniny. Konstitutivní vztahy pro kontinuum by nepopsaly dostatečně věrohodně přetváření ani způsobu možného překročení pevnosti masivu. Koncepte matematického modelování pražských ordovických břidlic v provedeném řešení byla vedena s maximální snahou vystihnout vliv diskontinuit v horninovém masivu.

Deformační vlastnosti matematického modelu horninového masivu výrazně ovlivňuje normální a smyková tuhost diskontinuit, které v sobě zahrnují převážnou část celkových deformačních vlastností masivu. Tímto způsobem je zaveden do matematického modelu ortotropní charakter celkového přetváření masivu. Zbýlá část deformačních vlastností masivu pak připadá na kvaziintaktní hmotu, neboli základní hmotu břidlic bez diskontinuit. Proto je modul E kvaziintaktního materiálu břidlic zaveden do matematického modelu vyššími hodnotami, než odpovídá celkovým deformačním vlastnostem masivu. Diskontinuity na vrstvy kolmých puklin dosahovaly v modelovaném úseku vyšších tuhostí, takže jejich deformační vlastnosti nebyly do modelu zavedeny a respektovaly se pouze jejich pevnostní vlastnosti. V případě, že se v modelovaném úseku vyskytne porucha obecného směru (viz obr. 2), je možné ji zavést do modelu obdobně jako vrstevní diskontinuity i s respektováním jejich deformačních vlastností.

Při ražbě tunelu bude mít na deformační vlastnosti masivu ordovických břidlic vliv též plastické přetváření kvaziintaktní horniny a diskontinuit před i po dosažení vrcholové pevnosti. Použitý matematický model s diskontinuitami tuto vlastnost zohledňuje, na rozdíl od běžných anizotropních modelů, které popisují pouze pružné chování horninového masivu.

3.3 KONSTITUTIVNÍ VZTAHY PRO VRSTEVNATÝ HORNINOVÝ MASIV

Elastická část přetváření kvaziintaktní horniny bez diskontinuit je uvažována izotropní. Pro zavedení konstitutivních vztahů kvaziintaktní horniny byl zvolen neasociovaný zákon plastického přetváření podle Mohr-Coulomba.

Funkce plastického přetváření je ve tvaru:

$$F^s = \sigma_1 - \sigma_3 * (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) + 2 c * [(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)]^{1/2}$$

Funkce plastického potenciálu je ve tvaru:

$$G^s = \sigma_1 - \sigma_3 * (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$$

Funkce plastického tahového potenciálu je ve tvaru: $G^t = -\sigma_3$

– tectonic polishes of general directions
 – failures of general directions
 Individual layer discontinuity

Deformation properties of the rock massif of the Prague Ordovician shales with layer discontinuities have often a significantly anisotropic character. Layer discontinuities of shales together with other possible weakenings (Fig. 2) have an influence upon a sliding and breaking of individual rock blocks. Constitutive relations for continuum would not describe credibly in a sufficient way not even ways of a possible crossing the strength of the massif. The conception of the mathematic simulation of Prague Ordovician shales in the performed solution was supported by a maximum effort to characterize the influence of discontinuities in rock massif.

Deformation properties of the mathematic simulation of the rock massif are considerably affected by a normal and shear stiffness of discontinuities, and they include in them the most part of total deformation properties of the massif. In this way an orthotropic character of the total massif transformation is included into the mathematic simulation. The remaining part of the deformation properties is represented by a quasi-intact mass, i.e. the basic mass of shales without discontinuities. That is why the modulus E of the shale quasi-intact material has been included into the mathematic simulation in higher values than it corresponds with the total deformation properties of the massif. Discontinuities of cracks, normal to layers achieved, in the simulated section higher rigidities, so that their deformation properties were not included in the simulation and only their strength properties were respected. In case that in the simulated section a failure of a general direction takes place (see Fig. 2), it is possible for it to be included into the simulation in an analogous way as layer discontinuities even with respecting their deformation properties.

When driving the tunnel, plastic transformation of the quasi-intact rock and discontinuities before and after achieving the top strength will also affect the deformation properties of the Ordovician shale massif. The applied mathematic simulation with discontinuities takes into consideration said property, in distinction from usual anisotropic simulations which describe only an elastic behaviour of the rock massif.

3.3 CONSTITUTIVE RELATIONS FOR A BEDDED ROCK MASSIF

The elastic part of the quasi-intact rock transformation without discontinuities is considered as isotropic. For forming constitutive relations of a quasi-intact rock, there was selected a nonassociated law for plastic transformations according to Mohr-Coulomb.

The plastic yield function is in the following form:

$$F^s = \sigma_1 - \sigma_3 * (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) + 2 c * [(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)]^{1/2}$$

The function of the plastic potential is in the following form:

$$G^s = \sigma_1 - \sigma_3 * (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$$

The function of the plastic tension potential is in the following form: $G^t = -\sigma_3$

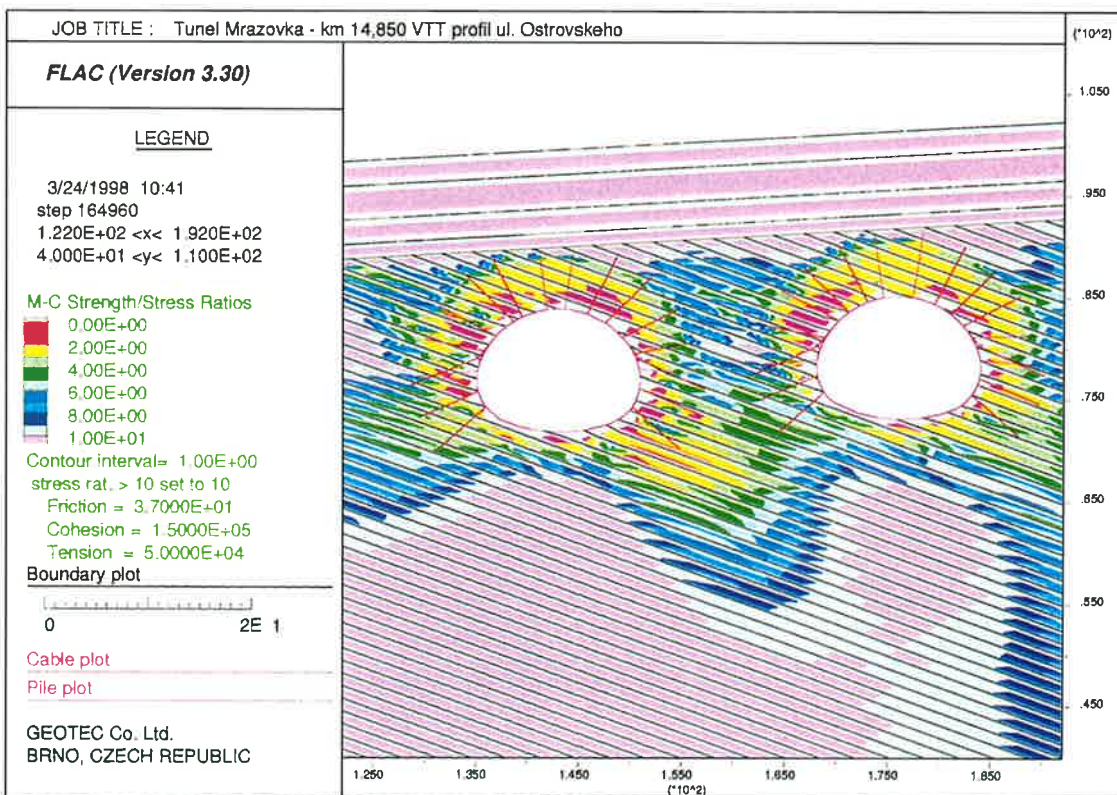
where $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ represents the principal stress

c represents cohesion

φ represents the angle of internal friction

ψ represents the dilatation angle

In case that the above mentioned parameters will stay in constant values, an ideal plastic deformation of the quasi-intact rock is supposed. If the solution



Obr. 4: Izolinie poměrů napětí v modelu oproti napětí na Mohr-Coulombové pevnostní obálce jsou ovlivněny vrstevními diskontinuitami. Horninový masiv nad kalotou je zpevněn vysokotlakou injektáží.

Isoline of strength/stress ratios in the simulation with respect the Mohr-Coulomb's strength envelope are affected by discontinuities of layers. The rock massif over the top heading is reinforced by means of a high pressure grouting.

kde: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ hlavní napětí
 c koheze
 φ úhel vnitřního tření
 ψ úhel dilatace

V případě, že zůstanou výše uvedené parametry v konstantních hodnotách, předpokládá se ideálně plastické přetváření kvaziintaktní horniny. Je-li záměr řešení uvažovat u kvaziintaktní horniny plastické deformace ještě před dosažením její vrcholové pevnosti a též uvažovat plastické deformace a pokles pevnosti horniny po překonání vrcholové pevnosti, definují se změny hodnot parametrů v závislosti na velikosti celkového součtu poměrného smykového plastického přetvoření multilineárně, nebo vhodnou funkcí. Matematický popis přetváření kvaziintaktní horniny po překročení její vrcholové pevnosti a případný následný pokles její smykové pevnosti má velký význam pro posouzení stability horninového masivu, dotčeného prováděným dílem.

Pro zavedení konstitutivních vztahů vrstevních diskontinuit nebo poruchy obecného směru se uvažuje elastické přetváření diskontinuity pomocí jejich normálních a smykových tuhostí. Plastické přetváření je možné uvažovat podobně jako u intaktní horniny při konstantních pevnostních parametrech, nebo též uvažovat plastické deformace a pokles pevnosti diskontinuity po překonání vrcholové pevnosti v závislosti na velikosti celkového součtu plastického smykového posunu multilineárně, nebo vhodnou funkcí.

Pro modelování puklin nebo tektonických ohlazů obecných směrů je možné zavést do modelu kontinuálního horninového masivu předdefinované směry oslabení. Po překročení vrcholové pevnosti podle Mohr-Coulomba pak vznikají plastické deformace ve směru oslaběných ploch, případně též plastické deformace od vlivu dilatace kolmo na předdefinované plochy oslabení.

3.4 POPIS MATEMATICKÉHO MODELU POD ULICÍ OSTROVSKÉHO

Matematický model má rozměry, které odpovídají 220 metrům šířky a 90 metrům hloubky pod povrchem terénu. Z geologického profilu podle [2] jsou rozhodující mechanické vlastnosti libeňských břidlic, které jsou modelovány v souladu s kap. 3.2 a 3.3. Průměrná mocnost vrstev břidlic v posuzovaném úseku je 15 cm. V matematickém modelu musela být z numerických důvodů použita nižší frekvence vrstevnatosti. Mocnost vrstev v modelu je 1 m, takže tuhosti diskontinuit v modelu musely být úměrně přepočteny, aby celkové deformační vlastnosti masivu odpovídaly skutečné mocnosti vrstev. Pevnostní parametry diskontinuit vrstev jsou do modelu zadány podle [2]. Diskontinuity puklin, vyskytující se ve směru přibližně kolmém na vrstevnatost, byly do modelu zadány příslušnými pevnostními parametry. Nad kalotou výrubů je plánováno zpevnění horninového masivu vysokotlakou injektáží. Ze vzorku vrtného jádra po injektáži (viz obr. 1) je patrné, že ke zpevnění horninového masivu vysokotlakou injektáží došlo v diskontinuitách libeňských břidlic. Proto byly v místech injektáží v matematickém modelu zvýšeny tuhosti i smykové pevnosti diskontinuit.

Matematický model je rovinný ve stavu rovinné deformace. Ve výpočtu je neustále aktivováno svislé tíhové zrychlení. Povrch terénu je zatížen v místech jednotlivých domů ulice Ostrovského.

intent resides in considering a plastic deformation of the quasi-intact rock before achieving its top strength, and also in considering the plastic deformation and a strength decrease of the rock after crossing the top strength, changes of parameter values are defined in dependence upon the value of the total sum of the plastic shear deformation multilinearly, or by means of a suitable function. The mathematic description of the quasi-intact rock transformation after crossing its top strength, and an eventual following decrease of its shearing strength, has a great importance for judging the stability of the rock massif affected by the work being performed.

After having applied constitutive relations of layer discontinuities or a failure of a general direction, an elastic discontinuity transformation by means of its normal and shearing stiffness are considered. The plastic deformation may be considered in an analogous way as in the case of the intact rock at constant strength parameters, or to take into consideration plastic deformations and the discontinuity strength decrease, after having crossed the top strength, in dependence upon the value of the total sum of the plastic shearing displacement multilaterally, or by means of a suitable function.

For simulating cracks or tectonic polishes of general directions, it is possible to include into the simulation of a continuous rock massif pre-defined weakening directions. After having crossed the top strength according to Mohr-Coulomb, then plastic deformations arise in the direction of weakened surfaces.

3.4 DESCRIPTION OF THE MATHEMATIC SIMULATION UNDER THE STREET OSTROVSKÉHO

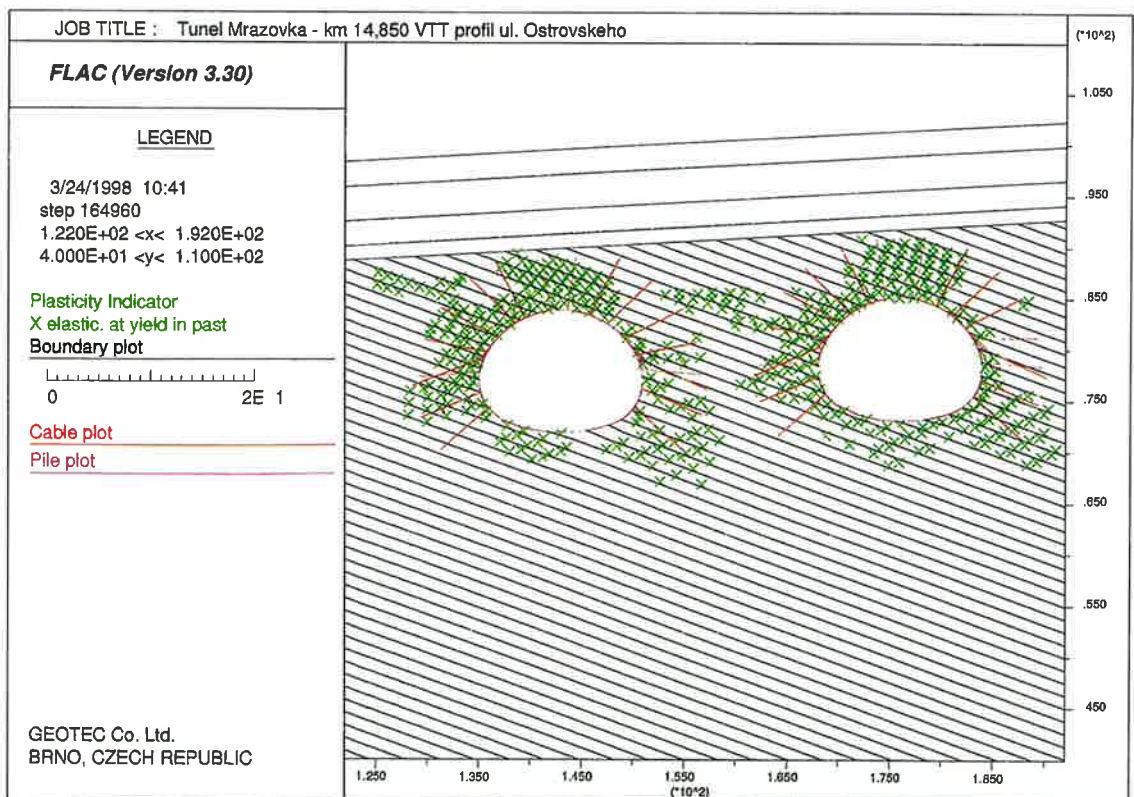
The mathematic simulation has dimensions which correspond with 220 m of the width and 90 m of the depth under the ground surface. From the geological profile according to [2], there are decisive mechanical properties of Libeň shales which are simulated in compliance with Chapter 3.2 and 3.3. The average thickness of shale layers in the considered section is equal to 15 cm. In the mathematic simulation, a lower bedding frequency had to be applied due to numerical reasons. The thickness of layers in the simulation is equal to 1 m, so that rigidities of the discontinuities in the simulation had to be proportionally recalculated, that total deformation properties of the massif may correspond with the real thickness of layers. Strength parameters of the layer discontinuities have been included in the simulation according to [2]. Cracks discontinuities, taking place in the direction approximately normal to the bedding, resulted from the respective strength parameters. Over a top heading there is planned a reinforcement of the rock massif by means of a high pressure grouting. From a core sample after injecting (see Fig. 1), it is evident, that the reinforcement of the rock massif by means of the high pressure grouting took place in the discontinuities of the Libeň slates. That is why in the mathematic simulation, in places of the grouting, the rigidity and shearing strengths were increased.

The mathematic simulation is plane, in the condition of a strain plane deformation. A vertical acceleration of gravity is continuously activated in the calculation. The ground surface is loaded in places of individual houses of the Street Ostrovského.

Gradual opening of both tunnel excavations under the street Ostrovského was simulated in such a way that all successive steps of the construction technique may be characterized. The excavation support by means of the lining and rock bolts was performed in the mathematic simulation after a partial relaxation of the

Obr. 5: Oblasti plastického přetváření v okolí tune-
 lových trub

Areas of plastic trans-
 formation near tunnel
 tubes. The rock massif
 over a calotte is rein-
 forced by means of the
 high pressure grouting.



Postupné otevírání obou tunelových výrubů pod ulicí Ostrovského bylo modelováno tak, aby byly vystiženy všechny postupné kroky technologie výstavby. Vystrojování výrubu ostěním i kotvami probíhalo v matematickém modelu až po částečné relaxaci horninového masivu. Relaxace zohledňovala vlivy třírozměrného efektu ražby, délku záběru a technologii obezdivky ze stříkaného betonu.

Některé výsledky výpočtů v profilu pod ulicí Ostrovského jsou dokumentovány na obrázcích č. 3 až 6 (při uvažování dokonalé injektáže).

Pozn.: Konečná realizační dokumentace pro úseku pod Ostrovského ulicí uvažuje odlišné schéma pobírání (svislé členění čelby).

4. ZÁVĚR

Výsledkem provedeného matematického modelování je posouzení stability výrubů, výpočet vnitřních sil v ostěním i v kotvicích prvcích, napjatost a deformace v horninovém masivu a poklesy povrchu terénu.

Při zvolené diskontinuální analýze bylo možné vystihnout přetváření horninového masivu ovlivněné technologií ražby tunelů s velmi dobrou přesností. Je též možné optimalizovat technologii ražby a prvky výstroje s cílem zajištění potřebné bezpečnosti výstavby.

Je skutečností, že v daných podmínkách (nepříliš kvalitní horninový masiv, nízké nadloží, velké plochy výrubů, zástavba na povrchu) nelze vyloučit určité problémy při provádění tunelů. Podrobné posouzení stabilních rizik v podzemí a deformačních rizik na povrchu již ve stádiu projektování je umožněno právě aplikací kvalitních matematických modelů. Závěry z těchto numerických řešení spolu s využitím přídatných technologií, jako jsou mikropilotáže, sanační injektáže, případné kompenzační injektáže, zpevňující konstrukce na zástavbě – vše pod stálým a velmi obsažným monitoringem – umožní zajistit zásadní redukci možných rizik při výstavbě tunelů velkých profilů.

5. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] Dvořák, J., Němeček, J., Gramblička, M. (říjen 1997): Projektová příprava tunelů Mrázovka, SATRA s. r. o., str. 1–16, Symposium Podzemní stavby '97.
- [2] Hudek, J., Vorel, J. (duben 1997): Doplnující inženýrskogeologický průzkum, Průzkumná štola pro automobilový tunel Mrázovka, str. 1–90, PŮDIS, a. s.
- [3] FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), Manual of Version 3.3, ITAS-CA Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA, 1996.
- [4] Pícha, J., Tanimoto, C., Kishida, K., Hatamochi, R., Kunii, K. (1996): Discontinuum analysis of large underground cavern based on borehole survey data and field measurements, pg. 983–900, Proceeding EUROCK '96, editor Giovanni Barla, A. A. Balkema, Torino, Italy.
- [5] Pícha, J. (1997): Diskontinuální matematické modelování podzemních staveb, str. 42–47, sborník Symposium Podzemní stavby '97, Praha.
- [6] Barták, J., Pícha, J. (březen 1997): Matematický model tunelů Mrázovka v km 14,850 VTT, str. 1–139.

Statické řešení a vyhodnocení observačních měření je realizováno v rámci grantového projektu č. 103/97/0022, podporovaného Grantovou agenturou ČR.

rock massif took place. The relaxation respected influences of a three-dimensional effect of the driving, the attack length and the shotcrete lining technique.

Some of the calculation results in the profile under the street Ostrovského have been documented on Figs. No. 3 to 6 (in case of a perfect grouting).

P.S.:

A different scheme of the face excavation (a vertical drilling process) is included in the final design.

4. CONCLUSION

The result of the performed mathematic simulation resides in judging the excavation stability, in calculating internal forces in lining and anchoring elements, strength and deformation in the rock massif and surface settlement.

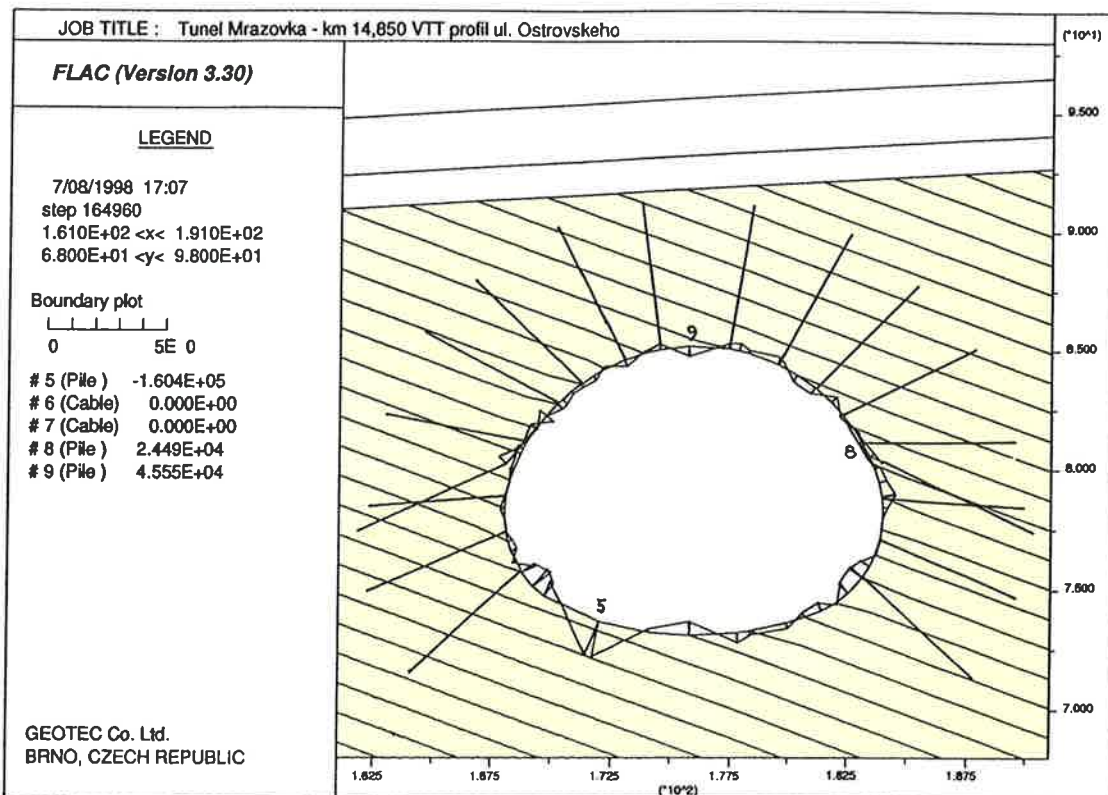
At the selected discontinuous analysis, it was possible to find out the rock massif deformation affected by the driving technique with a very good accuracy. It is also possible to optimize the driving technique and support elements, with the task to ensure the needed construction work safety.

It is the fact that in the respective conditions (a rock massif of a not too high quality, shallow overburden, large excavated cross sections, surface housing some problems concerning the tunnel performance cannot be eliminated. Detailed judging of stable risks in underground, and of deformation risks on the ground already in the stage of designing is enabled just by applying mathematic simulations of high quality. Conclusions of those numerical solutions, together with the utilization of additional techniques, such as micropiling, rehabilitation grouting, eventually compensation grouting, supporting structures in housing areas – all under a permanent and very comprehensive monitoring – make it possible to ensure a fundamental reduction of possible risks during the building of the Mrázovka tunnel.

5. APPLIED LITERATURE

- [1] Dvořák, J., Němeček, J., Gramblička, M. (October 1997): Design Preparation of Tunnels Mrázovka, SATRA s. r. o., page 1 to 16, Symposium Underground Buildings '97.
- [2] Hudek, J., Vorel, J. (April 1997): Additional Engineering-Geological Investigation, Trial Gallery for the vehicular Tunnel Mrázovka, page 1 to 90, PŮDIS, a. s.
- [3] FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), Manual of Version 3.3, ITAS-CA Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA, 1996.
- [4] Pícha, J., Tanimoto, C., Kishida, K., Hatamochi, R., Kunii, K. (1996): Discontinuum analysis of large underground cavern based on borehole survey data and field measurements, pages 983 to 990, Proceeding EUROCK '96, editor Giovanni Barla, A. A. Balkema, Torino, Italy.
- [5] Pícha, J. (1997): Discontinuous mathematic simulating of underground structures, pages 42 to 47, Symposium Underground Structures '97, Prague.
- [6] Barták, J., Pícha, J. (March 1997): Mathematic simulation of tunnels Mrázovka.

The static solution and the evaluation of observation measurements has been realized within the grant project No. 103/97/0022, supported by the Grant Agency of the Czech Republic.



Obr. 6: Ohybové momenty (Nm/m) a osově síly v kotvách (N) v primárním ostění západní tunelové trouby po ukončení poslední fáze výstavby. Průběh momentů je ovlivněn kotvením a vrstveností horniny, hodnoty sil v reálných kotvách, umístěných podélně po dvou metrech, jsou dvojnásobné oproti hodnotám na obrázku

Bending moments (Nm/m) (N) in the primary lining of the west tunnel tube after the last construction phase has been completed. The course of moments is affected by anchoring and bedding of the rock.

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA MRÁZOVKA – ODVOZENÍ MODELU MECHANICKÉHO CHOVÁNÍ HORNINOVÉHO MASIVU Z VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ IN SITU

THE MRÁZOVKA EXPLORATORY ADIT – MODELLING OF ROCK MASS MECHANICAL BEHAVIOUR ACCORDING TO FIELD MEASUREMENTS

ING. MARTA DOLEŽALOVÁ, CSC., ING. VLASTA ZEMANOVÁ, ING. JAROSLAV DANKO, DOLEXPRT-GEOTECHNIKA, PRAHA

1. ÚVOD

Tunel Mrázovka, který je spojnicí mezi Strahovským tunelem a Barrandovským mostem, je považován za jednu z nejvýznamnějších dopravních staveb v Praze na přelomu tisíciletí [1]. Jde o rozsáhlý komplex podzemních staveb, jejichž návrh byl na kritických místech podložen sérií matematických modelů [2, 3, 4, 5]. Některé výsledky z těchto modelů byly publikovány objednatelům v [6].

Řešení MKP provedené pro 24 m široký a 17 m vysoký výrub rozpletu západní tunelové trouby (ZTT) upozornilo na nebezpečí plastifikace středního pilíře při navrhovaném postupu výlomu a na příznivý stabilizační účinek zpevnění dna dílčích výrubů [4]. Model strojovny vzduchotechniky (VZT) ukázal, že při členění porubu se na postupně budované provizorní ostění předává postupně se měnící horninový tlak a u napojení dílčích ostění se vytváří plastické klouby, které ovlivňují rozdělení vnitřních sil ostění [5].

Nejdůležitějším z řešených problémů byla prognóza poklesové kotliny v kritickém řezu ZTT v km 4,850 u ul. Ostrovského. Zde dochází ke kumulaci nepříznivých faktorů, jako je hustá zástavba, nízké nadloží (15 m) a složité geologické poměry. Proto bylo navrženo komplexní numerické řešení problému ve třech krocích. Prvním krokem byla numerická analýza průzkumné štoly, která umožnila na základě výsledků měření in situ vybrat vhodný konstitutivní model (vztah mezi napětím a přetvořením) pro horninové prostředí libeňských břidlic a určit jeho parametry [2, 7, 8]. Druhým krokem bylo modelování vlivu technologických postupů výstavby na sedání nadloží v příčném směru pomocí rovinných úloh [3, 9]. Třetím krokem má být prostorové řešení metodou konečných prvků (MKP) za účelem zjištění vlivu tvaru čelby a dalších faktorů (délky záběru, vzdálenosti vestrojení kaloty a uzavření spodní klenby, způsobu zajištění stability čelby a jiné) na konvergenci tunelu, stabilitu čelby a prostorový průběh poklesové kotliny nad tunelem.

Tento článek navazuje na první krok a obsahuje analýzu dvou konstitutivních modelů odvozených z výsledků měření pomocí sblíživacích výpočtů, které při stejném poklesu terénu dávaly rozdílnou konvergenci a odlišné parametry horninového masivu. Rozbor má význam pro další postup matematického modelování tunelu Mrázovka.

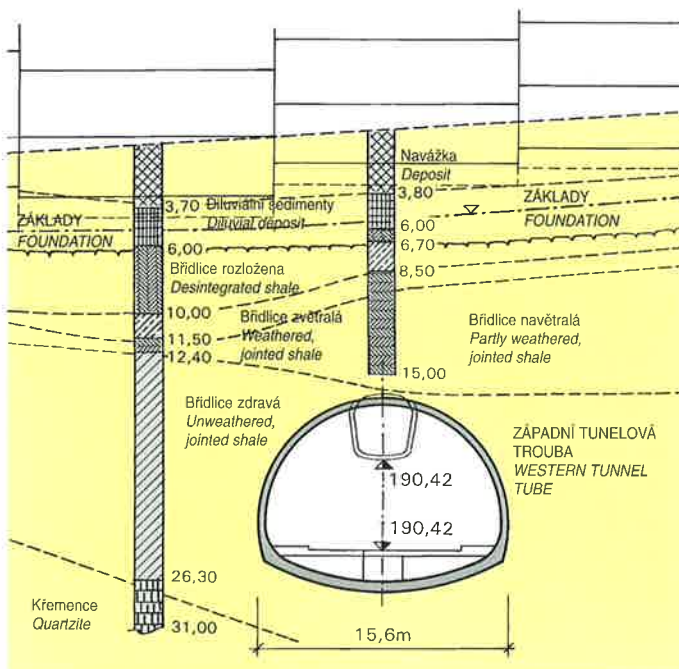
Jak již bylo zmíněno, předmětem sblíživacích výpočtů byla průzkumná štola, kde kromě výsledků kontrolního sledování (konvergence štoly, přetvoření nadloží měřené extenzometry, přesná nivelace poklesu povrchu) byly k dispozici i výsledky polních zkoušek vlastností hornin. Ražba a vestrojení štoly bylo modelováno pomocí MKP a byla ověřena funkce ideálně pružnoplastického modelu s parametry závislými na hloubce a dráhově závislého pružnoplastického konstitutivního modelu. Pro každý z těchto modelů byla řešena parametrická studie, jejímž cílem bylo stanovení parametrů horninového masivu, které zabezpečí nejlepší přiblížení k naměřeným hodnotám sedání nadloží a konvergence štoly. Pro prognózu poklesové kotliny nad tunelem byly vybrány ty konstitutivní modely, které poskytlý vyhovující shodu s výsledky měření při minimální změně parametrů horninového masivu stanovených průzkumem. Ukázalo se, že tomuto kritériu vyhovuje dráhově závislý pružnoplastický model, zatímco ideálně pružnoplastický model nikoliv. Tento model totiž nerespektuje vliv redistribuce napětí na deformační odezvu horninového prostředí a tím zkrlesuje velikost a rozdělení pohybů masivu vyvolaných ražbou. Takový model nemůže poskytnout spolehlivé podklady pro využití observační metody při výstavbě tunelu.

1. INTRODUCTION

The Mrázovka Tunnel to be built between the Strahov Tunnel and the Barrandov Bridge can be considered as one of the most important traffic structures in Prague at the turn of millennia. It includes a number of significant underground structures where the design has been supported by numerical models [2, 3, 4, 5].

According to the FEM solution of the tunnel branching (width: 24 m, height: 17 m) in the Western Tunnel Tube (WTT), the multistage excavation as designed can bring about yielding and shear failure of the middle pillar. Along with strengthening and widening of the pillar, temporary invert of partial openings appeared as an effective countermeasure [4]. Numerical model of the underground machine hall for ventilation showed that the temporary support (shotcrete) constructed during staged excavation is a jointed liner which is loaded by gradually increasing rock pressure. The joints can influence the distribution of moments and internal forces in the support [5].

The most important problem under consideration was the prediction of the settlement trough in the critical cross section of WTT (km 4,850) at Ostrovského Street where unfavourable conditions (dense built-up area, minimum cover, complicated geological conditions) have been cumulated. To solve the problem,



OBR. 1
TUNEL MRÁZOVKA, KRITICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ S MINIMÁLNÍM NADLOŽÍM V KM 0,485 ZÁPADNÍ TUNELOVÉ TROUBY (PODLE PODKLADU SATRA S. R. O.)

Mrázovka Road Tunnel, Western Tunnel Tube – the critical cross section with minimum overburden at km 0,485 (SATRA Ltd.)

2. GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY, VÝSLEDKY KONTROLNÍHO SLEDOVÁNÍ PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Geologické poměry podél trasy tříproudového dopravního tunelu (šířka

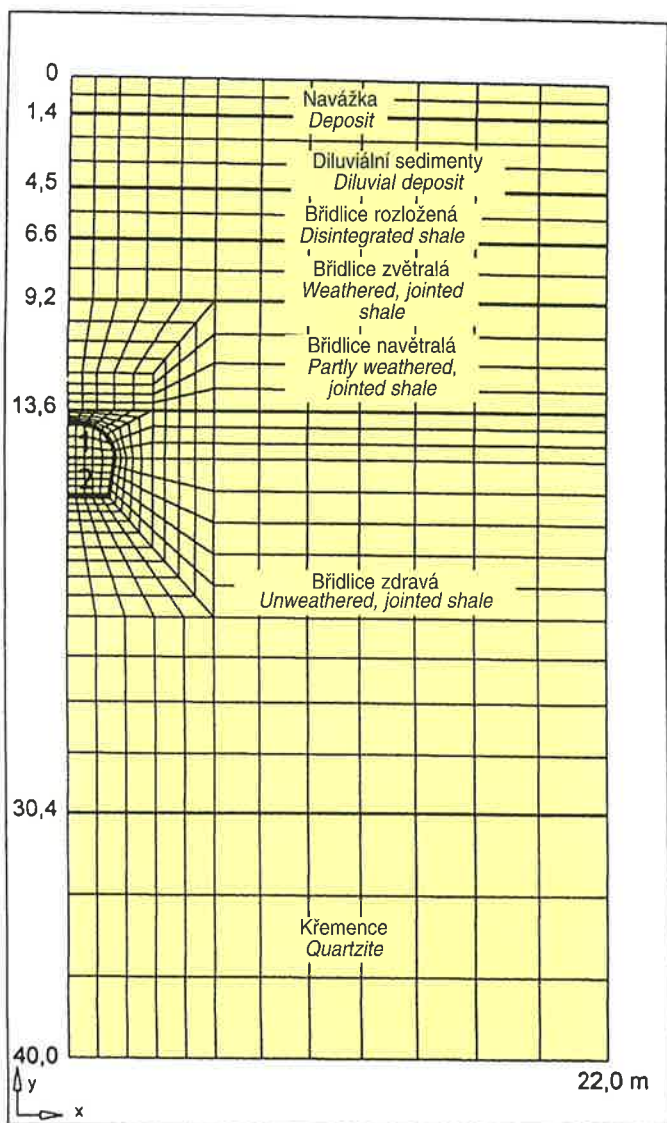
15,6 m, výšky 12,4 m) byly zjišťovány vrtným průzkumem a průzkumnou štolou (šířka 3,50 m, výška 2,15 m) u vrcholu tunelu (obr. 1). Podrobný popis díla je v člancích [1, 6], souhrn geologických a geotechnických poměrů v elaborátu [10].

Předmětný kritický úsek s minimálním nadožím (15 m) se vyznačuje sledem těchto vrstev: zdravá prachovitojilovitá břidlice libeňského souvrství s velkou hustotou diskontinuit a s navětralým horizontem asi 1,0 m nad kalotou tunelu, navětralá břidlice s velmi velkou a zvětralá břidlice s extrémně velkou hustotou diskontinuit. Dále rozložená břidlice, diluviální sedimenty a navážka (obr. 1).

Geotechnické charakteristiky byly zjišťovány pomocí presiometrických a jiných polních zkoušek a místní normové charakteristiky (objemová hmotnost γ , modul přetvárnosti E_p , modul pružnosti E , Poissonův součinitel ν_p , soudržnost c' , úhel vnitřního tření ϕ') jsou prezentovány jako parametry plynule se měnící s hloubkou h . Pro vrstvy významné pro sblížovací výpočty, tj. zdravé, navětralé a zvětralé břidlice byly doporučeny tyto hodnoty: [10]

Tabulka č. 1 Místní normové charakteristiky libeňských břidlic

Materiál	h m	γ kN/m ³	E_p MPa	ν_p	E MPa	c' kPa	ϕ' °
Břidlice zvětralá	6,6	21,5	15	0,4	35	15	22
Břidlice navětralá	9,2	23,5	35	0,35	80	20	26
Břidlice zdravá	13,6	24,5	200	0,28	400	30	30
	18,6	25,2	300	0,26	600	40	32
	28,6	25,5	800	0,24	1500	40	32



a complex numerical analysis consisting of three steps was suggested. The first step was the numerical analysis of the exploratory adit which on the basis of the site investigation and monitoring results allowed to identify constitutive models (stress-strain relations) and parameters properly describing the rock mass mechanical behaviour [2, 7, 8]. The second step, using the best fit constitutive model and two-dimensional (2D) computational models, allowed to quantify the effect of different construction methods on the surface settlement in cross direction [3, 9]. Using a large 3D model, the third step is aiming at the analysis of the effect of the tunnel face advance and supporting technology (length of the attack, distance of the supporting arch and invert from the tunnel face, support of the face, etc.) on the tunnel convergence and surface settlement in three dimension.

Further the first step, this paper is focused on derivation, comparison and analysis of two constitutive models where the back analysis using FEM produced the same settlement trough but different rock mass parameters and tunnel convergence. The analysis can be useful for the next stage of numerical modelling of the Mrázovka Tunnel.

As mentioned above, the back analysis using a "trial and error" procedure was focused on the exploratory adit, where along with the results of monitoring (convergence of the adit, deformation of the overburden registered by extensometers, surface subsidence measured by precise levelling), rock properties determined by field tests were available. The process of construction of the adit was simulated by finite elements using two different constitutive models for materials: an elastic-perfectly plastic model and a path dependent elastoplastic model. The parameters fitting the measurement results were determined by parametric studies. As a criterion for final choice not only the best fit of the measured subsidence and convergence was used, but also the minimum change of the rock parameters according to the field tests was required. The path dependent model well matched this criterion, while the elastic-perfectly plastic model did not cope with it. This model neglects the stress and path dependence of deformational parameters below the failure surface and therefore it yields incorrect displacement field (magnitude and distribution) due to tunnelling. Such a model cannot give reliable input for application of the Observational Method in tunnel construction.

2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CONDITIONS, MONITORING RESULTS OF THE EXPLORATORY ADIT

Geological conditions in the route of the three-lane tunnel (width 15.6 m, height 12.4 m) were investigated using bore holes and an exploratory adit (width 3.5 m, height 2.15 m). The tunnel complex is described in the papers [1, 6], the geological and geotechnical conditions are specified in the work [10].

In the critical cross section (Fig. 1) unweathered, but jointed shale of Prague Ordovic (Libeň Strata) is underlain by quartzite and overlain by weathered and heavily jointed shale and also by disintegrated and extremely jointed shale of the same origin. These are covered by diluvial and man-made deposits.

The geotechnical parameters were derived from pressuremeter and other field tests carried out in the adit and presented as parameters (depth h , unit weight γ , deformation modulus E_p , Poisson ratio ν_p , Young modulus E and effective shear strength parameters c' and ϕ') increasing with depths. For Libeň Shale Strata, which are of importance for the back analysis procedures, properties shown in Table 1 were recommended [10]:

Table 1 Geotechnical properties of Libeň Shale according to the site investigation

Shale	h m	γ kN/m ³	E_p MPa	ν_p	E MPa	c' kPa	ϕ' °
Weathered	6.6	21.5	15	0.4	35	15	22
Partly weathered	9.2	23.5	35	0.35	80	20	26
Unweathered	13.6	24.5	200	0.28	400	30	30
	18.6	25.2	300	0.26	600	40	32
	28.6	25.5	800	0.24	1500	40	32

The most important measurement results, concerning the rock mass and surface movements caused by excavation of the exploratory adit, are as follows: the maximum surface settlement, 1.2 cm (without effect of the preceding dewatering), the portion of settlement occurring before the adit passed the critical cross section, 50%, the maximum differential settlement, 1/900 and the maximum displacements making 1.7 cm in vertical direction and 3.4 cm in horizontal direction. For the back analysis procedure the surface settlement 1.2 cm and the vertical displacement of the crown $2 \times 1.7 = 3.4$ cm were selected as decisive values. The latter includes the estimated value of the convergence occurring before installation of the measuring devices. Since the relatively large horizontal displacement of the adit could be considerably influenced by yielding of rock mass due to late installation of the temporary support (shotcrete 15 cm), this movement was not included in the fitting procedure.

3. BACK ANALYSIS PROCEDURE USING FINITE ELEMENT METHOD

To perform the parametric studies, a 2D FEM model of the adit with simplified geological conditions was used (Fig. 2). A primary stress state corresponding to

Podle kontrolního sledování [13] lze za směrodatné pro sblížovací výpočty považovat tyto hodnoty: maximální pokles terénu na posuzovaném místě 1,2 cm (bez vlivu poklesu hladiny podzemní vody), podíl poklesů před průchodem čelby štolý asi 50 % celkových poklesů, maximální příčný sklon poklesové zóny 1/900 a největší konvergenci štolý 1,7 cm ve vstříelném a 3,4 cm ve vodorovném směru. Jelikož naměřená konvergence neobsahuje deformace vzniklé před čelbou, je skutečná konvergence asi dvojnásobkem naměřených hodnot. Velká vodorovná konvergence štolý je nejspíš ukazatelem plastifikace horniny v důsledku pozdního vystrojování štolý a zpevnění jejího dna, a proto nebyla použita jako kritérium pro sblížování.

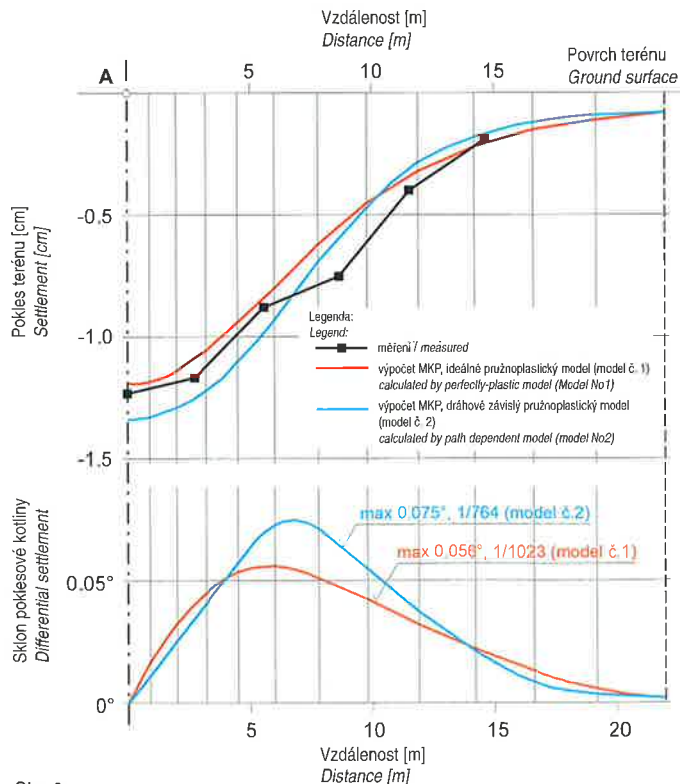
3. SBLÍŽOVACÍ VÝPOČTY POMOCÍ METODY KONEČNÝCH PRVKŮ

Rovinný model štolý se schematizovanými geologickými poměry je na obr. 2. Součinitel bočního tlaku v klidu K_0 pro původní geostatickou napjatost byl uvažován hodnotou 0,5 pro navětralou a zdravou břidlici a hodnotou 0,6 pro sedimenty a navážky. Výlom a vystrojování štolý bylo provedeno ve čtyřech etapách: původní napjatost (1), výlom kaloty a vystrojení klenby „nezralým, stříkaným betonem o mocnosti 0,15 m (2), výlom spodní části štolý a vystrojení dna „nezralým“ stříkaným betonem, dále vystrojení klenby zralým betonem (3) a vystrojení dna zralým stříkaným betonem (4).

„Nezralý, stříkaný beton modeluje poměry u čelby, kde hornina není ještě vystrojena, ale uplatňuje se prostorový efekt tvaru výrubu. Sblížovací výpočty vedly na přetvárný modul nezralého betonu 250 MPa, který je jen o málo vyšší než minimální přetvárný modul zdravé břidlice 200 MPa. To znamená, že vystrojení štolý nemělo na deformaci horninového masivu žádný omezující vliv.

Výběr konstitutivních modelů pro popis mechanického chování horninového masivu byl přizpůsoben možnostem použitého programového systému CRISP-ATH, kde je implementován vysoce efektivní řešič rovnic pro výstředné modelování rozsáhlých nelineárních prostorových úloh mechaniky kontinua [11].

Zpětnou analýzou MKP byla ověřena vhodnost těchto konstitutivních modelů: – varianta ideálně pružnoplastického, tzv. Mohr-Coulombova modelu, kde modul pružnosti a soudržnosti látek rostou sice s hloubkou, ale v dané hloubce jsou konstantní a nezávislé na změně napjatosti až do okamžiku porušení (model č. 1), – dráhově závislý pružnoplastický model (model č. 2), kde jsou přetvárné parametry před porušením závislé nejen na dosažené úrovni napětí (zpevnění vli-



Obr. 3

Srovnání poklesu terénu podle výsledků měření a zpětné analýzy MKP při použití různých konstitutivních modelů horninového masivu
Comparison of settlement through according to monitoring and back analyses using different constitutive models of rock mass

the overburden weight and lateral pressure at rest $K_0 = 0.5$ for Libeň Shale and $K_0 = 0.6$ for overlying materials was considered. The excavation of the adit was performed in four stages: primary stress state (1), excavation of the upper part with a „green shotcrete“ arch support (2), excavation of the lower part with a „green shotcrete“ invert and change of the properties of the „green shotcrete“ of the arch to the final values of the shotcrete (3) and finally a similar change of the properties of the invert (4).

Introducing the „green shotcrete“, the degree of the stress release taking place before installation of the temporary support was approximated and the determination of the corresponding deformation modulus of this material was included in the trial-and-error fitting procedure approaching the measurement results. A deformation modulus as low as 250 MPa, i.e. a stiffness close to the stiffness of the unweathered shale (200 MPa) was obtained. This proves the rather little confining effect of the shotcrete lining concerning the process of stress release and convergence of the adit.

When selecting constitutive models for description of the rock mass mechanical behaviour, some of models implemented in our FEM code CRISP-ATH, using a highly effective solver for solving large 3D problems [11], were preferred.

The capabilities of the following two models were checked using the back analysis procedure:

- elastic-perfectly-plastic model (so called Mohr-Coulomb model) with parameters increasing with depth, but otherwise independent on the stress state below the failure surface (Model No 1),
- path dependent elastic-plastic model (Model No 2) with parameters depending below the failure surface not only on the stress level (stiffening with increasing normal stress and weakening with shear strength mobilization), but on the stress paths as well (loading and unloading in shear and by normal stress) according to the Fig. 7 and [12].

For Model No 1 deformation moduli E_p and cohesion c increasing with depth ($E = E_0 + m_e h$ and $c' = c_0' + m_c h$) were applied together with the Mohr-Coulomb failure hypothesis which was used for Model No 2 as well. Changing step by step the parameters, fitting of the measured values of the vertical displacement of the crown (cm)/surface settlement (cm), i.e. 3.4 cm/1.2 cm was aimed at, preferring at the same time the surface settlement measurements.

Table 2 The initial (1) and back-analyzed (2) parameters of the elastic-perfectly-plastic constitutive model with E and c increasing with depth (Model No 1)

Shale	Data	E_0 [MPa]	m_e [MPa/m]	ν_p	c_0 [kPa]	m_c [kPa/m]	ϕ [°]
Partly weathered	(1)	35	37	0.3	20	2	28
	(2)	12	2	0.3	20	2	28
Unweathered	(1)	200	34	0.26	30	2	30
	(2)	40	10	0.26	30	2	30

The parameter set (1) represents the results of the site investigation, while the set (2) was obtained by the trial and error fitting procedure. Displacements making only 1.46 cm/0.34 cm, i.e. considerably underestimating the measurements, was obtained using the data set (1). The best fit, achieved by a dramatic reduction (3–5 times) of E and mE , was 5.9 cm/1.2 cm, i.e. good result for the surface settlement but a bad one for the deformation of the adit. The considerable difference between the back-analyzed parameters (2) and the *in situ* rock characteristics (1) shows that Model No 1, even if it can be adjusted to a selected measurement result, is not general enough to predict the behaviour of the tunnel.

Using Model No 2 for the back analysis of the field measurement results, data according to the site investigation (Table 1) completed by some estimated values of the exponents describing the results of standard triaxial tests (see Table 3) were applied:

Table 3 The input parameters of the path dependent elastoplastic constitutive model												
Shale	E_p	ν_p	c'	ϕ'	E	E_{len}	E_{max}	ν_{max}	σ_1	k_1	k_2	k_3
Partly weathered	35	0.30	25	28	80	60	400	0.42	15	0.25	0.5	1.0
Unweathered	200	0.26	30	30	400	150	600	0.42	20	0.10	0.5	1.0

The path dependent model (Model No 2) yielded satisfactory results shown in Figs. 3 and 4, at the first attempt without any fitting procedure. The crown/surface settlements making 3.6 cm/1.34 cm and the corresponding differential settlement 1/764 are close to the measurement results. This was obtained using input data identical to *in situ* rock properties and corresponding to the primary geostatic stress state. The reason is that Model No 2 is capable to reflect the effect of the stress change from the primary state to the secondary one, while Model No 1 does not account for it.

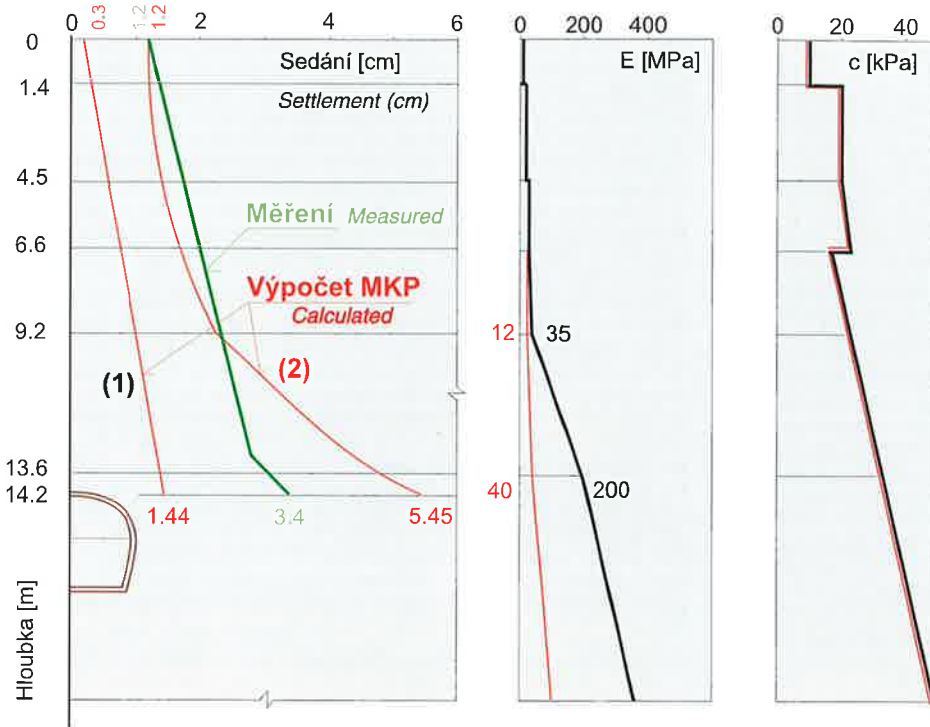
4. DISCUSSION OF THE BACK ANALYSIS RESULTS

The results of the trial and error back analysis procedure are presented in Figs. 3, 4 and 5.

Výsledky zpětné analýzy MKP Results of back analysis (FEM)

Ideálně pružnoplastický konstitutivní model s deformačním modulem E
a soudržností c rostoucími s hloubkou (model č. 1)

Elastic-perfectly-plastic model: deformation modulus E and cohesion c increasing with depth (model No 1)

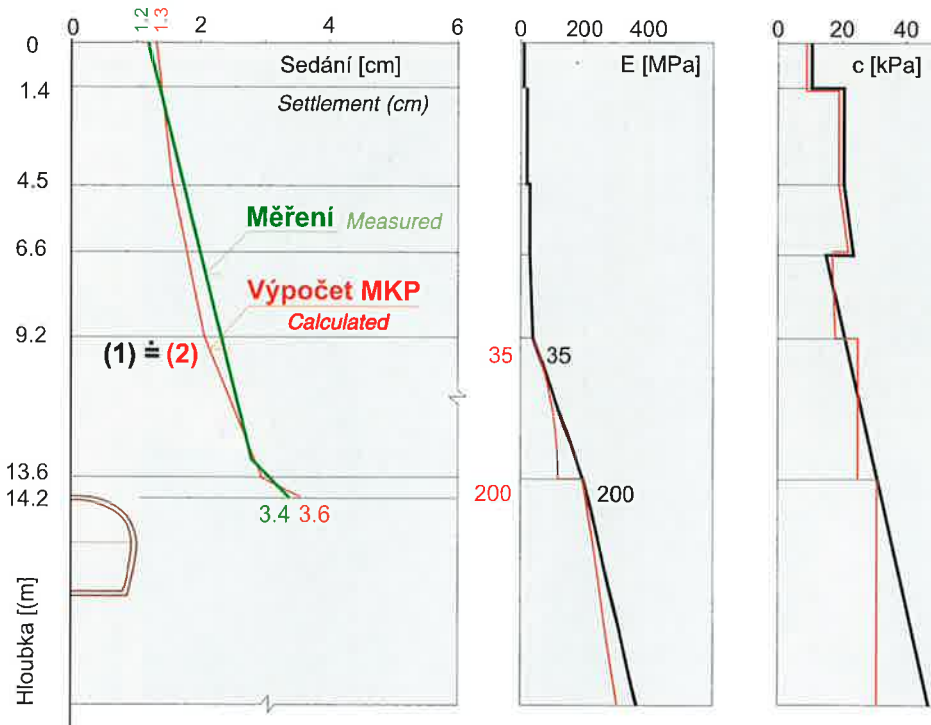


Legenda:
Legend:

—
Parametry podle průzkumu (1)
Site investigation: parameters (1)

—
Parametry podle zpětné
analýzy (2)
Back analysis: parameters (2)

Dráhově závislý pružnoplastický konstitutivní model (model č. 2)
Path dependent elastoplastic model (model No 2)



OBR. 4

SROVNÁNÍ SEDÁNÍ NADLOŽÍ A PŘETVÁRNÝCH A PEVNOSTNÍCH PARAMETRŮ MASIVU PODLE
MĚŘENÍ A PODLE ZPĚTNÉ ANALÝZY MKP

*Comparison of the overburden vertical displacements and rock mass parameters according to monitoring
and field tests and back analysis using FEM with different constitutive models*

vem růstu normálových napětí a změkčení vlivem smyku), ale také na změně směru dráhy napětí (přetížení nebo odlehčení normálovým napětím nebo smykem) podle obr. 7 a [12].

Pro model č. 1 byly aplikovány vztahy $E_p = E = E_0 + m_e h$ a $c = c_0 + m_c h$, dále Mohr-Coulombova teorie porušení, která byla použita i u modelu č. 2. Postupnou změnou parametrů se sblížovalo k naměřeným hodnotám poklesu tropu štoly (3,4 cm) / poklesu terénu (1,2 cm), přičemž pokles terénu byl vzhledem k cílům řešení a spolehlivosti měření považován za hlavní směrodatnou hodnotu.

Tabulka č. 2 Výsledky sblíživacích výpočtů pro ideálně pružnoplastický model s E a c rostoucími s hloubkou (model č. 1)

Materiál	Data	E_0 [MPa]	m_e [MPa/m]	ν_p	c_0 [kPa]	m_c [kPa/m]	ϕ [°]
Navětralá břidlice	(1)	35	37	0,3	20	2	28
	(2)	12	2	0,3	20	2	28
Zdravá břidlice	(1)	200	34	0,26	30	2	30
	(2)	40	10	0,26	30	2	30

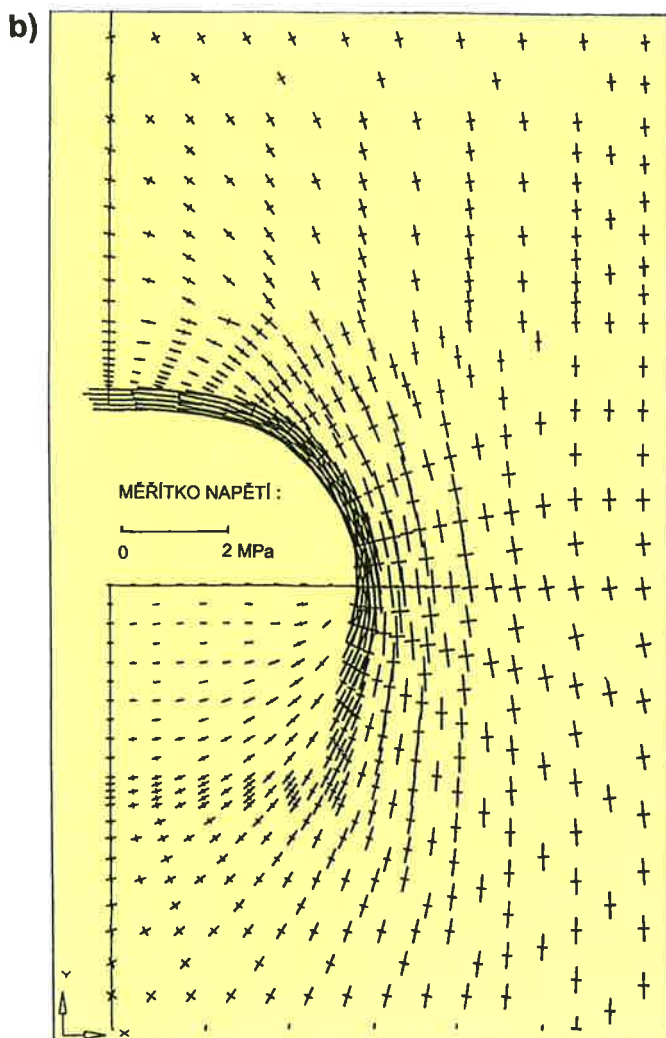
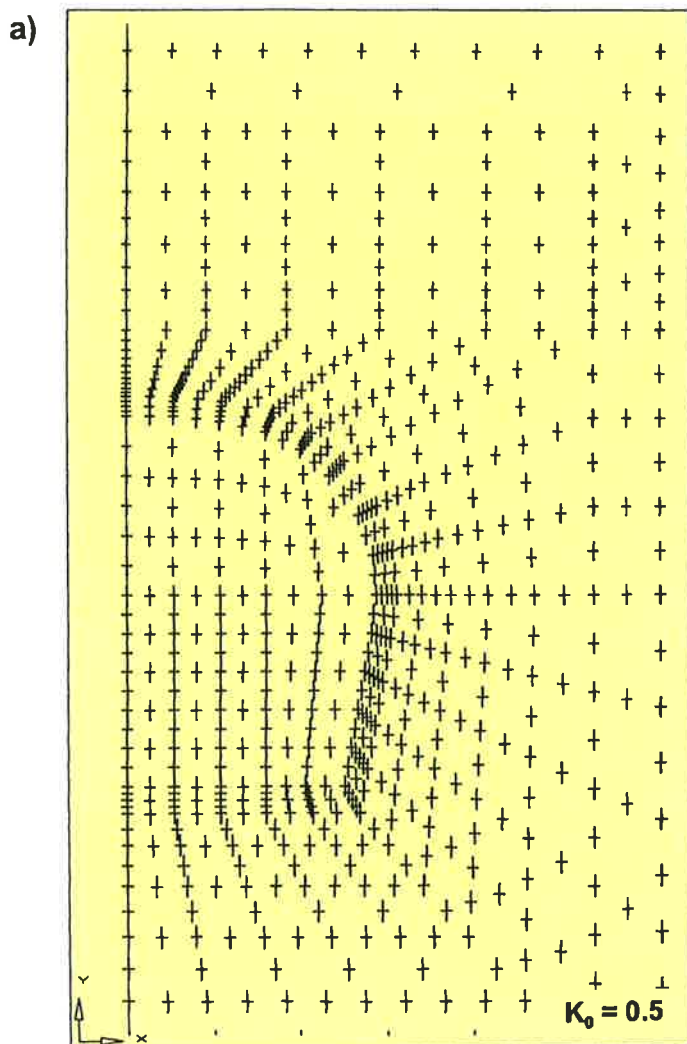
První soubor vstupních dat (1) odpovídá místním normovým charakteristikám podle tabulky č. 1, zatímco druhý soubor (2) je konečným výsledkem četných sblíživacích kroků. Podle souboru (1) činí deformace nadloží pouze 1,46 cm/0,34 cm, což je podstatně méně než naměřené hodnoty. Souborem dat (2) bylo dosaženo lepší shody 5,9 cm/1,2 cm, ale pokles stropu štoly 5,9 cm je příliš velký a přetvárné moduly břidlice jsou 3 až 5krát nižší než podle podkladů. Velký rozdíl mezi vypočtenými parametry (2) a charakteristikami masivu podle podkladů (1) je důkazem toho, že konstitutivní model č. 1 lze sice přizpůsobit modelování jedné měřené veličiny (pokles terénu 1,2 cm), ale není dostatečně obecný pro prognózu chování tunelu.

In Fig. 3 the surface settlement trough calculated by both the elastic-perfectly-plastic model (Model No 1) and by the path dependent model (Model No 2) is compared with the measured one. As one can see, the surface settlement curve can be simulated by any constitutive model if the parameters are properly adjusted. This fact, however, cannot be considered as a sufficient proof of the predictive capability of these constitutive models for the rock mass under consideration.

More information is given in Fig. 4 where the initial and back-analysed values of the deformation modulus and cohesion are compared for both models and the measured and calculated settlement distribution with depth is shown. This Figure discovers the differences between the analysed constitutive models. To simulate the surface settlement by Model No 1, the deformation moduli had to be dramatically reduced (3–5 times) and thus the back-analysed parameters considerably differ from the rock properties according to the site investigation (e.g. 40 MPa instead of 200 MPa for unweathered shale). Thus, these parameters do not correspond to the characteristics of the rock mass according to the site investigation. Their applicability is limited to the particular problem of the adit and they cannot be used for predicting the behaviour of the tunnel.

On the other hand, using the original rock properties, surface settlement close to the measured one was obtained by the path dependent model (Model No 2) without any fitting procedure. This can be considered as a proof of the predictive capability of this model.

Another important aspect is the settlement distribution with depth, i.e. the transition of the ground movement from the opening to the surface. This is once again well simulated by the path dependent model, while the perfectly plastic model did not cope with it. The convergence calculated by Model No 1 is considerably larger than the measured one. This finding is of practical importance for the soil-structure interaction problem under consideration. If the Observational Method is applied for tunnel construction, the stability of the opening and the need of strengthening of the temporary support is assessed according to the magnitude of the measured convergence. The convergence overestimated by Model No 1 is not on the safe side. The same is valid for correlation between the convergence and the surface settlement.



OBR. 5

HLAVNÍ NAPĚTÍ PRO PRIMÁRNÍ A SEKUNDÁRNÍ STAV NAPJATOSTI HORNINOVÉHO MASIVU V OKOLÍ PRŮZKUMNÉ ŠTOLY
Principal stresses for primary and secondary stress state of the rock mass surrounding the adit

Pro dráhově závislý pružnoplastický model byly použity základní přetvárné a pevnostní parametry podle tabulky č. 1 a exponenty, které určují zpevnění látky při růstu normálového napětí a její rozvolnění při mobilizaci smykové pevnosti (obr. 7), byly stanoveny odborným odhadem.

Materiál	E_p	ν_p	c'	ϕ'	E	E_{int}	E_{max}	ν_{max}	σ_1	k_1	k_2	k_3
Navětralá břidlice	35	0,30	25	28	80	60	400	0,42	15	0,25	0,5	1,0
Zdravá břidlice	200	0,26	30	30	400	150	600	0,42	20	0,10	0,5	1,0

Dráhově závislý model (model č. 2) dal na první pokus vyhovující výsledky, které jsou prezentovány na obr. 3 a 4. Poklesy stropu štol a terénu činí 3,6 cm/1,34 cm při sklonu poklesové kotliny 1/764, což je velmi blízko k výsledkům měření. Základní vstupní data v tabulce č. 3 jsou přitom charakteristiky hornin podle průzkumu, které jsou výstižné pro primární, výrubem nenarušený stav napjatosti masivu. Vliv změny napjatosti masivu v okolí štol z primárního stavu na stav sekundární zohledňuje konstitutivní model, což v předchozím případě (model č. 1) není zabezpečeno.

4. ROZBOR VÝSLEDKŮ ZPĚTNÉ ANALÝZY

Výsledky zpětné analýzy realizované pomocí sblížovacích výpočtů jsou znázorněny na obr. 3, 4 a 6. Na obr. 3 jsou poklesy terénu vypočtené za použití modelu č. 1 a č. 2 porovnány s výsledky měření. Lze konstatovat vyhovující shodu pro oba modely. To ukazuje, že naměřené sedání nadloží lze vypočíst libovolným konstitutivním modelem, jsou-li parametry modelu přizpůsobeny právě těmto výsledkům měření. To však ještě není důkazem prognózovací schopnosti modelu pro dané horninové prostředí.

Více informací dává obr. 4, kde je porovnán nejen průběh vypočtených svís-

The difference between the models can be clarified by stress path analysis as shown in [8]. Stress paths describe the time sequence of stress states in particular points of the rock mass. The stress paths, which indicate if loading, unloading or their change occurs in some part of the structure, influence the deformational parameters of the rock mass and hence its deformational response due to tunnelling.

To illustrate that, the primary geostatic stress state and the secondary state of the rock mass after excavation of the crown of the adit and installation of the temporary support there are shown in Figs. 5a and 5b. One can see the large changes ad to the magnitude, ratio and direction of principal stresses caused by excavation. Increase of the ratio of the maximum principal stress to the minimum one indicates shear strength mobilization resulting in weakening of the rock mass structure and reduction of its deformation modulus. Decrease of this ratio means unloading resulting in stiffer deformational response, i.e. in higher deformation modulus. Considerable decrease of both principal stresses indicates also stiffening, i.e. higher deformation moduli.

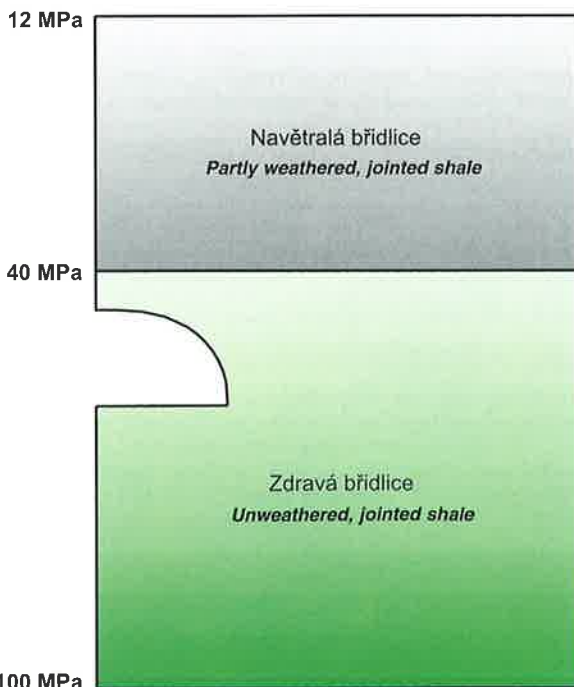
This is valid, however, for the case when structural changes of the material are brought about by the loading process. If the stress level is so low that the stress-strain relations during loading and unloading are identical, then the behaviour of the material can be described by Hooke's law with a constant elastic modulus.

Rock properties increasing with depth found by site investigation and recommended for Libeň Shale well correspond to the geostatic stress state characterized by stress components increasing with depth as well.

According to the idealization of the material made by the elastic-perfectly-plastic (so called Mohr-Coulomb) constitutive mode (Model No 1), no structural changes occur up to failure when yielding of the material (increase of strain without stress change) takes place. The behaviour of stiff materials with high strength, where the stress change between the primary and secondary states does not effect the deformational response, can be well simulated by such a model. However, this is not the case of the critical cross section of the Mrázovka Tunnel where heavily jointed shale was found and unexpectedly large settlement occurred due to excavation of the exploratory adit. Model No 1 cannot cope with such conditions, and this is the reason why its application in the back analysis produces unrealistic parameters (see extremely low deformation moduli found for this model in Figs. 4 and 6).

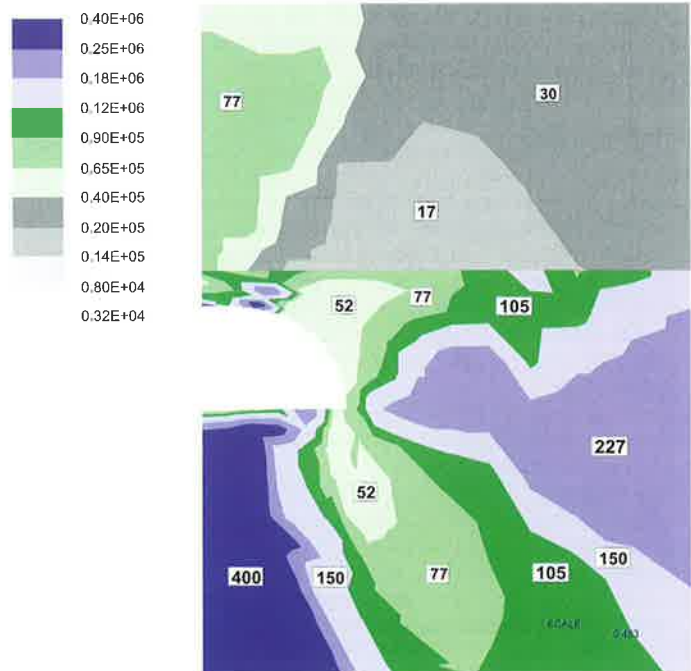
According to the idealization of the material made by the path dependent elastoplastic constitutive model (Model No 2), structural changes can occur below the failure surface and the influence of the stress level and stress paths is accounted for via a variable stiffness approach (Fig. 7). The stress path effect

Ideálně pružnoplastický konstitutivní model (model č. 1) Elastic-perfectly-plastic constitutive model (model No 1)



Dráhově závislý pružnoplastický konstitutivní model (model č. 2) Path dependent elastoplastic constitutive model (model No 2)

TEČNÉ MODULY DEFORMACE [MPa] TANGENT DEFORMATION MODULI [MPa]



OB. 6

TEČNÉ MODULY DEFORMACE HORNINOVÉHO MASIVU PODLE ZPĚTNÉ ANALÝZY MKP PŘI POUŽITÍ RŮZNÝCH KONSTITUTIVNÍCH MODELŮ HORNINOVÉHO MASIVU

Distribution of tangent deformation moduli according to back analysis using FEM with different rock mass constitutive models

lých posunů s výsledky měření, ale také průběh přetvárného modulu a parametrů smykové pevnosti podle průřezu a podle zpětné analýzy. Tento obrázek odhaluje hlavní rozdíly mezi testovanými konstitutivními modely. Modelem č. 1 se lze přiblížit k naměřenému sedání jen za cenu tří až pětinasobného snížení přetvárného modulu, což znamená u zdravé břidlice pokles z 200 MPa až na 40 MPa. Tyto parametry nekorespondují s výsledky průřezu a nejsou charakteristikami horninového masivu. Platí jen pro konkrétní případ štoly a nelze je použít pro prognózu chování tunelu.

U modelu č. 2 jsou parametry podle zpětné analýzy totožné s parametry podle průřezu (a to na první pokus, bez sblížení), což lze považovat za důkaz prognózovací schopnosti tohoto modelu.

Dalším důležitým momentem je rozdělení svislých posunů s hloubkou, tj. spolehlivost výpočtu konvergence výrubu a jejího přenosu na povrch. Zde opět dává model č. 2 vyhovující výsledky, zatímco konvergence vypočtená modelem č. 1 je podstatně větší než hodnota podle měření. Jelikož při použití observační metody je naměřená konvergence ukazatelem stability výrubu a signálem pro zesílení primárního ostění, nejsou výsledky podle modelu č. 1 na bezpečné straně. To platí i pro korelaci poklesu vrcholu štoly a poklesu terénu.

Rozdílnou funkci modelů lze názorně vysvětlit analýzou drah napětí, která je publikována v článku [8]. Dráhy napětí popisují časový sled stavů napjatosti v jednotlivých bodech horninového masivu, což ovlivňuje deformační odezvu (přetvárné parametry) masivu při ražbě tunelu.

Pro ilustraci uvádíme původní geostatickou napjatost horninového prostředí (primární napjatost, obr. 5a) v okolí průřezné štoly a stav napjatosti po výlomu a vystrojení kaloty průřezné štoly (sekundární napjatost, obr. 5b). Jak je patrné, při přechodu od primární k sekundární napjatosti dochází k redistribuci napětí a mění se velikost, poměr a směr hlavních napětí. Protážení elips znamená odlehčení ve smyku, tj. zpevnění struktury. Výrazné zmenšení a zkulacení elips je příznakem celkového odlehčení jak ve smyku, tak normálovým napětím. Následkem je změna tuhosti, tj. deformační odezvy látky v dotčených zónách.

Uvedené ovšem platí pro případ, kdy zatížení vyvolá strukturální změny materiálu. Je-li úroveň napětí tak nízká, že jsou úrovně diagramy při přitížení a odlehčení totožné, pak ke strukturálním změnám nedochází a platí Hookův zákon s konstantním modulem pružnosti.

Místní normové charakteristiky libeňských břidlic zjištěné průřezem (tabulka č. 1) dobře korespondují s primárním stavem napjatosti, kde se tvar elips nemění, ale jejich velikost roste úměrně s hloubkou.

Ideální pružnoplastický, tzv. Mohr-Coulombův model (model č. 1) idealizuje látku tak, že ke strukturálním změnám nedochází až do okamžiku porušení, kdy podle teorie plastického potenciálu nastane plastické tečení (růst přetvoření bez změny napětí). Model dobře simuluje chování pevných látek při nízké úrovni napětí, kdy rozdíl mezi primární a sekundární napjatostí neovlivní deformační odezvu masivu. To však není případ kritického úseku tunelu Mrázovka v km 4,85, kde jsou libeňské břidlice postiženy velkou hustotou diskontinuit a ražba průřezné štoly vyvolala varující sedání nadloží. Pro tyto podmínky model č. 1 neplatí a nereálný model vede k nereálným parametrům (nízké přetvárné moduly pro model č. 1 na obr. 4 a 6).

Dráhové závislé pružnoplastický model idealizuje látku tak, že ke strukturálním změnám a tím ke změnám tečnových přetvárných parametrů dochází již před dosažením pevnosti látky v závislosti na úrovni napětí a změnách směru drah napětí v průběhu přitěžování (obr. 7). Vliv drah je závislý na růstu nebo poklesu středního napětí a mobilizace smykové pevnosti. Při dosažení pevnosti látky nastane plastické tečení při použití tzv. nesdruženého zákona tečení, kdy se plastické přetvoření určuje podle jiné plochy (plochy plastického potenciálu), než je plocha plasticity, která je v daném případě totožná s plochou pevnosti. Je to nejjednodušší model, kterým lze za jistých předpokladů aproximovat funkce dokonalejších konstitutivních modelů teorie plastického potenciálu s dvojitým zpevněním, a to je příčinou lepších výsledků modelu č. 2 při zpětné analýze průřezné štoly.

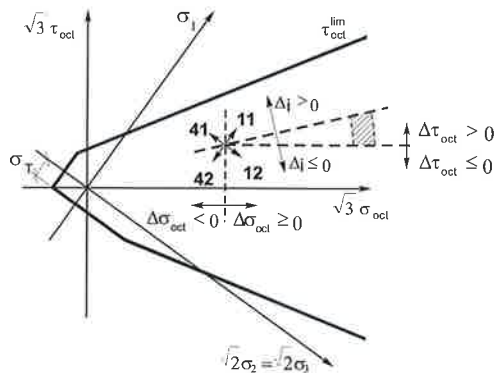
Tento model zohledňuje přechod od primární k sekundární napjatosti příslušnou změnou přetvárných parametrů. Porovnáním přetvárných modulů na obr. 6 lze zjistit, že zpětná analýza při použití modelu č. 1 produkuje nejnížší hodnoty, které podle modelu č. 2 platí jen pro zóny s vyšší mobilizací smykové pevnosti. Nad výrubem a pod výrubem, kde dochází k odlehčení, platí vyšší hodnoty modulů, které zabezpečí reálný výpočet konvergence výrubu a rozdělení posunů ve svislém směru. Tyto souvislosti jsou obzvláště důležité při aplikaci observační metody, kdy nasazení jednotlivých technologických a sanačních opatření je závislé na naměřených deformacích a jejich interpretaci.

5. ZÁVĚRY

1. Na rozdíl od zpětné analýzy, kde cílem bývá určení průměrných charakteristik masivu pro daný konstitutivní model, předmětem této studie byl výběr vhodného konstitutivního modelu horninového masivu včetně jeho parametrů. Výběr

depends on the path direction changes due to increase or decrease of normal stress and shear strength mobilization. At failure yielding occurs and the non-associated flow rule is applied where the plastic potential surface used for computing plastic strains differs from the yield surface. This is the simplest approach, which introducing some assumptions, allows to approximate some features of the more advanced constitutive models of plastic potential theory with double hardening and this is the reason for the better function of Model No 2 when it is used for the back analysis of the measurement results.

This model accounts for stress changes by an adequate change of the tangent deformation parameters. Comparing the tangent deformation moduli produced by the back analysis procedures using Model No 1 and No 2 (Fig. 6), one can find that only the lowest moduli were found using Model No 1 which are valid for the zones with higher shear strength mobilization according to Model No 2. Above the opening and below it unloading occurs which results in much more higher moduli. To predict realistic convergence and settlement distribution above the opening, proper account for aspect is necessary. This is of particular importance for the proper application of the Observational Method where the decision making regarding the temporary support depends on the measured deformations and their interpretation.



$$i = \frac{\tau_{oct}}{\tau_{lim}}$$

$$i_0 = \frac{i - i_0}{1 - i_0}$$

$$0 < i_0 < 0.20$$

$$11 \quad \underline{\Delta\sigma_{oct} \geq 0, \Delta i > 0} :$$

$$E_t = E_p \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_0} \right)^{k_1} \left[1 - (1 - \delta) i_*^{k_2} \right] \quad (1)$$

$$v_t = v_p + (v_{max} - v_p) i_*^{k_3} \quad (2)$$

$$12 \quad \underline{\Delta\sigma_{oct} \geq 0, \Delta i \leq 0} :$$

$$E_t = E_p \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_0} \right)^{k_1} \quad (3)$$

$$v_t = v_p \quad (4)$$

$$41 \quad \underline{\Delta\sigma_{oct} < 0, \Delta i > 0} :$$

$$E_t = E_{unl} \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_0} \right)^{k_1} \left[1 - (1 - \delta) i_*^{k_2} \right] \quad (5)$$

$$v_t = v_p + (v_{max} - v_p) i_*^{k_3}$$

$$42 \quad \underline{\Delta\sigma_{oct} < 0, \Delta i \leq 0} :$$

$$E_t = E_{unl} \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_0} \right)^{k_1} \quad (6)$$

$$v_t = v_p$$

OB. 7

ZÁKLADNÍ VZTAHY DRÁHOVÉ ZÁVISLÉHO PRUŽNOPLASTICKÉHO KONSTITUTIVNÍHO MODELU MATERIÁLŮ (E_t, v_t – TEČNÉ PŘETVÁRNÉ PARAMETRY, $\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \tau_{octlim}$ – OKTAEDRICKÉ NORMÁLOVÉ NAPĚTÍ, SMYKOVÉ NAPĚTÍ A JEHO MEZNÍ HODNOTA, σ_0 – ATMOSFÉRICKÝ TLAK, v_{max} – MAXIMÁLNÍ POISSONŮV SOUČINITEL, k_1, k_2, k_3 – EXPONENTY POPISUJÍCÍ VÝSLEDKY STANDARDNÍ TRIAXIÁLNÍ ZKOUŠKY, i_0 – POČÁTEČNÍ HODNOTA MOBILIZACE SMYKOVÉ PEVNOSTI, $\delta = E_{min}/E_p$)
Fig. 7 Path dependent elastoplastic model with variable stiffness relations below failure surface and nonassociative flow rule accounting for dilatancy at failure (E_t, v_t – tangent deformation parameters, $\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \tau_{octlim}$ – octahedral normal and shear stress and its limit value according to Mohr-Coulomb failure hypothesis, σ_0 – atmospheric pressure, v_{max} – maximum Poisson ratio, k_1, k_2, k_3 – exponents describing the results of standard triaxial test, i_0 – initial value of shear strength mobilization, δ – coefficient determining E_{min})

byl proveden na základě sblíživacích výpočtů k výsledkům měření a tímto způsobem byl testován ideálně pružnoplastický model s parametry závislými na hloubce (varianta tzv. Mohr-Coulombova modelu) a dráhově závislý pružnoplastický model.

2. Studie ukázala, že naměřené sedání nadloží lze vypočítat libovolným konstitutivním modelem při adekvátní úpravě parametrů. Rozdílné jsou však vypočtené konvergence výrubu a hlavně zjištěné parametry. Pro ideálně pružnoplastický model produkují sblíživací výpočty jen výpočtové parametry, které nekonvergují s naměřenými charakteristikami horninového masivu. To je závažné zjištění a zároveň kritérium pro výběr modelů. Modely s nereálnými parametry platí jen pro konkrétní případ štoly a nelze je použít pro spolehlivou prognózu konvergence výrubu a poklesové kotliny vyvolané ražbou tunelu.

3. Studie dále ukázala, že ačkoliv je výlom štoly odlehčovací proces, je sedání nadloží závislé na modulu přitížení, který se navíc snižuje mobilizací smykové pevnosti. Konvergence výrubu je naopak ovlivněna modulem odlehčení, a proto nelze oba tyto jevy výstižně modelovat tzv. Mohr-Coulombovým modelem, kde pod plochou pevností platí jeden přetvárný modul.

4. Dráhově závislý pružnoplastický model dal vyhovující výsledky jak pro pokles terénu, tak pro konvergenci výrubu při parametrech, které jsou charakteristikami masivu podle průzkumu. Model zohledňuje vliv redistribuce napětí na změnu přetvárných parametrů, což je minimální požadavek na konstitutivní model, má-li být aplikován při matematickém modelování tak složitých interakčních problémů, jakým je prognóza vlivu ražby na nadzemní zástavbu na kritickém úseku tunelu Mrázovka.

5. Nároky na vhodnou volbu konstitutivního modelu masivu a jeho parametrů jsou obzvláště vysoké, je-li matematický model používán v interakci s observační metodou, kdy srovnání výsledků výpočtů a měření a jejich interpretace může být pokladem pro závažná rozhodnutí při výstavbě tunelu.

LITERATURA

- [1] Dvořák, J., Gramblička, M., Němeček, J., Šajtár, L. (1998): Řešení tunelu pod Mrázovkou, *Tunel* 4/1998, 28–36.
- [2] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1997): Tunel Mrázovka (km 4,850) – numerická analýza průzkumné štoly, *Dolexpert-Geotechnika*, Praha, 13 stran, 73 grafických příloh.
- [3] Doležalová, M., Zemanová, V. (1997): Tunel Mrázovka (km 4,850) – rovinné modely tunelu podle 1. a 2. varianty technologického postupu výstavby, *Dolexpert-Geotechnika*, Praha, 17 stran, 83 grafických příloh.
- [4] Doležalová, M., Danko, J. (1997): Tunel Mrázovka – rovinný matematický model strojovny vzduchotechniky (VZT), *Dolexpert-Geotechnika*, Praha, 19 stran, 59 grafických příloh.
- [5] Doležalová, M., Zemanová, V. (1997): Tunel Mrázovka – rovinný matematický model MKP rozpletu západní tunelové trouby (ZTT), *Dolexpert-Geotechnika*, Praha, 11 stran, 105 grafických příloh.
- [6] Dvořák, J., Němeček, J., Gramblička, M. (1997): Projektová příprava tunelu Mrázovka, mezinárodní konference „Podzemní stavby '97“ (separátní výtisk).
- [7] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1997): Identifikace konstitutivního modelu horninového masivu a jeho parametrů pomocí sblíživacích výpočtů, 3. Geotechnická konference „Interakce staveb a horninového prostředí“, Bratislava, 67–72.
- [8] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1998): An approach for selecting rock mass constitutive model for surface settlement prediction, *International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Darmstadt, 49–66.
- [9] Doležalová, M., Zemanová, V. (1998): Analýza vlivu technologického postupu výstavby tunelu na sedání nadloží metodou oddělených prvků, mezinárodní konference „60. výročí stavební fakulty STU v Bratislavě“, Inženýrské konstrukce a dopravní stavby, 1. díl, 199–204.
- [10] Hudek, J. (1996): Průzkumná štola pro automobilový tunel „Mrázovka“, I. etapa, Předběžné geotechnické podklady pro matematický model v úseku ul. Ostrovského, PÚDIS, Praha.
- [11] Hladík, I., Reed, M., Swoboda, G. (1997): Robust preconditioners for linear elasticity FEM analyses, *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40: 2109–2127.
- [12] Doležalová, M. (1985): Popis pseudoelastického konstitutivního modelu, *Sborník konference „Využití malých počítačů pro řešení problematiky zakládání a mechaniky zemin“*, Praha, 130–141.
- [13] Kameníček, I., Trnka, J., Kulík, J. (1997): RAST – 1. Stavba, Doplnující IG průzkum. Průzkumná štola pro automobilový tunel „Mrázovka“, 1. etapa, Dílčí zpráva, Příloha č. 6, Měření při NRTM, IKE s. r. o., Praha, PÚDIS a. s., Praha.

5. CONCLUSIONS

1. Opposed to the usual back analysis procedures, where identification of some average rock parameters is aimed at, the objective of this study was identification of a proper constitutive model including the parameters. The selection was made using a trial and error back analysis procedure and two constitutive models, the elastic-perfectly-plastic model with parameters increasing with depth and the path dependent elastoplastic model were tested.

2. According to the study, a surface settlement curve can be simulated by any constitutive model, provided substantial changes of parameters are made. But no settlement distribution with depth can be reproduced and the back analyzed parameters differ from the rock characteristics according to the site investigation. This is an important finding which can be used as a criterion for choice. Models with unrealistic parameters are limited to the particular problem of the adit and they cannot be recommended for predicting the convergence of the tunnel and the settlement trough above it.

3. As demonstrated by the study, the surface settlement depends on a rather low value of the loading modulus influenced by shear strength mobilization, though excavation of underground openings used to be considered as an unloading process. On the other hand, the convergence of the opening is influenced by the unloading modulus, and this is the reason why the so called Mohr-Coulomb model with constant deformation moduli below failure surface fails to simulate both features simultaneously.

4. Using the original rock properties, tunnel convergence and surface settlement close to the measured ones was obtained by the path dependent elastoplastic constitutive model. The influence of the stress redistribution on the change of deformation parameters is accounted for by this model and this can be considered as a minimum requirement to a constitutive model to be applied for solving so complicated interaction problems like the prediction of the effect of tunnelling on the above ground structures in the critical cross section of the Mrázovka Tunnel.

5. A proper selection of rock mass constitutive models and their parameters is of particular importance, if the numerical model is used in an interaction with the Observational Method. This is because the measured deformations and their interpretation can considerably influence the decision making concerning the tunnel construction.

REFERENCES

- [1] Dvořák, J., Gramblička, M., Němeček, J., Šajtár, L. (1998): Solution of the tunnels under the Mrázovka Hill, *Tunel* 4/1998, 28–36 (in Czech).
- [2] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1997): Numerical analysis of the Mrázovka Exploratory Adit, Technical Report, *Dolexpert-Geotechnika*, p. 13, 73 Figures (in Czech).
- [3] Doležalová, M., Zemanová, V. (1997): 2D UDEC modelling of different construction methods applied for the Mrázovka Tunnel, Technical Report, p. 17, 83 Figures (in Czech).
- [4] Doležalová, M., Danko, J. (1997): Mrázovka Tunnel – 2D FEM modelling of underground machine hall for ventilation, *Dolexpert-Geotechnika*, Prague, p. 19, 59 Figures (in Czech).
- [5] Doležalová, M., Zemanová, V. (1997): Mrázovka Tunnel – 2D FEM modelling of tunnel branching in Western Tunnel Tube (WTT), *Dolexpert-Geotechnika*, Prague, p. 11, 105 Figures (in Czech).
- [6] Dvořák, J., Němeček, J., Gramblička, M. (1997): Design of the Mrázovka Tunnel, *International Conference „Underground Structures '97“* (in Czech).
- [7] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1997): Constitutive model and parameter identification for rock mass by back analysis of measurement results, *Proceedings of Conference „Soil-Structure Interaction“*, Bratislava, 67–72 (in Czech).
- [8] Doležalová, M., Zemanová, V., Danko, J. (1998): An approach for selecting rock mass constitutive model for surface settlement prediction, *International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Darmstadt, 49–66.
- [9] Doležalová, M., Zemanová, V. (1998): DEM analysis of the effect of construction methods on surface settlement due to tunnelling, *Proceedings of Conference „The 60th Anniversary of the Faculty of Civil Engineering at the STU Bratislava“*, Civil and Transportation Engineering, Vol. 1, Bratislava, 199–204 (in Czech).
- [10] Hudek, J. (1996): Exploratory adit for the Mrázovka Road Tunnel, 1st Stage, Preliminary geotechnical data for numerical modelling of the area of St. Ostrovského, PÚDIS, Prague (in Czech).
- [11] Hladík, I., Reed, M., Swoboda, G. (1997): Robust preconditioners for linear elasticity FEM analyses, *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40: 2109–2127.
- [12] Doležalová, M. (1985): Description of a pseudoelastical constitutive model, *Proc. of Conf. „Use of Microcomputers for Solving Soil Mech. and Found. Eng. Problems“*, Prague, 130–141 (in Czech).
- [13] Kameníček, I., Trnka, J., Kulík, J. (1997): RAST – 1st Structure, additional engineering-geological survey of the Mrázovka Exploratory Adit, 1st Stage, Technical Report, Fig. 6, NATM – Monitoring, IKE, s. r. o., Prague, PÚDIS a. s., Prague (in Czech).

VELKOPROFILOVÉ TUNELY U A. S. METROSTAV

LARGE PROFILE TUNNELS OF METROSTAV A. S.

ING. MIROSLAV KOLEČKÁŘ, ING. VÁCLAV SOUKUP, METROSTAV A. S., DIVISION 5

ÚVOD

Po ražbách více než stovky km tunelů pražského metra o kruhovém výrubním průřezu 5,5 m u tratových tunelů a 8,80 m u staničních profilů v minulých dvou desetiletích je u podniku Metrostav a. s. významný přechod na větší výrobní průřezy silničních tunelů. Cílem článku je:

- faktografické seznámení a porovnání Strahovského tunelu, tunelu Hřebeč, dvoukolejného tunelu metra a tunelu Mrázovka,
- upozornění na problémy výstavby tunelu Mrázovka
- orientační uvedení výhledů výstavby silničních tunelů v České republice do r. 2010.

Pro omezení rozsahu článku je v závěru příspěvku zařazen základní seznam literatury, kde lze o každé citované akci získat podrobnější informace.

REALIZOVANÉ AKCE A TUNEL MRÁZOVKA

Konec r. 1997 představoval ojedinělý svátek pro české tunelářství. V průběhu necelého měsíce byla uvedena do provozu tři významná dopravní díla. Byly to tunel Hřebeč dne 14. listopadu, tunel Brno-Pisárky dne 28. listopadu a Strahovský automobilový tunel dne 3. prosince. V průběhu roku 1997 bylo dokončeno definitivní ostění prvního raženého dvoukolejného tunelu metra a byla rovněž dokončena ražba průzkumné štoly v západní troubě tunelu Mrázovka.

Autoři článku se rozhodli, že podají základní informace formou schémat a tabulek, které mohou urychlit vzájemné srovnání akcí realizovaných Metrostavem a. s. (u Strahovského tunelu v součinnosti se svým subdodavatelem Vojenské stavby a. s.).

Při realizaci akcí byly zásadně použity dvě technologie a to prstencová metoda u Strahovského tunelu a nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) u akcí ostatních. Různost geologických prostředí umožnila dodavatelům, aby si ověřili vhodnost a efektivnost technologických postupů a nasazení mechanizace.

Rozsah akcí se samozřejmě výrazně lišil. Pokud bychom provedli porovnání kubatur výrubů v rostlém stavu a zahrnuli do tohoto srovnání i tunel Pisárky realizovaný Subterrou a. s., dostaneme celkovou hodnotu výrubů tunelů dokončených v r. 1977 545 800 m³. Z toho činí Strahovský tunel 72,73 %, Hřebeč 9,66 %, dvoukolejný tunel 7,55 %, Brno-Pisárky 10,06 % (dva dvoupruhové tunely o délkách 286 m a 295 m o výrubním průřezu 94,5 m²).

Hlavní parametry vybraných tunelů jsou uvedeny na přiložených obrázcích k tomuto článku včetně uvedení dílčích fází technologického postupu ražeb. Základním problémem realizace velkoprofilového tunelu je volba technologie (štít či razičí stroj, NRTM ap.). U dopravních tunelů lze ovlivnit polohu díla a geologické poměry jen nepatrně. Tím se problematika dopravních tunelů výrazně liší např. od kaveren přečerpávacích elektráren či úložišť medií nebo odpadů, kde můžeme vhodné geologické poměry, výšku nadloží i velikost příčného řezu díla vybírat, respektive výrazně ovlivnit.

S ohledem na délky tunelů v České republice není zatím reálné uvažovat s nákupem plnoprofilového razičího stroje, protože ceny takového zařízení dosahují hodnot 700 milionů Kč a více. Proto lze NRTM a její samostatně uplatňované prvky považovat za základní metodu českého tunelářství pro velkoprofilové výrubní průřezy.

Členění čelby výrubu v příčném a podélném směru je u NRTM jedním ze základních prvků návrhu technologického postupu a to jak pro projektanta, tak zejména pro dodavatele stavby. Toto členění musí vycházet z podmínek projektu (příčný řez, přípustné hodnoty deformací na povrchu), možnosti dodavatele (strojní vybavení, zkušenosti z obdobných akcí) a zejména geologických poměrů příslušné lokality.

Porovnání příčného členění realizovaných akcí a připravovaných ražeb tunelu Mrázovka (třípruhový tunel) je uvedeno v samostatné tabulce č. 1, ve které je porovnáno 5 fází dílčího výrubu a v % vyjádřeno k celkovému výrubnímu průře-

INTRODUCTION

After having driven more than one hundred km of Prague Metro tunnels, with a circular cross section of 5.5 m as to track tunnels and of 8.80 m as to station profiles during the past twenty years, the company Metrostav a. s. changes over to larger cross sections of road tunnels. The aim of this article resides in

- a factographical information and comparison of the Strahov tunnel, Hřebeč tunnel, double-track Metro tunnel and tunnel Mrázovka,
- drawing attention to problems of the Mrázovka tunnel construction,
- orientation prospect for constructing road tunnels in the Czech Republic till the year 2010.

To limit the extent of this article, there is mentioned the basic bibliography, where a more detailed information about each cited action may be found.

REALIZED ACTIONS AND THE MRÁZOVKA TUNNEL

The end of the year 1997 represented a unique celebration for the Czech tunnelling industry. In the course of an incomplete month there were put into operation three important transport projects. It was the Hřebeč tunnel on November 14, the tunnel Brno-Pisárky on November 28, and the Strahov road tunnel on December 3. In the course of the year 1997 there was completed the final lining of the first double-track Metro tunnel, and the driving of the exploratory gallery in the western tube of the Mrázovka tunnel was completed as well.

The authors of this article decided to provide basic information by means of diagrams and tables which may accelerate mutual comparison of actions carried out by Metrostav a. s. (as to the Strahov tunnel in cooperation with its subcontractor Vojenské stavby a. s.).

When realizing its actions, two techniques were applied, viz. the ring method for the Strahov tunnel, and the New Austrian Tunnelling Method (NATM) for other actions. Various geological conditions made it possible to the supplier to verify the suitability and efficiency of construction methods and application of equipment.

The scope of actions differed, of course, considerably. If the excavation volumes in natural state are compared, and even the tunnel Pisárky, carried out by the firm Subterra, a. s., is comprised, the total excavation volume of tunnels completed in the year 1997 would amount to 545 800 m³. The Strahov tunnel represents 72.73 % of them, Hřebeč 9.66 %, the double-track tunnel 7.55 %, Brno-Pisárky 10.06 % (two double-lane tunnels being 286 m and 295 m long, of the excavated cross section 94.5 m²).

Main parameters of selected tunnels are mentioned on figures enclosed to this article, including mentioning partial phases of the excavation. The main realization problem of a large profile tunnel resides in selecting the technique (a shield or a driving machine, NATM, and the like). As to transport tunnels, the position of the work and geological conditions can be affected in a very small extent only. That is why the problems of transport tunnels differ considerably e.g. from caverns of pumped storage plants or storing spaces for media or waste. In latter cases it is possible to select eventually to affect considerably geological conditions, the overburden depth as well as the size of the cross section of the excavation.

With respect to tunnel lengths in the Czech Republic, it is not real to take in consideration a purchase of a full-face boring machine, because prices of such an equipment represent the value of about 700 milion CZK and more. That is why NATM and its independently applied elements can be considered as the basic method of the Czech tunnelling industry for large-profile excavation cross sections.

The horizontal and vertical sequences of excavation is one of the basic elements of the draft of the technological process, both for the designer, and particularly for the contractor. Said excavation sequence must result from conditions of the design (cross section, allowed values on the surface settlement), contrac-

zu. Přitom lze konstatovat, že u Strahovského tunelu a tunelu Hřebeč bylo zvoleno svíslé členění čelby, které je vhodné zejména pro horniny s nižšími pevnostními parametry pod patou klenby. U dvoukolejného tunelu bylo použito vodorovné členění, které je u silničních tunelů běžné a umožňuje uplatnění velké mechanizace.

U tunelu Mrázovka je v tabulce uvažováno vodorovné členění, hodnoty jsou vzaty z části trasy mimo prostor pod zástavbou, kde budou předem provedena zvláštní opatření. O této problematice je podrobnější informace v další části článku.

Základní tunelové mechanismy použité u již dokončených akcí nebo předpokládané pro výstavbu tunelu Mrázovka jsou uvedeny vždy v samostatné tabulce příslušného tunelu. Přitom jako dostatečný prostor pro uplatnění velké mechanizace v přístropi tunelu při vodorovném členění výrubu je nutno uvažovat výšku ve vrcholu klenby 5,5–6,0 m.

Konkrétní úplné strojní sestavy pro provádění tunelů Hřebeč a dvoukolejného tunelu novou rakouskou tunelovací metodou jsou:

STROJNÍ SESTAVA PRO TUNEL HŘEBEČ

Rozpojování	– bez použití trhací práce (70 % objemu) stroje JCB 3CX se sbíjecím kladivem	2 ks
	– s použitím trhací práce + kotvení vrtací vůz SECOMA	1 ks
Nakládání	– stroje JCB 3CX a pásový nakladač CAT 962	1 ks
Odtěžení	– nákladní automobily TATRA 815	2 ks
Stříkaný beton (suchá cesta)	– stroje ALIVA 262 a ALIVA 285	3 ks
Výroba stříkaného betonu	– míchací centra MTS	2 ks
Výroba výztuže	– BRETEX, vlastní vývoj Metrostavu – divize 5	
Betonáž definitivního ostění	– bednicí formy	4 ks
	– přestavba použitých vozů zakoupených od firmy MARTI holding	1 ks

STROJNÍ SESTAVA PRO DVOUKOLEJNÝ TUNEL

Rozpojování	– bez použití trhavin (60 % objemu)	
	– tunelbagr Liebherr R 912	1 ks
	– při použití trhací práce a kotvení – vrtací vůz ATLAS COPCO BOOMER 352	1 ks
Nakládání	– pásový nakladač CAT 953 B	2 ks
Odtěžení	– nákladní automobily TATRA 815	3 ks
Výroba stříkaného betonu	– míchací centrum ORU-MARTE	1 ks
Výroba výztuže	– BRETEX, vlastní vývoj Metrostavu – divize 5	
Betonáž definitivního ostění	– bednicí vůz, vlastní vývoj – 70 % objemu	1 ks
	– posuvné bednění ALPI, vlastní návrh – 5 % objemu	1 ks
Stříkaný beton (mokrý cesta)	– čerpadlo na beton a manipulátor ALIVA – 25 % objemu	1 ks

tor's capacity (equipments, experience from analogous actions) and especially geological conditions of the respective locality.

The comparison of the cross section sequences used at performed actions and prepared for driving of the Mrázovka tunnel (three-lane tunnel) is mentioned in a separate table No. 1, where 5 phases of the partial stope are compared and expressed in per cent with respect to the total excavated cross section. It can be stated that for the Strahov tunnel and the Hřebeč tunnel there was selected a vertical division of face which is suitable especially for rocks of lower strength parameters under the vault footing. For the double-track tunnel there was applied a horizontal excavation sequence which is usual for road tunnels and which makes it possible for large-size equipment to be applied.

As to the Mrázovka tunnel, a horizontal excavation sequence is taken into account, values are taken from a route part outside the space under the housing area where special measures shall be taken in advance. More detailed information concerning this problem can be found in the next part of the article.

Basic tunnel equipment applied for already completed actions or planned for the Mrázovka tunnel construction are mentioned in the separate table of the respective tunnel. A space for utilization of large-size equipment near the tunnel ceiling, at a horizontal excavation sequence there must be taken into consideration the elevation of the vault top, viz. 5.5 to 6.0 m.

The particular complete sets of equipment for building the Hřebeč tunnel and the double-track tunnel by means of the New Austrian Tunnelling Method are as follows:

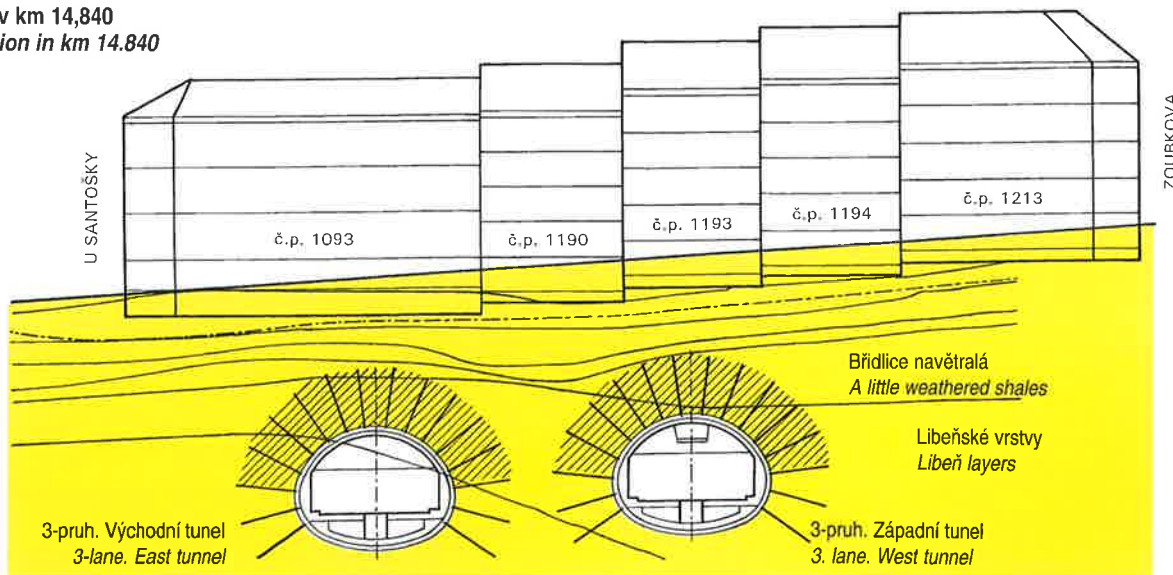
EQUIPMENT SET FOR THE HŘEBEČ TUNNEL:

Disintegration	– without blasting (70 % of the volume)	
	JCB 3CX with the pneumatic pick	2 pcs
	– with blasting + anchoring SECOMA drilling rig	1 pc
Loading	– JCB 3CX and CAT 962 crawler loader	1 pc
Mucking	– TATRA 815 lorries	2 pcs
Shotcrete (dry method)	– ALIVA 262 and ALIVA 285 sprayers	3 pcs
Production of shotcrete	– MTS mixing centres	2 pcs
Production of reinforcement	– BRETEX, own development of Metrostav – Division 5	
Concreting of final lining	– formwork	4 pcs
	– reconstruction of used form travellers purchased from the firm MARTI Holding	1 pc

EQUIPMENT SET FOR THE DOUBLE-TRACK TUNNEL:

Disintegration	– without blasting (60 % of the volume) – Liebherr R 912 tunnel excavator	1 pc
	– with blasting – ATLAS COPCO BOOMER 352 drilling jumbo	1 pc
Loading	– CAT 953 B crawler loaders	2 pcs

Příčný řez v km 14,840
Cross section in km 14.840



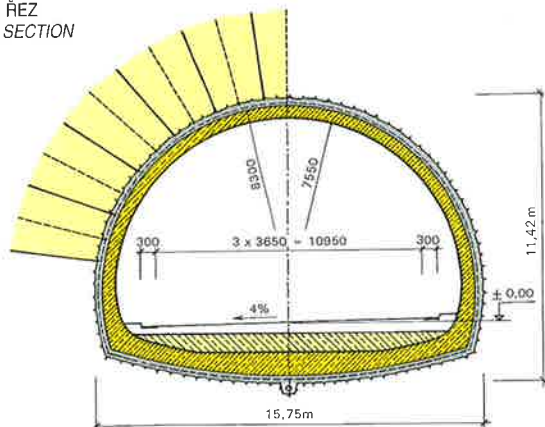
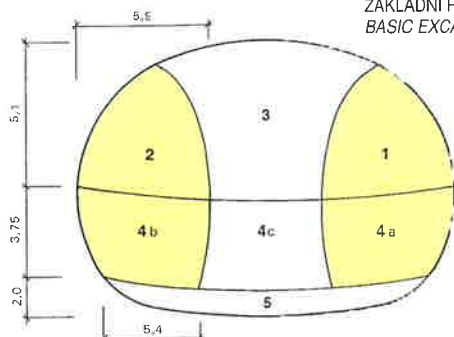
Obr. 1

Příčný řez tunely Mrázovka v prostoru Ostrovského ulice
Cross section of tunnels Mrázovka in the area of Ostrovský Street

SILNIČNÍ TUNEL HŘEBEČ – Silnice I/35
HŘEBEČ ROAD TUNNEL – Road I/35

 Provoz 14. 11. 97
 Operation on November 14, 1997

Třípruhový tunel
Three-lane tunnel

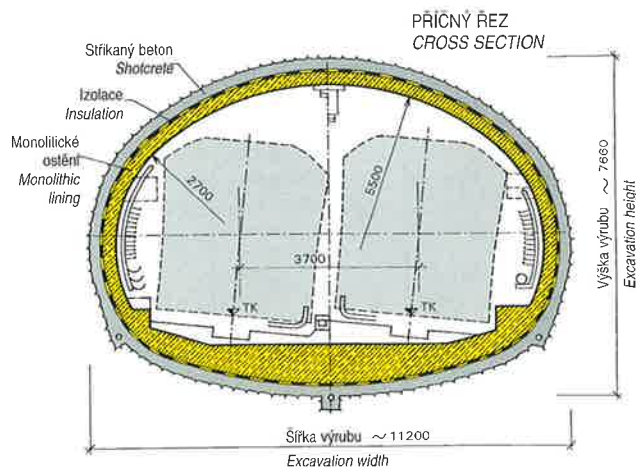
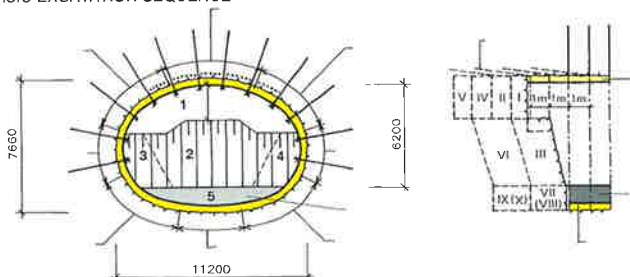
 PŘÍČNÝ ŘEZ
 CROSS SECTION

 ZÁKLADNÍ POSTUP VÝSTAVBY
 BASIC EXCAVATION SEQUENCE


Délka tunelů Tunnel length	celkem 354,5 m raženo 275 m total 354.5 m driven 275 m
Období výstavby Období ražby Construction period Driving period	6. 1994–11. 1997 7. 1994–7. 1996 June 1994 – November 1997 July 1994 – July 1996
Výška nadloží (z toho skalní) Overburden depth (of it rock cover)	5–16,5 m (0–13 m) 5 to 16.5 m (0 to 13 m)
Geologické poměry sladkovodní cenomen – jílovce mořský cenomen – pískovce spodní turon – slínovce (opuky) kvarter – deluviální hlíny Geological conditions fresh-water cenomenon – claystones marine cenomenon – sandstones lower turon – sintered clays (arenaceous marls) quarter – deluvial soils	pevnost v prostém tlaku (MPa) 2–5 15–20 60–100 compressive strength (MPa) 2 to 5 15 to 20 60 to 100
Spád tunelů Tunnel slope	6,3 % 6.3 %
Plocha výrubu Excavation area	150–161 m ² 150 to 161 m ²
Celkový obestavěný prostor Total wall-in space	52 700 m ³ 52 700 m ³
Použitá tunelovací metoda Applied tunnelling method	nová rakouská tunelovací metoda New Austrian Tunnelling Method
Hlavní tunelovací mechanismy nakladač JCB 3CX – 2x, pásový nakladač CATERPILAR 962, stříkací soprava ALIVA 285, kotvení plošina KTR - M2 Main tunnelling equipment loader JCB 3CX – twice crawler, loader CATERPILAR 962, sprayer ALIVA 285, anchoring platform KTR-M2	
Deformace povrchu Surface deformation	22–68 mm 22 to 68 mm

DVOUKOLEJNÝ TUNEL METRA – TRASA IV. B
Mezi stanicemi Rajská zahrada – Hloubětín
DOUBLE-TRACK METRO TUNNEL – LINE IV. B
Between stations Rajská Zahrada–Hloubětín

Provoz 8. 11. 98

Operation on November 8, 1998

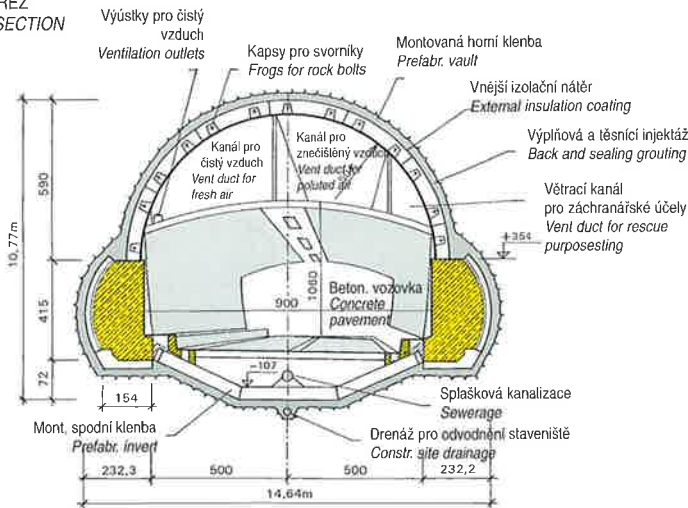
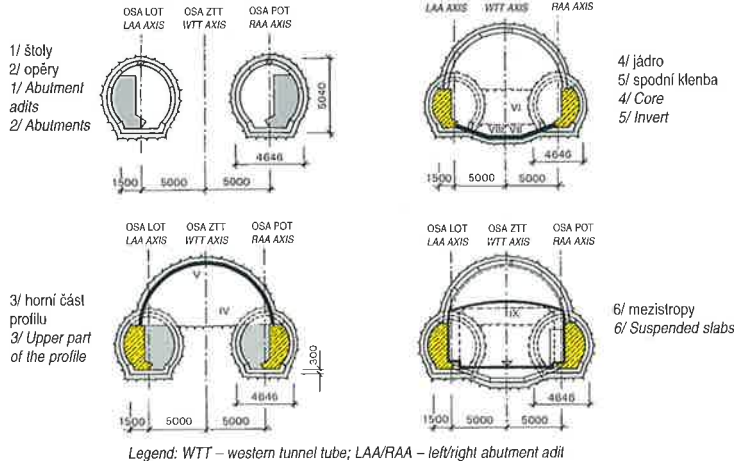
Dvukolejný tunel
Two-lane tunnel

 ZÁKLADNÍ POSTUP VÝSTAVBY
 BASIC EXCAVATION SEQUENCE


Délka tunelů Tunnel length	celkem 703 m total 703 m
Období výstavby Období ražby Construction period Driving period	6. 1995–11. 1998 7. 1995–11. 1996 June 1995 till November 1998 July 1995 till November 1996
Výška nadloží Overburden depth	6–26 m 6 to 26 m
Geologické poměry dobrotivské vrstvy (břidlice) libeňské vrstvy (břidlice) řevnické vrstvy (křemence) Geological conditions Dobrotivky layers (slates) Libeň layers (slates) Řevnice layers (quartzites)	pevnost v prostém tlaku (MPa) 10–20 10–20 110–200 compressive strength (MPa) 10 to 20 10 to 20 110 to 200
Spád tunelů Tunnel gradient	38 % 38 %
Plocha výrubu Excavation area	58,7 m ² 58.7 m ²
Celkový obestavěný prostor Total wall-in space	41 200 m ³ 41 200 m ³
Použitá tunelovací metoda Applied tunnelling method	nová rakouská tunelovací metoda New Austrian Tunnelling Method
Hlavní tunelovací mechanismy vrtací vůz Atlas COPCO Boomer 352, pásový nakladač CAT 953 B, tunel bagr Liebherr R 912 Main tunnelling equipment drilling rig Atlas COPCO Boomer 352, crawler loader CAT 953 B, tunnel excavator Liebherr R 912	
Deformace povrchu Surface deformation	10–55 mm 10 to 55 mm

STRAHOVSKÝ AUTOMOBILOVÝ TUNEL – Městský okruh Praha
STRAHOV ROAD TUNNEL – City ring road Prague

 Provoz 3. 12. 97
 Operation on December 3, 1997

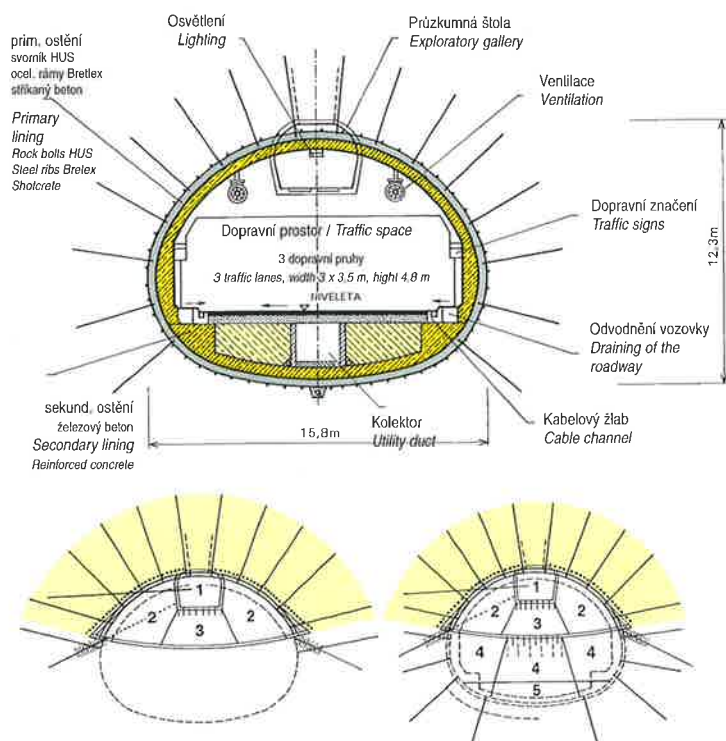
 2 dvoupruhové tunely
 2 two-lane tunnels

PŘÍČNÝ ŘEZ
CROSS SECTION

ZÁKLADNÍ POSTUP VÝSTAVBY
BASIC EXCAVATION SEQUENCE


Délka tunelu (ražená část) Tunnel length (driven part)	západní 1 566 m východní 1 544 m west 1566 m east 1544 m
Období výstavby Období ražby Construction period Driving period	1985–1997 1985–1997 1985–1997 1985–1992
Výška nadloží (z loho skalni) Overburden depth (of it rock cover)	12–79 m (9–76 m) 12 to 79 m (9 to 76 m)
Geologické poměry bohdalecké vrstvy (břidlice) dobrotivské vrstvy (břidlice) vinické vrstvy (břidlice) skalecké vrstvy (křemence) Geological conditions Bohdalec layers (slates) Dobrotiv layers (slates) Vinice layers (slates) Skalsko layers (quartzites)	pevnost v prostém tlaku (MPa) 6–10 4–6 4–6 150–300 compressive strength (MPa) 6 to 10 4 to 6 4 to 6 150 to 300
Spád tunelů Tunnel slope	3,2 % 3.2 %
Plocha výrubu Excavation area	125 m ² 125 m ²
Celkový obestavěný prostor (ražby) Total wall-in space (of the driving)	52 700 m ³ 397 000 m ³
Použitá tunelovací metoda Applied tunnelling method	prstencová a modifikovaná jádrová metoda ring method and modified core method
Hlavní tunelovací mechanismy nakladač JCB 3CX – 2x, pološtit (Ø 12,1 m, dl. 7,2 m); rypadlo Broyt X21, nemechanizované štíty – Ø 4,54 m typ Prievidza (ve štolách), ukladače ostění Main tunnelling mechanisms semi-shield (dia 12,1 m, length 7.2 m), excavator Broyt 21, non-mechanized shields – dia 4.54 m type Prievidza (in galleries), segment erectors	
Deformace povrchu Surface deformation	18–81mm 18 to 81 mm

TUNELY MRÁZOVKA – Městský okruh Praha
MRÁZOVKA TUNNELS – City ring road Prague

 Provoz orientačně 2002–2003
 Operation (estimate) 2002 till 2003

 2 třípruhové tunely
 2 three-lane tunnels


Délka tunelu (ražená část) Tunnel length (driven part)	západní 1 007 m východní 838 m west 1007 m east 838 m	Excavation area three-lane tunnel 159 m ² double-lane tunnel 107 m ²
Období výstavby Období ražby Construction period Driving period	1998–2003 1998–2001 1998–2003 1998–2001	Celkový obestavěný prostor Total wall-in space 352 000 m ³ 352 000 m ³
Výška nadloží (z loho skalni) Overburden depth (of it rock cover)	5–34 m (3–30 m) 5 to 34 m (3 to 30 m)	Použitá tunelovací metoda nová rakouská tunelovací metoda s členěným výrubem, sanace nadloží Applied tunnelling method New Austrian Tunnelling Method with a divided face, improvement of overburden
Geologické poměry jilovité břidlice – libeňské vrstvy letenské vrstvy (břidlice) řevnické vrstvy (křemence) Geological conditions slates – Libeň layers Letná layer (slates) Řevnice layers (quartzites)	pevnost v prostém tlaku (MPa) 5–15 30–50 150–220 compressive strength (MPa) 5 to 15 30 to 50 150 to 220	Hlavní tunelovací mechanismy vrtací vozy Atlas COPCO Boomer 352 pásová nakladač CAT 953 B a Liebherr 641 tunel bagr Liebherr R 912 a Liebherr R 932 Main tunnelling equipment drilling rigs Atlas COPCO Boomer 352, crawler loaders CAT 953 B and Liebherr 641, tunnel excavators Liebherr R 912 and Liebherr R 932
Spád tunelů Tunnel slope	0,75–4,25 % 0.75 to 4.25 %	Deformace povrchu (předpoklad) Surface deformation (assumption) 60 mm 60 mm
Plocha výrubu	třípruhový tunel 159 m ² dvoupruhový tunel 107 m ²	

PROBLÉMY VÝSTAVBY TUNELU MRÁZOVKA

Při výstavbě ražených stanic pražského metra v uplynulých dvou desetiletích byly podrobně sledovány a vyhodnocovány důsledky ražeb na deformace povrchu terénu. Ražené stanice byly převážně situovány mimo zástavbu vyšších pozemních objektů při minimálním skalním nadloží 10 m (stanice Můstek a stanice Staroměstská trasy A pražského metra) a minimálním celkovém nadloží až k povrchu terénu 23 m (stanice Staroměstská). Celková šířka výrubu třílodi stanice s pilíři mezi profily dosahovala 29,50 m, naměřené výsledné deformace na povrchu byly 20 až 120 mm při šířce poklesových zón 75 až 150 m. Tunely byly budovány prstencovou metodou s požadavkem na provedení okamžité výplňové a těsnící ijektáže k aktivaci tunelového ostění.

Dopravní řešení městského okruhu v úseku RAST (Radlická–Strahovský tunel) přineslo složitý problém realizace dvou třípruhových tunelů pod zástavbou při malém tunelovém nadloží (viz obr. 1). Tunely o výrobních průřezech 159 m² při šířkách výrubu 15,80 m a výšce 12,30 m podchází v prostoru Prahy 5 pod Ostrovského ulici 90 let starou obytnou zástavbu tvořenou 4 až 5 podlažními cihelnými objekty. Mocnost zvětralého a rozloženého nadloží sestávajících z břidlic ordovického stáří (libeňské vrstvy) přitom dosahuje hodnoty u západního tunelu cca 9 m, u východního tunelu 10,4 m, celkové nadloží pod základy domů pak hodnot 12,3 m u západního a 11,9 m u východního tunelu. Horninový pilíř mezi oběma tunely je 16 m. V klenbě západního tunelu byla v roce 1997 vyražena průzkumná štola o výrobním průřezu 11,5 m², jejímž vyhodnocením byly získány geotechnické parametry nutné pro návrh tunelů a údaje a zkušenosti pro technologii ražeb.

Dokončená pasportizace zástavby a vyprojektovaný návrh částečného zesílení domů před ražbami požaduje provést ražby tak, aby absolutní deformace nad tunelem nepřesáhla hodnotu 60 mm a sklon deformační vlny v podélném a příčném řezu byl maximálně v rozmezí 1 : 600 až 1 : 800. To odpovídá požadavkům ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy, dle článků 127, 128 a tabulce 19 – mezní hodnoty sednutí.

V českém i světovém tunelářství jde o mimořádný případ, který bude jistě předmětem řady článků a hodnocení. Projektantem tunelového řešení je firma SATRA (hlavní inženýr Ing. Dvořák, tunely Ing. Němeček), generálním projektantem a autorem dopravního řešení firma PŮDIS Praha (hlavní inženýr Ing. Krásný).

V r. 1997 až 1998 byly provedeny rozsáhlé srovnávací studie možných variant technologie výstavby tunelů a výpočty deformací včetně expertních posouzení. Při realizaci projektu bude uplatněna observační metoda včetně rozsáhlých měření v podzemí, uvnitř horninového masivu i na objektech povrchové zástavby a bude operativně prováděna jejich zpětná analýza s bezprostředními úpravami technologie provádění.

V úseku pod zástavbou se počítá s řadou opatření směřujících k maximálnímu omezení deformací. Počítá se s předstihovými sanačními ijektážemi horninového nadloží z průzkumné stoly. Vlastní štola bude před čelbou raženého tunelu vyztužena. Nadloží kaloty bude po obvodě v podélném směru v uvedeném úseku zpevňováno injektovanými ocelovými trubkami při členění výrobního průřezu tak, aby postupně získávaná tuhost primárního ostění ze systému stříkaného betonu a kotev umožňovala plně přenášet reálné narůstající zatížení na líci výrubu. S ohledem na záměr omezit deformace povrchu se zástavbou na maximum nebude tedy v tomto úseku využívána možnost NRTM řízenou deformací aktivovat nosnost horninové obálky. Navíc budou v prostoru Ostrovského ulice připraveny předem šachty a vrty pro uplatnění tzv. kompenzační ijektáže podloží objektů, které by při stupňovaném tlakování injektovaným médiem měly zamezit či podstatně omezit proces sedání.

VÝHLED VÝSTAVBY SILNIČNÍCH TUNELŮ

Pro rozvoj tunelářských technologií, nákup specializovaných zařízení a dlouhodobou přípravu jsou podstatné údaje o záměrech investorů na výstavbu silničních tunelů. V tabulce č. 2 je zahrnut pravděpodobný rozsah výstavby silničních tunelů v Praze a na dálniční síti České republiky v časovém horizontu do roku 2010. Tabulka neuvádí rozlišení na dvou a třípruhové tunely, které není dosud jednoznačné. Délky tunelů představují hodnoty ražených úseků, období realizace je orientační a skutečnost bude záviset na ekonomických možnostech našeho státu a na úspěšnosti investorské přípravy.

Příprava výstavby silničních tunelů bývá zdržována uplatňováním majetkových práv a nutností respektování požadavků na ochranu životního prostředí. Součtové hodnoty pro 12 tunelů v Praze o délce 17 045 m a 14 tunelů na dálnicích a rychlostních komunikacích o délce 8 525 m, dává celkovou hodnotu přes 25 km ražených dvou nebo třípruhových tunelů.

ZÁVĚR

Lze konstatovat, že dokončením tunelů v obci Hřebeč, Strahovského tunelu a dvoukolejného tunelu metra získal Metrostav a. s. – divize 5 dostatek zkušeností zejména s uplatněním nové rakouské tunelovací metody. V červenci 1998 navíc obdržel Metrostav a. s. certifikát systému jakosti dle ISO 9002 na provádění

Mucking	– TATRA 815 lorries	3 pcs
Production of shotcrete	– ORU-MARTE mixing centres	1 pcs
Production of reinforcement	– BRETEX, own development of Metrostav – Division 5	
Concreting of final lining	– tunnel form traveller, own development, 70 % of volume	1 pcs
	– sliding forms ALPI, own design – 5 % of volume	1 pc
Shotcrete (wet method)	– concrete pump and handling device ALIVA manipulator – 25 % of volume	1 pc

CONSTRUCTION PROBLEMS OF THE MRÁZOVKA TUNNEL

During the construction of driven stations of the Prague Metro in passed twenty years, there were monitored and evaluated impacts of excavations to the ground surface deformations. Driven stations were mostly located outside the area of higher surface structures where the minimum rock cover is 10 m (the Můstek station and the Staroměstská station of the Prague Metro line A) and the minimum total overburden up to the surface is 23 m (Staroměstská station). The total excavation width of the three-bay station with pillars between profiles achieved 29.50 m, measured resulting deformation on the surface represented 20 up to 120 mm, at the width of settled zones amounting to 75 to 150 m. The tunnel construction was carried out by means of a ring method with the requirement of the immediate activation by means of a back grouting and sealing one. In this way a considerable weight part of the rock cover is distributed to the tunnel lining.

The traffic solution of the city ringroad in the section RAST (Radlická Street–Strahov tunnel) represented a complicated problem, viz. to realize two three-lane tunnels under the surface housing at a shallow tunnel rock cover (see Fig. No. 1). Tunnels, having excavated cross sections 159 m², of the excavation width 15.80 m and height 12.30 m, are located in the area of Prague 5 under Ostrovský Street, where 90 years old surface housing, represented by 4 to 5 floor brick buildings, takes place. The thickness of weathered and decomposed overburden consisting of Ordovician slates (Libeň layers) achieves about 9 m over the western tunnel and 10.4 m over the eastern tunnel. The total overburden thickness under foundations of buildings is 12.3 m as to the western tunnel and 11.9 m as to the eastern tunnel. The rock pillar between both tunnels is 16 m wide. An exploratory gallery of the excavated cross section 11.5 m², by the interpretation of which there were obtained geotechnical parameters needed for designing tunnels as well as data and experience for the driving technique was driven in the top heading of the western tunnel in the year 1997.

The completed inventory of the housing and the proposed design of a partial strengthening of houses before starting driving operations requires for them to be performed in such a way that the absolute deformation over the tunnel may not cross the value of 60 mm and the gradient of the deformation wave in the longitudinal and cross section may be max. within the range 1 : 600 to 1 : 800. It corresponds with requirements both of the standard ČSN 73 1001 Foundation ground under flat foundations, pursuant to articles 127, 128, and of the Table 19 – limit values of settlement.

Said case is an extraordinary one in the Czech and world tunnelling practice, and it will be surely a subject of many articles and evaluations. The firm SATRA (Ing. Dvořák – head engineer, Ing. Němeček – tunnels) is the designer of the tunnel solution, the firm PŮDIS Praha (Ing. Krásný – head engineer) is the general designer and the author of the traffic solution.

Tabulka č. 1
Table No. 1

SROVNÁNÍ ČLENĚNÍ ČELEB
Comparison of dividing of tunnel faces

Akce Project	Výrub. průřez m ² Excavated cross section (m ²)	Dílčí výrubu (fáze) m ² (%) Partial excavation sequences m ² (%)				
		1	2	3	4	5
Strah. tunel Strahov tunnel	125	23 (18,5)	23 (18,5)	47 (37)	20 (16)	12 (10)
Hřebeč Hřebeč	152	12 (16,5)	25 (16,5)	35 (23)	57 (37,5)	10 (6,5)
Dvouk. tunel Double-track tunnel	59	14 (23)	6 (10)	6 (10)	25 (43)	8 (13)
Mrázovka Mrázovka	159	11,5 (7,2)	29 (18,3)	25 (15,7)	67,5 (42,5)	26 (16,3)

dění tunelářských prací touto metodou. Zmíněná metoda i její samostatně uplatňované prvky najdou jistě široké uplatnění u dalších ražených objektů v České republice, jejichž výstavba se do r. 2010 očekává.

LITERATURA

- [1] Kolečkář: Strahovský automobilový tunel (Sborník konference Podzemní stavby '94, str. 100).
- [2] Silniční obzor 1997, č. 11 (monotematické číslo věnované Strahovskému tunelu).
- [3] Silniční obzor 1997, č. 12 (str. 401 až 412), články investora, projektanta a zhotovitele k dokončenému tunelu Hřebeč.
- [4] Salač: Silniční tunel Hřebeč po dvou letech výstavby (časopis Tunel č. 2/1996).
- [5] Formánek, Romancov: První ražený dvoukolejný tunel na pražském metru (časopis Tunel č. 4/1994).
- [6] Zelenka: Ražba dvoukolejného tunelu na trase IV B pražského metra (časopis Tunel č. 4/1995).
- [7] Hudek: Průzkumná štola silničního tunelu Mrázovka v Praze (časopis Tunel č. 3/1997).
- [8] Dvořák, Němeček, Gramblička: Projektová příprava tunelů Mrázovka (příloha sborníku symposia Podzemní stavby '97).

Tabulka č. 2
Table No. 2

VÝHLED RAŽENÝCH SILNIČNÍCH TUNELŮ Prospects of driven road tunnels

Místo Location	Stavba Construction	Délka (m) Length m	Období realizace Realization year
PRAHA PRAGUE	Mrázovka – záp. tunel Mrázovka – western tunnel	1 007	1998–2002
	Mrázovka – vých. tunel Mrázovka – eastern tunnel	838	
	Špecjhar – Pelc Týrolka (Blanka)	2 x 1 970	2000–2005
	Malovanka – Prašný most (Střešovice)	2 x 600	2005–2007
	Slivenec – Lahovice (Višňovka)	2 x 1 250	2003–2006
	Lahovice – Hodkovice (Cholupice)	2 x 2 080	2003–2006
	Radlice	2 x 1 700	2004–2007
Dálnice D8 st. 0805 Motorway D8 building site 0805	Lovosice – Řehlovice (Prackovice)	160 140	1999–2002
	Lovosice – Řehlovice (Radejčín)	380 360	1999–2002
Dálnice D8 st. 0807 Motorway D8 building site 0807	Trmice – stát. hranice Trmice – state frontier (Libouchec)	440 330	200–2003
	Trmice – stát. hranice Trmice – state frontier (Panenská)	1 810 1 795	2000–2003
Dálnice D5 Motorway D5	Jižní obchvat Plzně (Valík) Southern diversion of Plzeň (Valík)	2 x 250	2000–2002
Dálnice D11 Motorway D11	Chlumeč nad Cidlinou – – Hradec Králové (Voleč)	2 x 225	2002–2004
R. kom. D47 Speedway D47	Ostrava – Studénka (Klimkovice)	2 x 1080	2002–2005
CELKEM TOTAL	PRAHA PRAGUE	17 045	
	DÁLNIČE MOTORWAY	8 525	
	Součet Sum	25 570	1998–2007

In the years 1997 and 1998 there were performed both extensive studies of eventual variants of the tunnel construction technique, and deformation calculations, including expert's opinions. When realizing the structure, an observation method shall be applied, including extensive measurements in the underground, inside the rock massif and in structures of the surface housing, and their reverse analysis with immediate adaptations of the working technique shall be operatively performed.

In the section under the surface housing there are taken into account many measures aiming to max. limitation of deformations. Rescue grouting into the rock cover from the exploratory gallery are planned too. The proper gallery shall be reinforced before the excavation of the driven tunnel. The calote overburden shall be strengthened along the circumference in the longitudinal direction within the mentioned section by means of grouted pipes, when dividing the excavated cross section in such a way that the primary lining, made of shotcrete and anchors, getting rigid step by step, may make possible to distribute the really increasing load to the face of the excavation. With respect to the aim to limit surface deformations of the housing area to minimum, there will be not utilized in this section the possibility of the New Austrian Tunnelling Method, viz. to activate the loading capacity of the rock envelope by a controlled deformation. Moreover, in the space of Ostrovský Street, there will be prepared in advance galleries and bore holes for applying the so called compensation grouting into the subsurface of structures which would stop or considerably limit the settlement process during the increased pressure of the grouting medium.

PROSPECT FOR ROAD TUNNEL CONSTRUCTION

Data concerning investor's intentions as to road tunnel construction are very important for developing tunnelling techniques, for purchasing specialized equipment and for a long time preparation. A probable extent of the road tunnel construction in Prague and on the motorway network of the Czech Republic till the year 2010 is mentioned in Table No. 2. The table does not distinguish two-lane tunnels and three-lane ones, which facts are not decided finally. Tunnel lengths represent values of driven sections. Realization periods are informative only and the reality will depend upon economic possibilities of our state and upon the fact how the investment preparation will be successful.

The preparation of the road tunnel construction is usually delayed by exercising property rights and by the necessity to respect environmental requirements. Total values for 12 tunnels in Prague, the length of which should be 17 045 m, and 14 tunnels on motorroads and speedroads, the length of which should be 8 525 m, represent the total value over 25 km of driven two-lane tunnels or three-lane ones.

CONCLUSION

It can be stated that by completing the tunnels in the Hřebeč community, the Strahov tunnel and the two-lane Metro tunnel, the firm Metrostav, a. s. – Division 5, gained sufficient experience, particularly as to the application of the New Austrian Tunnelling Method. More over, in July 1998, Metrostav, a. s., obtained the Certificate of the Quality System according to ISO 9002 for performing tunnelling works by means of said method. The mentioned method, as well as its separately applied elements shall find a large application at further driven structures in the Czech Republic, the construction of which is expected till the year 2010.

BIBLIOGRAPHY

- [1] Kolečkář: Strahov Road Tunnel (Symposium of the conference Underground Structures '94, page 100).
- [2] Silniční obzor (Road Horizon) 1997. No. 11 (monothematic issue concerning the Strahov tunnel).
- [3] Silniční obzor (road Horizon) 1997. No. 12 (page 401 to 412), articles of the investor, designer and contractor concerning the completed Hřebeč tunnel.
- [4] Salač: Hřebeč Road Tunnel after Two Years of Construction (the journal Tunnel No. 2/1996).
- [5] Formánek, Romancov: The First Driven Two-Track Tunnel in the Prague Metro (the journal Tunnel No. 4/1994).
- [6] Zelenka: The Two-Track Tunnel Driving on the Track IV B of the Prague Metro (the journal Tunnel No. 4/1995).
- [7] Hudek: Trial Gallery of the Mrázovka Road Tunnel in Prague (the journal Tunnel No. 3/1997).
- [8] Dvořák, Němeček, Gramblička: Design Preparation of the Mrázovka Tunnels (enclosure of the Symposium of the conference Underground Structures '97).

TUNEL SITINA – ENVIRONMENTÁLNE SÚVISLOSTI NÁVRHU DIAĽNIČNÉHO TUNELA V BRATISLAVE

SITINA TUNNEL – ENVIRONMENTAL COHERENCE OF THE MOTORWAY TUNNEL IN BRATISLAVA

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

Súčasťou vedenia diaľnice D2 územím hlavného mesta Slovenskej republiky Bratislavy bude i tunel Sitina, tvorený dvomi jednosmerne prevádzkovanými tunelovými rúrami. Celková dĺžka trasy diaľnice vedenej tunelovými objektami je cca 1500 m. Oba priortálové úseky tunelových rúr sú situované v bezprostrednej blízkosti objektov, ktoré je potrebné chrániť pred škodlivými účinkami hluku, vibrácií a exhalácií spôsobenými jednak výstavbou ale najmä prevádzkou diaľnice. Terraprojekt spracoval v priebehu roku 1998 pre investora Slovenskú správu ciest dokumentáciu pre územné rozhodnutie pre stavbu 3,3 km dlhého úseku diaľnice D2 Lamačská cesta–Staré grundy v Bratislave, ktorého je tunel Sitina súčasťou. V predloženom príspevku je popísané technické riešenie tunelových objektov, vrátane návrhu opatrení na ochranu pred negatívnymi účinkami dopravy.

ÚVOD

Vedenie diaľnice intravilánom veľkých miest zvyčajne spôsobuje výraznejšie kolízie záujmov, než je tomu v prípade obchvatu mesta mimo jeho hraníc. Navrhovanie tunelových objektov na diaľnici prechádzajúcej mestom prináša projektantom veľký počet obmedzení a vplyvov vyplývajúcich najmä zo zastavanosti územia v blízkosti tunelových portálov ako i nad samotným tunelom. Optimalizácia trasy tunela z hľadiska kvality horninového prostredia sa takto môže dostať na nižší stupeň dôležitosti než sú vonkajšie limity a obmedzenia. Tomuto javu intenzívne napomáha technologický pokrok v podzemnom staviteľstve, umožňujúci prekonávanie i veľmi nepriaznivých geologických a hydrogeologických pomerov, či už použitím flexibilných tunelárskych metód alebo naopak vysoko špecializovaných raziacich komplexov.

Pre hlavné mesto Slovenskej republiky Bratislava je podobne ako pre iné veľké mestá jedným z najpálčivejších problémov doprava. Výrazným príspevkom k zlepšeniu criticalkej situácie by malo byť skompletovanie diaľničného prietahu mestom, ktorý okrem tranzitnej dopravy siahne i časť vnútro-mestskej dopravy a tým odľahčí preťažený mestský komunikačný systém. Dôležitosť riešenia dopravnej situácie v hlavnom meste si uvedomuje i vláda SR, ktorá popri nevyhnutnom obmedzení výdavkov na výstavbu diaľnic deklaruje ako jednu z priorit (okrem dokončenia tunela Branisko) aj výstavbu úsekov diaľnice na území Bratislavy.

Vedenie trasy diaľnice D2 územím Bratislavy je možné charakterizovať ako obchvat centrálnej mestskej zóny. Diaľnica bude po vstupe do mesta zo severovýchodu prevedená Prístavným mostom cez Dunaj na jeho pravý breh v Petržalke, odkiaľ bude prevedená mostom Lafranconi späť na ľavý breh Dunaja v Mlynskej doline. Chýbajúci úsek diaľnice medzi Mlynskou dolinou a existujúcou diaľnicou v smere do Českej republiky bude vedený čiastočne pod zemou, dvojicou tunelových rúr pod Zoologickou záhradou v Mlynskej doline, v blízkosti areálu Slovenskej akadémie vied (obr. 1).

ZÁKLADNÉ ÚDAJE O STAVBE

Pripravovaný úsek diaľnice D2 v Bratislave s názvom Lamačská cesta–Staré grundy má dĺžku cca 3,3 km a spája existujúce diaľničné úseky, most Lafranconi so začiatkom diaľnice D2 v smere na hranicu SR/ČR. Diaľničný úsek zahŕňa nielen tunelové objekty ale i štyri mimoúrovňové križovatky vrátane dvanástich

The Sitina tunnel, formed by two one-way tunnel tubes, will be a part of the motorway D2 passing through Bratislava, the capital of the Slovak Republic. The total length of the route in tunnel tubes is about 1500 m. Both tunnel tube sections at the portals are situated in the proximity of buildings which must be protected from harmful effects of noise, vibrations and exhalations caused both by the construction of and especially by the traffic on the motorway. The firm Terraprojekt elaborated in the course of the year 1998 for the investor – Slovak Road Administration – a documentation for the territorial decision concerning the construction of the 3.3 km long motorway section D2 Lamačská Cesta–Staré Grundy in Bratislava, the part of which is formed by the Sitina tunnel. In the presented article there is described the technical solution of the tunnel construction, including proposals of measures for protection against negative effects of the traffic.

INTRODUCTION

Motorways through big cities usually cause more considerable interest collisions than it is in cases that the motorway by-passes the town outside its boundaries. To design tunnel constructions on a motorway passing through the town, it represents for the designer many limitations and problems resulting from the fact that the territory near tunnel faces and over the tunnel is built up. That is why the optimum tunnel alignment may be less important from the aspect of rock to be excavated than outside limits and restrictions. This phenomenon is supported by the technological progress in underground engineering which makes it possible to overcome even very unfavourable geological and hydrogeological conditions, let it be by applying flexible tunnelling methods or, on the contrary, by means of very specialized driving means.

The transport is for Bratislava, the capital of the Slovak Republic, analogously as for other big cities, one of the most difficult problems. An important help for improving the critical situation may be represented by realizing the motorway through the town which will serve not only for the transit transport, but for a part of the city transport as well. In this way the very clogged city transport system will get relieved. The importance of a solution of transport problems of the capital is evident even for the government of the Slovak Republic which, in spite of necessary limitations of financial means for the motorway construction, declares the construction of the motorway sections on the territory of Bratislava as one of the priorities (besides completing the Branisko tunnel).

The route location of the motorway D2 through the territory of Bratislava may be characterized as a bypass of the city central zone. The motorway, after entering the city from north-east, will pass over the Prístavný bridge the Danube to its right bank in Petržalka, from where it will pass, over the Lafranconi bridge to the left bank of the Danube again, viz. in Mlynská Dolina. The missing motorway section between Mlynská Dolina and the existing motorway in the direction to the Czech Republic will be situated partially in two underground tunnel tubes under the Zoological Gardens in Mlynská Dolina, near the area of the Slovak Academy of Sciences (Fig. 1).

BASIC DATA CONCERNING THE CONSTRUCTION

The prepared section of the motorway D2 in Bratislava, named Lamačská Cesta–Staré Grundy and long about 3.3 km, connects existing motorway secti-

mostných objektov, zabezpečujúce napojenie diaľničného úseku na existujúci komunikačný systém v meste.

Terraprojekt a. s. je spracovateľom dokumentácie pre územné rozhodnutie uvedenej stavby, ktorá bola odovzdaná v novembri roku 1998. Investorom stavby je Slovenská správa ciest, ktorá financuje výstavbu diaľnic aj na území hlavného mesta SR. Na financovanie tejto stavby sú zabezpečené zdroje formou medzivládnej zmluvy medzi Slovenskom a Japonskom. Podľa predbežného harmonogramu by sa mala výstavba začať v roku 2000 a kompletný úsek by mohol byť uvedený do prevádzky v roku 2005.

HORNINOVÉ POMERY V TRASE RAZENÝCH TUNELOV

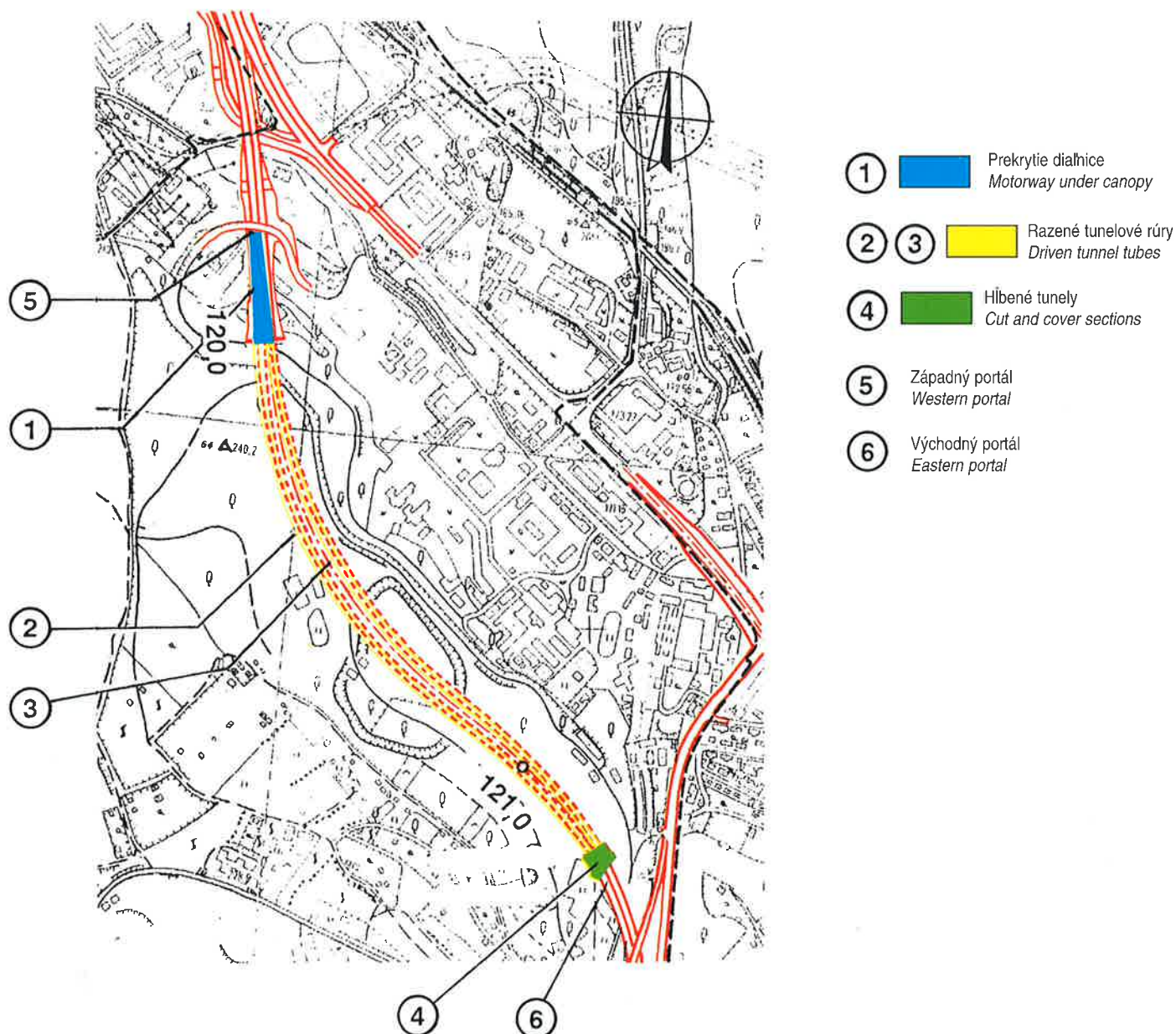
Trasa tunela pretína jeden z granitoidných pahorkov na južnom okraji horskej depresie, nachádzajúcej sa pri juhozápadnom ukončení Malých Karpát. Podklad depresie, ako aj okrajové pahorky, sú tvorené horninami kryštalinika, zatiaľ čo výplň depresie budujú mladšie sedimentárne horniny. Okraj kryštalickeho masívu Malých Karpát je intenzívne tektonicky porušený. Základný smer tektonického porušenia kopírujú i významné morfológické útvary v predmetnom území – Mlynská dolina a Lamačský prelom.

ons, the Lafranconi bridge with the beginning of the motorway D2 in the direction to the frontier of the Slovak Republic and the Czech Republic. The motorway section comprises not only tunnel constructions, but also four highway grade separations, including twelve bridges, connecting the motorway section to existing road system in the town.

Terraprojekt, a. s., is the elaborator of the documentation for the territorial decision of the mentioned construction which was handed over in November 1998. The firm Slovak Road Administration, which finances the construction of motorways etc. in the territory of the capital of the Slovak Republic, is the investor of the structure. Financial sources for financing said structure have been ensured in the form of the intergovernmental contract between Slovakia and Japan. The construction, according to the preliminary programme, should start in the year 2000 and the respective section should be set in operation in the year 2005.

ROCK CONDITIONS IN THE ROUTE OF DRIVEN TUNNELS

The tunnel route crosses one of the granitic hills on the southern margin of a mountain depression, taking place at the south-western end of Low Carpathians. The basis of the depression and marginal hills are formed by crystalline rocks and the inner part of the depression consists of younger sedimentary rocks. The



Z litologického hľadiska je stavba masívu Sitina pomerne jednoduchá – povrch pokrývajú antropogénne navážky hrúbky do 0,5 m, pod ktorými sa nachádza súvislá vrstva kvartérnych sedimentov. Hrúbka vrstvy sa pohybuje v rozmedzí 2 až 4 m. Povrch vlastného granitoidného masívu je intenzívne zvetraný, pričom hrúbka granitoidného elúvia sa pohybuje v rozmedzí 2 až 4 m. Granitoidný masív tvoria muskoviticko-biotitické granity a granodiority s častým výskytom pegmatitových žíl a s polohami kryštalicích bridlíc. Z hľadiska fyzického stavu ide o veľmi heterogénne horninové prostredie, od relatívne zdravých hornín až po výrazne tektonicky porušené a hlboko zvetrané polohy charakteru poloskalných hornín až zemín.

Tunel Sitina bude razený v granitoidnom masíve, pričom niveleta trasy je vedená relatívne plytko pod povrchom terénu, s nadložíím výšky 10 až 32 m. Pre realizáciu tunela je najpodstatnejšou črtou nerovnorodosť horninového masívu, podmienená prítomnosťou tektonických porúch rôzneho charakteru. Najvýraznejšie sa tektonické porušenie masívu prejavuje nepravidelnými zónami rôznej mocnosti, až do niekoľkých metrov.

TECHNICKÉ RIEŠENIE TUNELOVÝCH OBJEKTŮV

Pre kapacitné zabezpečenie prevedenia dopravy na projektovanom úseku diaľnice je nevyhnutné súčasne vybudovať a uviesť do prevádzky obe tunelové rúry.

Smerové i výškové vedenie trasy diaľnice v tuneloch je ovplyvnené limitujúcou blízkosťou existujúcej zástavby pri oboch portáloch a podmienkami výškového napojenia na križovatky pred oboimi portálmi. Ďalším limitujúcim faktorom je pomerne nízke nadložie v celej dĺžke tunelového úseku. Smerové vedenie trasy v tuneloch je rozdelené do separátneho vedenia dvoch smerových pásov diaľnice. Trasa južného smerového pásu diaľnice v tuneli je vedená v smere od západu najskôr 205 m v spoločnom prekrytom úseku v areáli Slovenskej akadémie vied, ďalej 1247 m v razenom tuneli a napokon 50 m v hĺbenom úseku pri východnom portáli. Celková dĺžka trasy diaľnice v južnej tunelovej rúre je 1502 m. Trasa severného smerového pásu je vedená 202 m v spoločnom prekrytom úseku v areáli SAV, potom 1227 m v razenom tuneli a napokon 40 m v hĺbenom úseku pri východnom portáli. Celková dĺžka trasy diaľnice v severnej tunelovej rúre je 1469 m. Vzdialenosť medzi osami oboch tunelových rúr je po

margin of the crystalline massif of the Low Carpathians is intensively tectonically fractured. The basic direction of the tectonic fracturing is copied even by important morphological formations in the respective territory Mlynská Dolina and Lamačský Prelom.

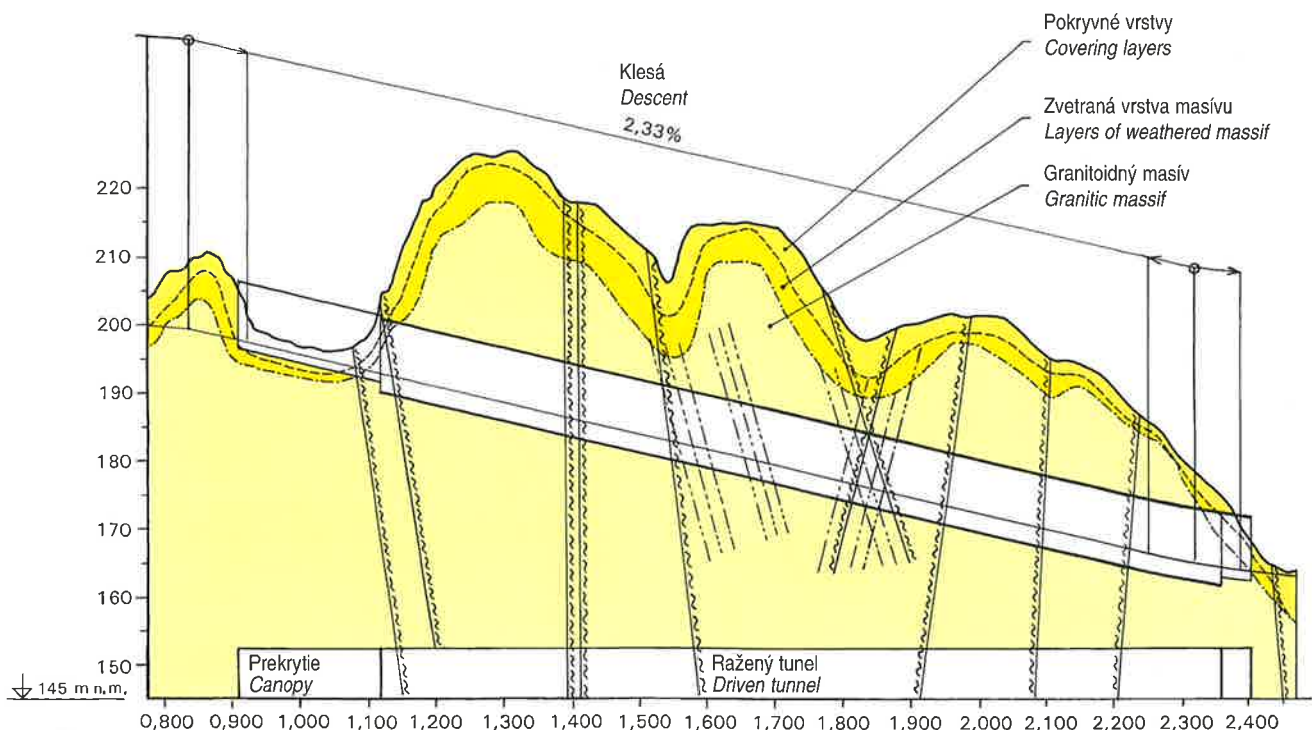
From the lithological point of view the consistence of the massif Sitina is relatively simple. The surface is covered by antropogenous made-up grounds, thick up to 0.5 m, under which a coherent layer of quarternary sediments take place. The layer thickness is within the range of 2 up to 4 m. The surface of the proper granitic massif is intently weathered, and the thickness of the granitic eluvia within the range of 2 up to 4 m. The granitic massif is formed by muscovite-biotitic granites and granodiorites with many pegmatitic veins and interbeds of crystalline slates. As to the physical condition, there are very heterogenous rock conditions from relatively sound rocks up to considerably tectonically fractured and deeply weathered interbeds of a character of semi-rock up to soils.

The Sitina tunnel will be driven in a granitic massif. The formation line passes relatively shallowly under the ground, with the overburden of the depth of 10 up to 32 m. The heterogeneity of the rock massif, conditioned by the presence of tectonic faults of various character are the most important feature for the tunnel realization. Tectonic fracturing of the massif is strikingly evident in irregular zones of various thickness up to several meters.

TECHNICAL SOLUTION OF THE TUNNEL CONSTRUCTION

To ensure a high traffic capacity in the designed motorway section, it is necessary to build and to set in operation both tunnel tubes.

The motorway route location in tunnels, as to its direction and elevation of the route, it is affected by the limiting proximity of existing surface housing near both portals and by conditions of the elevation of the connection to crossroads in front of both portals. Another limiting factor resides in a relatively shallow overburden within the total length of the tunnel section. The motorway in the tunnelled section is divided into two separate carriageways. The southern stream, coming from the west, is lead in a common canopy covered section along the area of the Slovak Academy of Sciences (205 m), then 1247 m in a driven tunnel, and the last 50 m in a cut and cover section, ending at the eastern portal. The total length of the motorway in the southern tunnel tube is 1502 m. The northern carriageway leads in the common canopy covered section (202 m) in the area of the Slovak Academy of Sciences, then 1227 m in a driven tunnel, and final 40 m in



Obr. 2
Pozdĺžny profil tunelovými objektmi
Longitudinal section of tunnel structures

dĺžke tunela premenlivá a dosahuje maximálnu hodnotu 40 m. Výškové vedenie trasy v tuneloch je navrhnuté v jednotnom sklone 2,34 % prakticky v celej dĺžke tunelovej trasy (obr. 3).

Pre voľbu technológie razenia je určujúcou vysoká variabilita horninových podmienok v trase oboch tunelových rúr. Ako optimálny spôsob je navrhnuté cyklické razenie podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy, disponujúce značnou flexibilitou použitých postupov a technických prostriedkov.

Tvar priečného profilu ako i konštrukčné riešenie razenej tunelovej rúry zodpovedá zvolenej technológii výstavby (obr. 3). Priečodný prierez je navrhnutý s redukovanými rozmermi v zmysle výnimky z platných slovenských technických noriem.

Pre obe tunelové rúry sú navrhnuté bezpečnostné stavebné úpravy podľa STN 73 7507. Pre každú tunelovú rúru je navrhnutý jeden jednostranný núdzový záliv dĺžky 40 m, približne v strede dĺžky razenej časti tunelovej rúry. Medzi oboma tunelovými rúrami sú navrhnuté tri únikové cesty pre osoby, pričom ich vzájomné vzdialenosti sú v hodnotách od 300 do 340 m. Po pravej strane v smere jazdy sú situované výklenky pre SOS kabíny vo vzájomnej vzdialenosti 200 m.

PREVÁDZKOVÉ VETRANIE

Vetrací systém v tuneli, ktorý zabezpečuje neprekročenie limitných koncentrácií škodlivín pri všetkých predpokladaných dopravných stavoch, je veľmi dôležitou súčasťou prevádzkového vybavenia cestného tunela. Optimálny návrh vetrania sa musí okrem plnej funkčnosti vyznačovať i minimalizáciou investičných i prevádzkových nákladov.

Návrh systému vetrania bol spracovaný na základe výpočtu potrebného množstva čistého vzduchu. Tento výpočet vychádzal z dopravnoinžinierskych údajov k danému úseku a prognózovanej skladby vozového parku v návrhovom období. Metodika výpočtu potrebného množstva vzduchu bola prevzatá z rakús-

the cut and cover section up to the eastern portal. The total length of the motorway in the northern tunnel tube is 1469 m. The distance between the axes of both tunnel tubes is variable within the tunnel length and it achieves the maximum value of 40 m. The elevation of the route in tunnels is designed in the uniform slope of 2.34 %, in fact within the total tunnel length (Fig. 3).

A high variability of rock conditions along the alignment of both tunnel tubes is the decisive factor for selecting the driving technique. Cyclic driving using the New Austrian Tunnelling Method, with a considerable flexibility of applied procedures and technical means seems to be the optimum method.

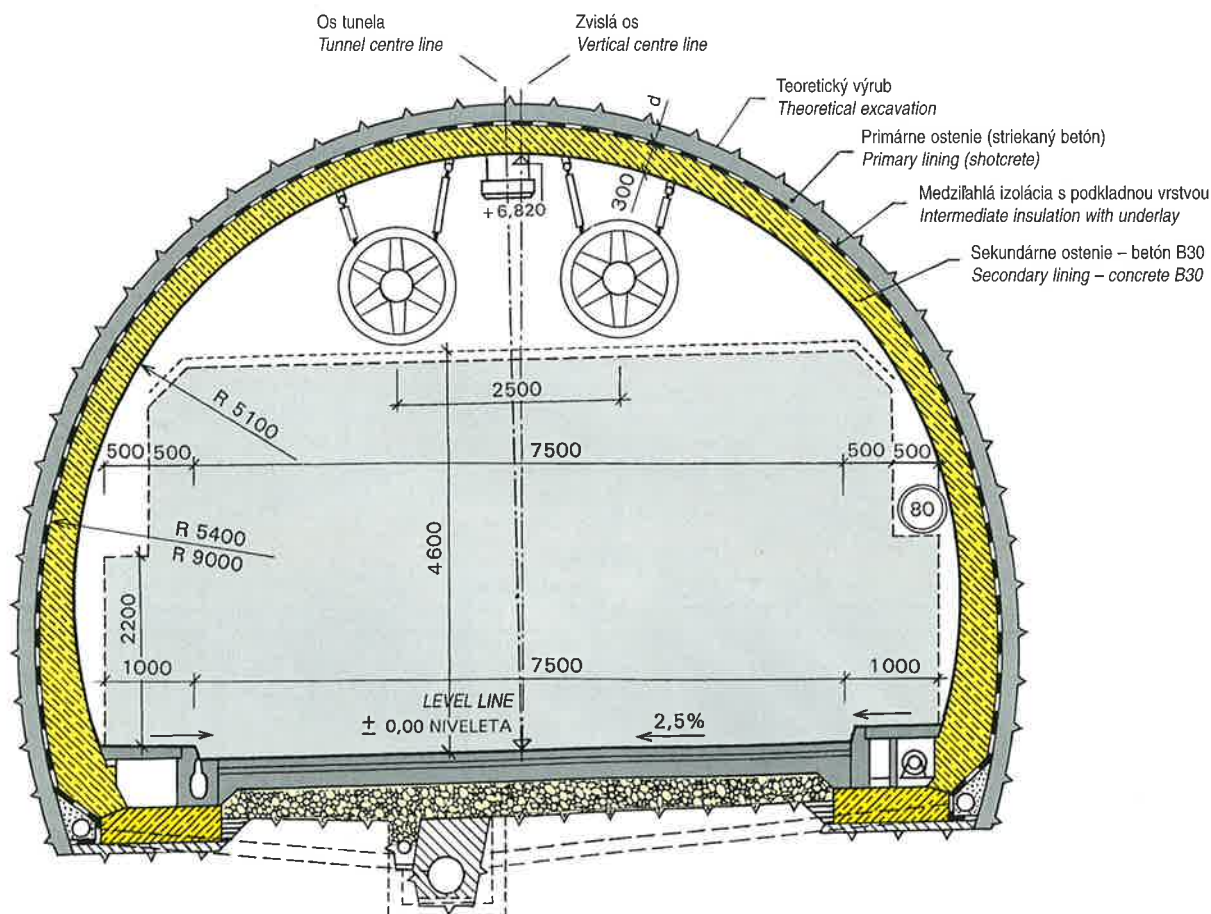
The shape of the cross profile as well as the design of the driven tunnel tube correspond with the selected construction technique (Fig. 3). The traffic clearance is designed with reduced dimensions within the exception from the valid Slovak technical standards.

For both tunnel tubes there are designed safety structural elements according to the standard STN 73 7507. For any tunnel tube there is designed one one-sided emergency lay-by in the length of 40 m, approximately in the middle of the length of the driven part of the tunnel. Three escape cross passages for persons are designed between both tunnel tubes in intervals of 300 to 340 m. At the right side in the direction of the drive there are situated recesses for SOS cabins in intervals of 200 m.

OPERATIONAL VENTILATION

The ventilation system in the tunnel which ensures that limit concentrations of harmful substances will be not crossed at all supposed traffic situations form the very important part of the tunnel equipment. The optimum ventilation design must ensure not only all needed functions, but also the lowest possible investment costs and operational ones.

The design of the ventilation system was elaborated on the basis of the calculation of the volume of fresh air needed. This calculation is based on data concerning supposed traffic in the respective section, viz. the supposed composi-



Obr. 3
Priečny rez razenej tunelovej rúry
Driven tunnel cross section

nych smerníc RVS. Odlišnosť vozového parku v Rakúsku bola modelovaná posunom hodnôt exhalačných množstiev pre jednotlivé typy vozidiel o 5 rokov vzhľadom na návrhový rok 2010.

Pre obe tunelové rúry je na základe výsledkov výpočtov pre jednotlivé dopravné stavy navrhnutý systém pozdĺžneho vetrania s vypúšťaním znečisteného vzduchu na oboch výjazdových portáloch. Pozdĺžne vetranie bude zabezpečované pomocou dvoch dvojíc prúdových ventilátorov zavesených pod stropom pre každú tunelovú rúru.

V normálnom dopravnom stave (rýchlosť dopravného prúdu väčšia ako 30 km/h) nie je potrebné žiadne umelé vetranie, pretože prirodzené vetranie vyvolané piestovým efektom idúcich áut je dostačujúce. V prípade dopravnej zápchy – kongescie v tuneli, resp. v prípade požiaru je v zmysle výpočtov potrebné umelé vetranie pomocou prúdových ventilátorov, pričom potrebný počet je väčší pre prípad požiaru.

of vehicles within the respective period. The calculation method how to calculate the needed air was taken from Austrian RVS regulations. The difference as to the composition of vehicles in Austria was found out by shifting values of exhalation quantities for individual types of vehicles by 5 years to the considered year 2010.

A system of a longitudinal ventilation with polluted air outlets at both portals is designed for both tunnel tubes on the basis of calculation results for individual traffic situations. The longitudinal ventilation shall be ensured by means of two couples of air flow fans suspended under the ceiling, for each tunnel tube.

Within usual traffic conditions (the transport speed is higher than 30 km/h), no forced ventilation is needed, because the piston effect, caused by moving vehicles, ensures natural ventilation which is sufficient. In case that a congestion in the tunnel takes place, or in case of a fire, as the case may be, a forced ventilation by means of air flow fans is needed, in compliance with mentioned calculations. In case of a fire, more fans must be applied.

OCHRANA PRED HLUKOM A IMISIAMI PRI ZÁPADNOM PORTÁLI

V procese posudzovania vplyvov na životné prostredie boli na základe technickej štúdie vytipované možné negatívne účinky výstavby a najmä prevádzky diaľnice na existujúcu zástavbu v stavbu zasiahnutej oblasti. Kritickými miestami mali byť oba predportálové úseky s pravdepodobným prekračovaním hlukových a imisných limitov v mieste najbližších posudzovaných objektov. Úlohou Terraprojektu bolo v rámci spracovania dokumentácie preveriť možné dopady a navrhnúť také riešenia, ktoré budú nielen spĺňať pomerne prísne zákonné limity, ale zároveň budú akceptované dotknutými inštitúciami.

Vo vybranom variante vedenia diaľnice v technickej štúdii prechádzala trasa pri západnom portáli v dĺžke cca 200 m areálom Slovenskej akadémie vied približne po povrchu územia, v tesnej blízkosti inštitútov akadémie. Stanovisko akadémie ku spracovanej správe o vplyvoch na životné prostredie obsahovalo okrem iných i požiadavku na posunutie portálov tunela mimo areál SAV. Také vedenie trasy diaľnice, ktoré by predĺžilo razený tunel nebolo však vzhľadom na mnohé obmedzujúce faktory možné, takže trasa diaľnice musí pretínať areál na povrchu.

Výsledky hlukovej štúdie spracovanej v rámci dokumentácie preukázali potrebu chrániť objekty Ústavov Molekulárnej biológie a Virologického ústavu pred hlukovým zatažením efektívnymi protihlukovými opatreniami. Podobne i imisné a rozptylové výpočty nadväzujúce na návrh vetrania v tuneloch preukázali prekročenie zákonných limitov, konkrétne krátkodobých koncentrácií NOx pri posudzovaných objektoch.

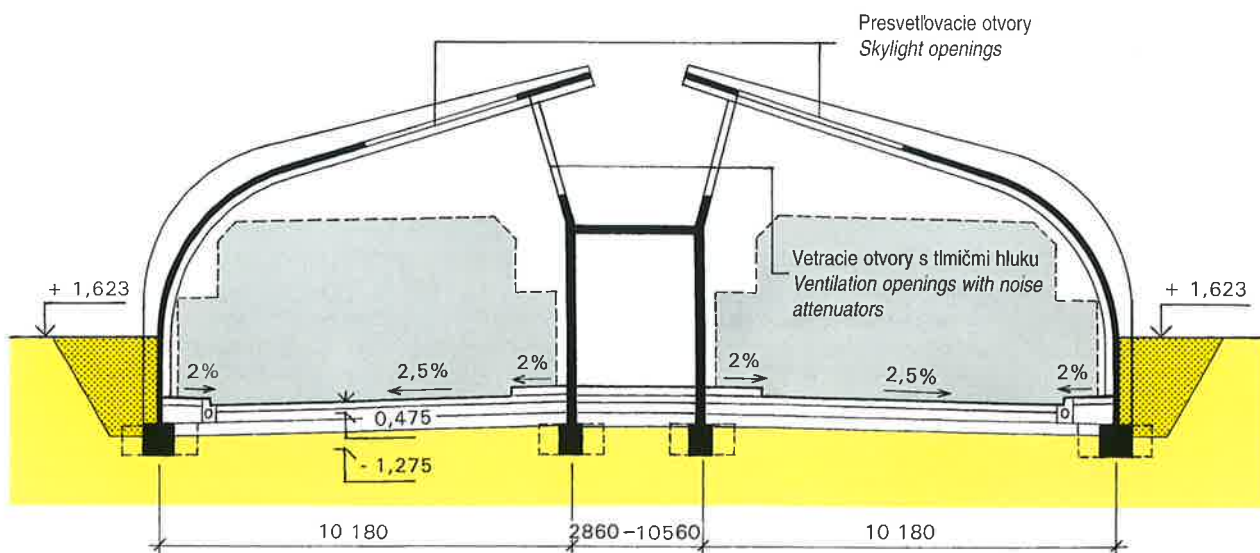
PROTECTION AGAINST NOISE AND HARMFUL SUBSTANCES AT THE WESTERN PORTAL

When assessing effects upon environment, there were found out potential negative influence of the structure, particularly of the motorway traffic upon the existing housing in the area of the construction. Both supposed sections with a probable crossing of limits for noise and harmful substances in the place of the nearest buildings were proved as the most critical places. The firm Terraprojekt had a task within elaborating the documentation, viz to assess potential damages and to propose solutions which shall both fulfil the relatively strict legal limits and be acceptable for respective authorities.

In the selected variant of the motorway route, in a technical study, the route passed at the western tunnel face, in the length of 200 m, through the area of the Slovak Academy of Sciences, on the surface, just in the proximity of the Academy institutes. The standpoint of the Academy to the elaborated report concerning effects upon the environment, included, besides other objections, the requirement for the portals to be shifted outside the area of the Slovak Academy of Science. Also the change of the motorway route which would extend the driven tunnel, was not acceptable due to many limiting factors. And that is why the motorway route must cross the area on the surface.

Results of the noise study, elaborated within the documentation works, proved the need to protect buildings of the Institute for Molecular Biology and of the Institute for Virology from the extreme noise by taking effective anti-noise measures. Analogously, calculations concerning harmful substances and their dispersion proved that legal limits have been crossed, particularly as to short-time concentrations of NOx near respective buildings.

In cooperation with the elaborator of the noise study, there were proposed four



Obr. 4
Priečny rez prekrytím diaľnice
Motorway canopy cross section

V spolupráci so spracovateľom hlukovej štúdie boli navrhnuté štyri alternatívne riešenia, spočívajúce v čiastočnom, resp. úplnom prekrytí oboch smerových pásov diaľnice rôznymi typmi konštrukcií v kombinácii s protihlukovými stenami.

Všetky predložené riešenia pritom zabezpečovali ochranu ústavov pred hlukom v zmysle platných predpisov, t.j. znižovali úroveň hluku v posudzovaných bodoch na hodnoty nižšie ako 45 dB. Po prerokovaní všetkých predložených alternatív bola po dohode s investorom zvolená alternatíva úplného prekrytia oboch pásov diaľnice železobetónovou halovou konštrukciou (obr. 4). Protihluková ochrana bude zabezpečená pohlcujúcimi obkladmi vnútorných povrchov, zaoblením vnútorného líca konštrukcie, oknami z materiálov pohlcujúcich hluk a vertikálnymi vetracími otvormi vystrojenými tlmiacimi panelmi.

Konštrukčné riešenie prekrytia je navrhnuté tak, aby umožnilo denné osvetlenie diaľnice cez strešné okná z transparentných materiálov. Vetranie dopravného priestoru pod prekrytím bude kombináciou núteného vetrania pomocou prúdových ventilátorov a prirodzeného, s odvodom znečisteného vzduchu prostredníctvom vertikálnych otvorov v konštrukcii prekrytia nad stredovým pásom. V prípade požiaru v tuneli je cez otvory umožnený dostatočný odvod dymu a horúceho vzduchu. Z hľadiska imisii je riešenie posúdené v rozptylovej štúdii, keď časť znečisteného vzduchu bude vychádzať cez portály, časť vertikálnymi otvormi v celej dĺžke prekrytia.

OCHRANA PRED HLUKOM A IMISIAMI PRI VÝCHODNOM PORTÁLI

Východný portál v Mlynskej doline je situovaný na hranici areálu ZOO v blízkosti niekoľkých výbehov zvierat. Zoologickú záhradu je možné považovať za rekreačnú zónu s vysokým stupňom ochrany pred hlukom a tiež s potrebou ochrany pred imisiami. V Mlynskej doline, resp. v jej blízkosti sa tiež nachádzajú obytné objekty s rovnakou mierou dôležitosti ochrany pred negatívnymi vplyvmi dopravy.

V procese posudzovania vplyvov na životné prostredie bolo požadované najmä preverenie vplyvu diaľnice na úroveň hluku, pričom ako možné technické opatrenie bolo navrhované predĺženie tunelových rúr prostredníctvom galérií v dĺžke niekoľko sto metrov chrániacich pred hlukom. Objavili sa i obavy z účinkov hluku smerujúceho z tunelových portálov.

Namiesto nákladného predĺžovania tunelových rúr sme navrhli kombináciu zemných valov a transparentných protihlukových stien, pričom dostatočnosť týchto opatrení bola potvrdená trojdimenzionálnymi kalkuláciami hlukového zataženia okolia diaľnice. Okrem iného sa preveril i vplyv hluku z tunela, ktorý sa ukázal ako zanedbateľný.

Ďalším negatívnym účinkom dopravy na okolie portálu bude vypúšťanie znečisteného vzduchu cez portál južnej tunelovej rúry. Na základe imisných a rozptylových výpočtov, ktoré preukázali nadlimitné koncentrácie škodlivín v posudzovaných bodoch bolo navrhnuté dostatočne odsávanie časti znečisteného vzduchu z dopravného priestoru v blízkosti portálu. V prípade potreby bude možné odsasť z dopravného priestoru maximálne množstvo vzduchu v hodnote 50 m³/s, ktoré bude vyfukované cez komín v zvislom smere veľkou rýchlosťou do atmosféry. Vetrací objekt bude pritom vybavený účinnými tlmičmi hluku.

ZÁVER

Environmentálne výstupy a podklady, na základe ktorých bola dokumentácia spracovávaná (najmä záverečné stanovisko Ministerstva životného prostredia k procesu hodnotenia vplyvov) naznačovali potrebu náročných technických opatrení, ktoré by výrazne predĺžili trasu diaľnice v tuneloch a viedli by k značnému zvýšeniu investičných nákladov na stavebnú i technologickú časť tunelov a tiež k zvýšeniu prevádzkových nákladov.

Podrobné analýzy negatívnych účinkov dopravy spolu s flexibilnými návrhmi účinných technických opatrení vo vzájomnej iterácii napokon viedli k výsledkom znamenajúcim dodržanie maximálnych hodnôt z hľadiska ochrany ovzdušia pred znečisťujúcimi látkami a rovnako i maximálnych hodnôt hluku. Môžeme konštatovať, že navrhnuté opatrenia slúžiace obmedzeniu negatívnych účinkov dopravy by pritom nemali predstavovať výrazné zvýšenie stavebných nákladov. Pozitívom je i fakt, že dotknuté inštitúcie, najmä Slovenská akadémia vied a Zoologická záhrada prijali predložené riešenia a ich predbežné stanoviská k pripravovanej výstavbe sú súhlasné.

alternative solutions, residing in a partial, eventually full covering of both directions on motorway routes by means of various types of structures in combination with noise attenuation walls.

All proposed solutions ensured the protection of institutes against noise in the tenor of valid regulations, i.e. they decreased the noise level in inspected places to values being lower than 45 dB. After all presented alternatives had been discussed, the alternative of a full covering of both motorway routes by means of a reinforced concrete hall type structure (Fig. 4) was selected, viz. with the approval of the client. The anti-noise protection shall be ensured by means of a noise suppressing cladding of internal surfaces, by rounding off the internal face of the structure, by means of windows made of noise absorbing materials and by means of vertical ventilation openings provided with noise absorbing panels.

The structural solution of the covering is designed in such a way that it may be a daylight on the motorway through roof windows, made of transparent materials. The ventilation of the transport space under the covering shall be ensured when combining the forced ventilation by means of air flow fans, and natural ventilation with the polluted air relief through vertical openings in the cover over the middle traffic lane. In case of a fire in the tunnel, a sufficient escape of smoke and hot air through openings is ensured. With respect to harmful substances, the solution is assessed in a dispersion study; a part of polluted air shall go out via portals, a part through vertical openings within the whole length of the cover.

PROTECTION AGAINST NOISE AND HARMFUL SUBSTANCES AT THE EASTERN TUNNEL FACE

The eastern tunnel face in Mlynská Dolina is situated at the boundary of the Zoological Gardens Area, near some free ranges for animals. The Zoological Gardens may be supposed as a recreation zone with a high grade of protection against noise and also with a need of protection against harmful substances. In Mlynska Dolina, or in its proximity if needed, there take place residential housing where the importance of protection against negative transport effects is the same.

When assessing effects upon the environment, it was required particularly to inspect the motorway effect upon the noise level, and as an possible technical measure there was proposed to extend the tunnel tubes by means of canopies protecting against noise, in the length of several hundred metres. There appeared also anxiety as to noise effects coming out of the portals.

Instead of an expensive extension of tunnel tubes, we designed a combination of embankments and transparent noise attenuation walls. Three dimensional calculations of the noise effect upon the environs of the motorway proved that said measures have been sufficient. Moreover there was inspected the influence of the noise coming out of the tunnel, and it was proved to be negligible.

To force polluted air out of the portal of the southern tunnel tube, that is another negative effect of the transport as to the environs of the portal. With respect to calculations concerning harmful substances and dispersion conditions, which proved over-limit concentrations of harmful substances on inspected places, there was designed an additional exhausting of a part of polluted air from the transport space near the tunnel face. In case of need it will be possible to exhaust from the transport space maximum volume of air amounting to 50 m³/sec, which will be blown out through a vent shaft in the vertical direction with a high velocity into atmosphere. The vent shaft shall be equipped with effective noise absorbers.

CONCLUSION

Environmental outputs and data on the basis of which the documentation has been elaborated (particularly the final standpoint of the Ministry for environment to the procedure of the evaluation of effects) suggested the need of exacting technical measures which would extend considerably the motorway routes in tunnels and cause a considerable increase both of investment costs for the technological and building part of the tunnels, and of operational costs as well.

Detailed analyses of negative transport effects, together with flexible proposals of effective technical measures in mutual interaction, resulted at last in results ensuring that maximum values concerning the atmosphere protection against polluted substances, as well as the maximum noise values shall be observed. We may state that the proposed measures serving for limiting negative transport effects, would not represent a considerable increase of building costs. It may be also positively stated that the respective institutions, particularly the Slovak Academy of Sciences and the Zoological Gardens accepted the presented solution and approved it in their preliminary standpoints to the prepared construction.

PODZEMNÍ PARKOVIŠTĚ V MOSKVĚ

YURKEVICH & CO., ENGINEERING SOCIETY LTD., BĚLORUSKO

UNDERGROUND PARKING-GARAGE IN THE REVOLUTION SQUARE IN MOSCOW

FROM TECHNICAL PROPOSAL TO REALIZATION OF THE PROJECT

P. YURKEVICH, YURKEVICH & CO ENGINEERING SOCIETY LTD, REPUBLIC OF BELARUS

Na základě usnesení Vlády města Moskvy a s pomocí úvěru Evropské Banky pro rekonstrukci a rozvoj bylo na Náměstí Revoluce v Moskvě vybudováno čtyřpodlažní podzemní parkoviště. Účast naší společnosti na vyprojektování tohoto objektu byla umožněna díky shodě několika náhod. Původní projekt zpracovávala jiná organizace, a to již od jara roku 1996. Jeho koncepce, a to jak konstrukční, tak v technologii výstavby, byla zcela odlišná.

Na podzim roku 1996 však odborníci dodavatele stavby, akciové společnosti INGEOCOM, nám učinili nabídku seznámit se s tímto projektem a zaujmout k němu stanovisko. Výsledkem byl alternativní návrh technického řešení, které nakonec nahradilo původní, pochopitelně po odsouhlasení investorem i generálním dodavatelem. Naše společnost pak za pouhých 10 dnů vypracovala dodatek projektu, který úspěšně prošel jak státní tak nezávislou expertizou.

Práce na realizační dokumentaci byly zahájeny koncem listopadu 1996, při čemž vyprojektování hlavních nosných konstrukcí včetně ostění klenby a projektu organizace výstavby jsme dokončili již v lednu 1997.

Je třeba čestně přiznat, že zahájení stavebních prací, které připadlo na období dlouhotrvajících silných mrazů, způsobujících neustálé výpadky stavebních strojů a zařízení, nebylo příliš úspěšné. Počasí jakoby dávalo za pravdu skeptikům, kteří tvrdili, že termín ukončení hlavních stavebních prací, zakrytí stavební jámy a dokončení povrchových úprav do 1. září 1997, jak požadovaly městské orgány s ohledem na blížící se oslavy 850. výročí založení Moskvy, je nereálný. Byla to však právě nová koncepce řešení, která nakonec umožnila tento termín dodržet.

URBANISTICKÁ SITUACE A KONCEPCE OBJEKTU

Podzemní parkoviště je umístěno nedaleko Kremlu, mezi hotelem Rossija a budovou bývalého Leninova muzea poblíže tunelového sběrače, do něhož je sveden tok řeky Něglinka (obr. 1). Pod větší částí parkoviště procházejí provozované tunely metra, a to v hloubce 5 m pod základovou deskou pravý tunel tzv. Pokrovské spojky a v hloubce 10 m pravý tunel linky Arbatsko-Pokrovské.

Celková koncepce a dispozice tohoto podzemního parkoviště pro 184 automobilů byla zpracována generálním projektantem kterým byl projektový ústav Mosprojekt-2. Hlavními částmi objektu jsou:

- vlastní čtyřpodlažní parkoviště
- vjezdová rampa
- provozní blok.

Tento blok je ve spodní úrovni prostřednictvím tunelu pro pěší propojen s již dříve vybudovaným Obchodním centrem na Manéžním náměstí a v horní úrovni pak se schodíštěm do podzemního Archeologického muzea (obr. 2).

HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY LOKALITY

Tyto podmínky se vyznačovaly velkou proměnlivostí, stručně je lze charakterizovat asi následovně (shora dolů):

- vrstva navážek skládající se z písku, stavebního rumu, jílu a zahliněného štěrku o celkové mocnosti 6–8 m; v hloubce kolem 5–6 m byly objeveny zbytky základů starých budov;
- vrstva jílovitých aluviálních sedimentů o mocnosti 4–6 m s pískovými a hlinito-písčnými čookami;
- tzv. izmailovská vrstva o mocnosti 3–5 m, tvořená na drobné úlomky zvětralým vápencem s jílovitou výplní; v její horní části se vyskytují jílovité čočky, v dolní pak celé bloky silně rozpukaného vápence a dolomitu;
- tzv. měščerinská vrstva o mocnosti 4–5 m tvořená slínovými jíly;
- tzv. perchurovská vrstva o mocnosti 9–10 m tvořená rozpukanými vápenci;
- tzv. neverovská vrstva o mocnosti 6–8 m tvořená jíly a slínou.

Dále byly zjištěny tři horizonty podzemní vody:

- horní nad úrovní aluviálních sedimentů;
- mezilehlý, vázící se k měščerinské vrstvě;

Following the provisions of the Decree of the Moscow Government a four-level underground parking-garage was constructed in the Revolution Square. It was financed from the credit granted by the European Bank for Reconstruction and Development.

Participation of our company in designing of this project was due to sheer coincidence. From spring 1996 another designing team was drawing up a design which implemented a distinctly different solution of structure and construction technology and this work was in full swing at that moment.

In September 1996 the building contractor – PJSC "Corporation Engeocom" invited our company to look through the design and give our considerations on it. As a result an alternative technical proposal has evolved which in the process of developing design documentation replaced initially developed design. Our proposal was supported by the customer and the general construction contractor. It took us only 10 days to develop a part of the new design and get approval of the state and independent expertise bodies.

Development of working documentation commenced at the end of November 1996 and continued concurrently with the construction of the project till April 1997. Design of principal parking structures including vault-shape lining, and elaboration of the design for organization of construction work were completed in January 1997.

To be fair, the beginning of major construction works in the conditions of severe incessant winter frosts, which caused multiple standstills of construction equipment, can hardly be considered encouraging. The adverse weather conditions added skepticism to most of the specialists as to the time framework set by the city authorities (principal construction and mounting works were to be completed by September 1, 1997 – on the eve of the 850th anniversary of Moscow).

It has been a new lining of the underground parking and the technology of its construction which allowed to cope with the set task.

CITY DESIGNING AND CONSTRUCTION SITUATION

The underground parking-garage in the Revolution Square is located near the Kremlin between the buildings of the „Moskva” hotel and that of the former Lenin Museum in the proximity of the Neglinka River collector (Fig. 1). Metro tunnels are running under the major part of the underground parking (left tunnel of the Pokrovskaya connecting branch runs at a depth of 5 m and right tunnel of the Arbatsko-Pokrovskaya line – at a depth of 10 m respectively below the foundation of the parking).

The arrangement and architectural planning of the underground parking-garage for 184 car spaces was developed by the General Designing Institute „Mosproekt-2”. The structure incorporates a four-level parking-garage proper, an access ramp and a series of service premises and is connected by a pedestrian tunnel to the lower level of the constructed Trade and Recreation Complex in the Manege Square and by the access stair – to the upper level of the underground Archeological Museum (Fig. 2).

HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

Geological formation in the construction zone is composite and irregular and is represented by the following layers from top to bottom:

- fill (sand, construction debris, clay, clay loam with detritus) of 6–8 m thickness and remains of building foundations at a depth of 5–6 m;
- Alluvial deposits of clay loam, sand lenses and sand loam of 4–6 m thickness;
- 3 to 5 m thick izmailovskaya layer consisting of limestone crumbled to detritus, gravel and meal all filled with clay, blanket lenses of clay and underlying them large fractions of severely fissured limestone and dolomite;

– dolní, spojený s perchurovskou vrstvou rozpukaného vápence, nad vrstvou neverovskou.

Výstavba parkoviště probíhala v oblasti dvou vyšších zvodněných horizontů, při čemž bylo třeba brát v úvahu jejich předpovídané zvýšení po ukončení výstavby vlivem sezónního kolísání.

Základovou půdu pro nosné a pažící stěny objektu tvoří měšcherské jíly, základová deska (spodní klenba) spočívá na izmailovských rozpukaných vápencích.

HLAVNÍ NOSNÁ KLENBOVÁ KONSTRUKCE Z MONOLITICKÉHO ŽELEZOBETONU PODZEMNÍHO PARKOVIŠTĚ

Ke zrodu myšlenky využít jako nosné konstrukce monolitickou železobetonovou klenbu přispěly zejména následující klíčové faktory:

- evidentní provozní výhody spojené s konstrukčním řešením bez sloupů a nosných příček (z hlediska využití obestavěného prostoru i pro případné změny v budoucnu);
- předností výstavby jednodušší konstrukce, umožňující provést najednou konstrukci celého patra;
- vhodné dispoziční řešení, velikost příčného řezu a příznivý spád podlahy objektů;
- desetiletá předchozí zkušenost naší společnosti s projektováním a provozem objektů se stropy provedenými jako plochá klenba, získaná na Minském metru, jehož některé stanice mají podobný konstrukční systém;
- přebírání zkušeností z výstavby a provozu jednodušších hloubených stanic na podzemních drahách po celém bývalém Sovětském Svazu;
- podrobná analýza objemových, materiálových, statických, deformačních i efektivitních ukazatelů jednodušších hloubených stanic metra budovaných metodou podzemních stěn, ve vazbě na hloubku jejich založení a různá statická schémata nosných konstrukcí, kterou jsme provedli v průběhu roku 1995;
- obdobná vlastní analýza zaměřená na proces tvrdnutí betonu monolitické ploché klenby, průběhu jejích deformací a spotřeby výztuže v závislosti na požadované odolnosti proti vzniku trhlin;
- důsledné zpracování již prvních návrhů základních technických řešení do poměrně značných podrobností ve více variantách, jak je u naší společnosti zvykem.

Klenbová nosná konstrukce objektu v sobě zahrnuje (obr. 3):

- pažící (během výstavby) a nosné (za provozu) podzemní stěny;
- horní stropní desku, vytvořenou jako plochou klenbu, vetknutou do podzemních stěn horními částmi jejích patek a opírající se o ně spodními částmi patek přes sevřenou vodotěsnou izolaci;
- mezilehlé ploché klenbové stropy, které se opírají rozšířenými patkami o stěny přes pásy sevřené izolace a kloubově spojené jak navzájem, tak i s horní klenbou, tak se základovou deskou (protiklenbou);
- základovou desku (počvu) v podobě ploché protiklenby, kloubově spojené se stěnami a patkami nejnižšího mezistropu.

Takto navržená konstrukce neobyčejně zvyšuje prostorovou tuhost systému a spojitost jeho deformací, což zabránilo poškození vodotěsných izolací v průběhu výstavby a současně zajišťuje vysokou míru bezpečnosti při případném provádění



Podzemní garáže ve stavbě – v pozadí Kremľ
Underground parking-garage under construction – Kremľ in background

- marl clay of 4 to 5 m thick mescherskaya layer;
- 9 to 10 m thick fissured limestone of perchurovskaya layer;
- 6 to 8 m thick neverovskaya layer of clay and marl.

Geological surveys revealed three water tables:

- upper water table overlying alluvial clay loam and clay;
- intermediate water table confined to izmailovskaya level of limestone detritus overlying mescherskaya layer of marl clay;
- lower water table confined to perchurovskaya layer of fissured limestone overlying neverovskaya layer of clay and marl.

The parking-garage was constructed in the zone of the two upper non-artesian water tables which level according to the forecast will not exceed their seasonal rise after completion of construction.

Clays of mescherskaya layer form foundation for bearing and retaining walls of the lining and limestone detritus do the same for the bed of the invert.

IN-SITU REINFORCED CONCRETE LINING OF UNDERGROUND PARKING-GARAGE

The idea to employ a four-level single vault in-situ reinforced concrete lining for the underground parking-garage in the Revolution Square was encouraged by the following key factors:

- evident operational advantages of the structures devoid of columns and wall partitions (both for increase of car space and possible replanning of the facility in the future);
- advantages of building single-vault lining which allowed to construct accomplished structure of each level in a single concreting operation;
- favorable arrangement, optimal cross-section size of the structure and allowable sloping of the parking-garage floor;
- ten-year experience in designing and operation of sloping-vault stations of the Minsk subway;
- years-old study of the construction and operation of the single-vault shallow subway stations in the cities of the former Soviet Union;
- carried out in 1995 assessments of material consumption, stress-strength condition and efficiency of utilizing subsurface space when constructing single-vault subway stations with „diaphragm wall“ technology adapting it to different depths and employing various systems of single-vault structures;
- study of the relationship between hardening of concrete in sloping in-situ reinforced concrete vaults, its deformability and steel consumption which provide for set cracking resistance;
- creative approach of our experts to designing manifested by multi-variance and profundity in developing principal technical solutions.

Lining of the structure incorporates (Fig. 3):

- enclosing (at the construction stage) and bearing (at operation stage) diaphragm walls;
- sloping roof-vault rigidly connected by the upper sections of the abutments to diaphragm walls and flexibly bearing up against the walls with lower sections of the abutments via the layer of bound waterproofing material;
- sloping floor-vaults flexibly bearing by extended abutments against the walls via the layer of bound waterproofing material and having no rigid reinforcement ties between themselves, with the roof and the invert;
- invert in the form of a reverse sloping vault flexibly bearing against the walls and abutments of the lower roof-vault.

Adopted design of roof-vault, floor-vault and invert links to the walls and links of the vaults between themselves ensured high three-dimensional rigidity of the system and displacement compatibility of load bearing elements of lining which prevented damage to hydraulic seal during construction and operation of the project. It makes possible safe relocation and repair of adjacent utilities in the future during operation of the facility and allows to preclude soil water filtration through lining of the underground parking-garage. Though water filtration problem is very acute and appears now to be hard to solve for the underground complex in the Manege Square in spite of similar conditions and availability of soil drainage arranged under the invert.

Geometry of all the vaults was standardized to the inner radius to allow employment of single-type traveling form.

Diaphragm walls were constructed of grade B25 concrete, vaults and inverts – of B30 concrete. Regular bar reinforcement of A1 and AIII class was used for reinforcement of structures.

Prior to designing, single-vault lining was verified for its design fire resistance (not less than 2,5 hours) recommendations ensuring such resistance were formulated.

This work was performed by a specialized company „Intersignal“.

High quality of diaphragm wall panel joints was achieved employing hydrocutters of Bauer company by cutting off concrete layer from butt edges of the leading panels when connecting sections of walls. Toothings in the diaphragm walls were constructed during assembly by filling requisite zones in reinforced three-dimensional cages with polystyrene foam blocks tied to effective reinforcement.

Waterproofing of walls and the invert was made of a single 4 mm-thick layer of „Izoplast II“. This rolled bituminous material on a polyester base was pasted to

dění přeložek a oprav vnějších inženýrských sítí v budoucnu. Praxe ukázala, že takto vybudovaná konstrukce je zcela vodotěsná, při čemž na dřívě vybudovaném (avšak pomocí jiné technologie a jiného konstrukčního systému) těsně vedle ležícím objektu obchodního centra na Manéžním náměstí jsou problémy s prosakující podzemní vodou již nyní značné a obtížně řešitelné.

Vnitřní poloměry všech kleneb jsou sjednoceny tak, aby bylo možno aplikovat prefabrikované posuvné bednění.

Podzemní stěny jsou z betonu B 25, klenby včetně spodní (počvy) z betonu B 30. Výztuž je provedena ze standardních ocelových prutů tříd A1 a AIII.

Ještě před začátkem prací na projektu této nosné konstrukce bylo provedeno prověření její požadované požární odolnosti (min. 150 min) a byla navržena příslušná opatření k jejímu dosažení. Tyto práce provedla specializovaná firma INTERSIGNAL.

Kvalita styků mezi jednotlivými díly podzemních stěn byla zajišťována odřezáváním okrajů dílů již dříve zhotovených při následném hloubení spojovacích sekcí. Pro hloubení byla použita hydrofréza firmy Bauer. Utěsnění spár bylo zajištěno pěnovým polystyrenem, jehož bloky byly vkládány do příslušných částí prostorové ocelové výztuže jednotlivých sekcí.

Pro zabránění průsaků podzemní vody stěnami a základovou konstrukcí objektu bylo použito pláštové izolace, a to jedné vrstvy Izoplastu P o tloušťce 4 mm. Jedná se o materiál na bitumenové bázi, dodávaný v rolicích, který se aplikuje za horka klasickým způsobem pomocí propanbutanových hořáků a vyžaduje mj. kvalitní hladký povrch podkladu, na kterém je aplikován. Proto bylo třeba velice kvalitně provést pokladní mazaninu pod základovou deskou a dodatečně vyrovnat vnitřní povrch podzemních stěn cementovou omítkou.

Styk základové desky s podzemními stěnami v místech jejich spár byl dodatečně zesilován vrstvou Izolenu (jedná se o vyztužený stabilizovaný polyetylen), který byl spojen s Izoplastem lepidlem Neoplen.

Hydroizolace horního stropu je provedena z materiálů na bázi bentonitu a to geotextilií VOLTEX a natriumbentonitu VOLCLAY.

STATIKA OSTĚNÍ A VÝPOČTY

Navržená konstrukce je ze statického hlediska přibližně patrovým rámem jejichž střednice je tvořena křivkou a nemá nic společného s konstrukcemi tvořenými válcovými klenbami.

Tento závěr je snadno prokazatelný: stačí nahradit rozšířené patky kleneb normálními, vycházejícími z vnitřních a vnějších poloměrů. Pak každá klenutá stropní deska začne fungovat jako mimostředně tlačенý kloubově podepřený zakřivený nosník, jehož svislá deformace v ose rozpětí by při plném výpočtovém zatížení přesáhla hodnotu 100 mm.

Průběhy ohybových momentů a velikosti vodorovných tlaků, kterými konstrukce působí přes svislé stěny na okolní zeminu při maximálním zatížení všech mezistropů i horní desky extrémním nahodilým zatížením, rovněž tyto závěry potvrzují. Maximální výpočtový vodorovný tlak na zeminu se pohybuje od 0,01 MPa (horní část patky klenby nejvyššího stropu) do 0,06 MPa (spodek patky nejnižšího mezistropu).

Právě rozšířené patky zajišťují vysokou prostorovou tuhost a malou deforma-

the surface layer with traditional flashing off technique using propane burner. Pasting required the arrangement of high quality concrete surface under the invert as well as leveling off of diaphragm walls surface with sand-cement grout.

Joint points of the invert with diaphragm walls were supplementary strengthened with "Isolen" layer (made of reinforced light-resistant polyethylene), pasted to "Izoplast II" with "Neoplen" mastic.

Waterproofing of the roof vault is made of bentomats using as the base geotextile material VOLTEX and sodium bentonite VOLCLAY.

STATIC BEHAVIOR OF LINING AND CALCULATIONS

Static behavior of lining of adopted design is similar to behavior of separate curved cages connected between themselves and with the walls and has nothing in common with the behavior of lining of cylindrical strutting vaults.

This conclusion can be easily verified. For this extended abutments of vaults in the structure of lining of underground parking-garage should be replaced with regular ones formed by external and internal central radii of the vault. In this case each section of the floor vault shall behave as curved extracentrally compressed beam resting on two dead-end articulations and its vertical deformation at the axis of symmetry will exceed 100 mm when the vault gets full design load.

Stage-wise graphic representation of bending moments and analysis of the value of horizontal pressure exerted on the soil by lining of underground parking-garage via diaphragm walls at extreme design load applied to all vault-floors and vault-roof including heavy transport loads serve to additionally prove quoted conclusion. Maximum horizontal design pressure exerted by the lining on the soil decrease from 0,01 MPa (top of abutment of the roof vault) to 0,06 MPa (bottom of abutment of the lower floor vault).

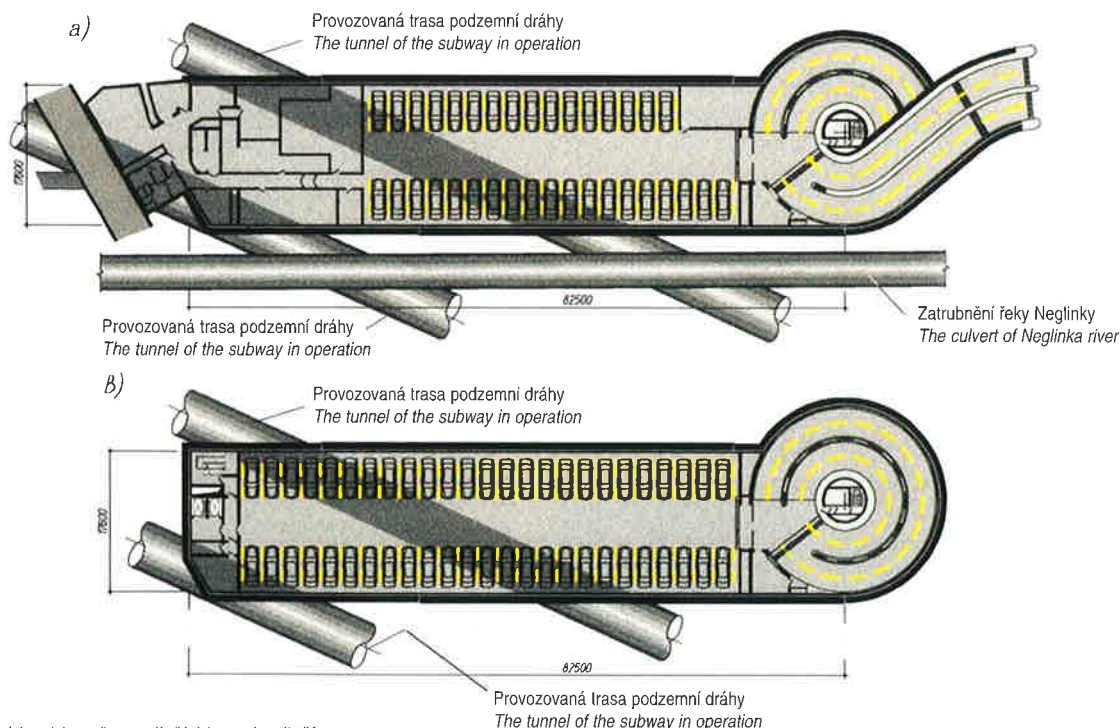
With practical absence of strutting efforts it is extended abutments that ensure three-dimensional rigidity and low deformability of sloping vaults.

Another specific feature of this lining is that each of the sloping vaults is capable of changing its form under its own weight (within controlled limits), reducing stress through design deformability when formwork is disassembled. In this case proper weight builds up a sort of prestress of the vault prior to application of operation load and increases its bearing capacity.

During acceptance and expertise of our proposal we had to prove many times these obvious and self-evident facts.

To defend technical solutions a large scope of various computer-based calculations of different models were performed. Within very short period of time with the assistance of the Ukrainian scientists we developed, adapted and employed new types of finite elements which enabled us to take into consideration such minor details of lining behavior which our opponents from the largest scientific and research institutes of Russia failed to model.

When developing working documentation all calculations were made anew and allowed for changes in stress-deformation of lining specifying the geometry at each particular stage of construction. Lining geometry was verified during adjustment of the layout of the underground parking-garage.



Obr. 2

Půdorysy jsou v úrovních: a) horního podlaží, b) mezipodlaží

Plans are in the levels: a) of the upper floor, b) of the intermediate floor

vatelnost těchto plochých, až filigránsky působících kleneb, které přitom nevyvozuji téměř žádné vodorovné tlaky.

Zvláštním rysem tohoto typu konstrukce je také to, že každá stropní deska má možnost (samozřejmě jen v předem stanovených hranicích) měnit svoji geometrii vlivem vlastní váhy, čímž se po odebdení zmenšuje celková napjatost. Vlastní váha tak vyvolává v konstrukci určité předpětí, čímž zvyšuje jeho únosnost.

Tyto zdánlivě zřejmé a snadno pochopitelné skutečnosti však bylo třeba nejprve prokázat při obhajobě našeho návrhu a jeho expertizách.

Za tím účelem jsme provedli veliké množství výpočtů. Díky pomoci vědeckých pracovníků z Ukrajiny se podařilo ve velmi krátké době vygenerovat velké množství nových modelových sítí pro metodu konečných prvků, jejichž prostřednictvím jsme mohli vysledovat chování konstrukce do nejmenších detailů. Naším oponentům kterými byli převážně pracovníci velkých vědeckovýzkumných a projektových ústavů Ruska, se toto nepodařilo.

V průběhu zpracování realizační dokumentace byly všechny výpočty prováděny znovu, jelikož došlo k upřesnění geometrického tvaru konstrukce vlivem úprav dispozičního a provozního řešení podzemních garáží.

KONSTRUKCE RAMPY

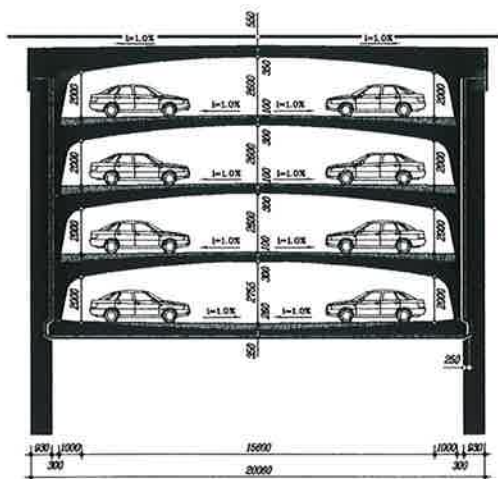
Její stěna je provedena jako „otevřená šachta“, z vrtaných pilot průměru 830 mm navzájem se překrývajících (osová vzdálenost pilot činí 650 mm), vlastní rampa je monolitická železobetonová šroubovice, podepřená touto stěnou, vnitřními sloupy a stěnou válcové schodištvé šachty, vše spočívající na základové desce.

Uzavírací stěna objektu směrem do Manéžního náměstí je rovněž z vrtaných pilot, provedených vrtacím zařízením fy Casagrande.

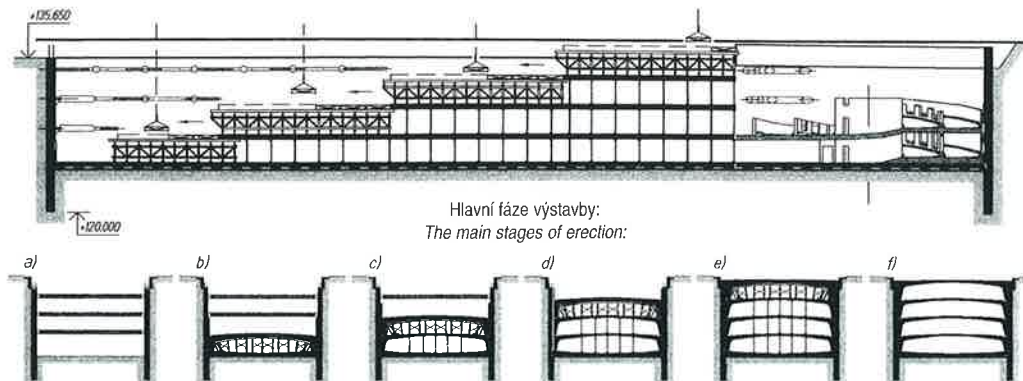
Vodotěsná izolace rampy je provedena ze stejných materiálů a podle týchž konstrukčních zásad, jako již popsaná konstrukce hlavního objektu.

TECHNOLOGIE VÝSTAVBY HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Výstavba byla prováděna v otevřené pažené stavební jámě. Byla zvažována rovněž varianta výstavby pod zakrytím (provedení horní desky v otevřené jámě a další výstavba pak pod tímto stropem), avšak tato varianta se ukázala pod-



Obr. 3
Příčný řez klenutým ostěním
Cross-section of the vaulted lining



Obr. 4
Technologický postup provádění klenutého ostění
Erection technology of the vaulted lining

RAMP DESIGN

The ramp is designed in the form of a discontinuous (in plan) „bore“ constructed of $D_h = 830$ mm secant piles spaced at 650 mm. In-situ reinforced concrete helix-shape ramp access rests on a foundation slab with hold-down bore walls, pillars arranged along inner circle and walls of the cylindrical stairs shaft, which in their turn rest on a foundation slab.

Side pile wall facing the Manege Square is constructed of similar piles using „Casagrande“ drilling rigs.

The same materials and structural principles as were employed for water proofing of the vault lining were used for waterproofing of the ramp.

TECHNIQUE OF CONSTRUCTING FOUR-LEVEL IN-SITU REINFORCED CONCRETE VAULT LINING

Construction of the underground parking-garage in the Revolution Square was carried out to cut-and-cover technique under protection of temporary piles. When preparing technical proposal semi-cut-and-cover technique of construction under protection of vaults built level-wise (from top to bottom) was also considered. This option, however, appeared to be more labor-consuming and due to brief construction time it was rejected.

Technological sequence of construction is represented by 6 principal stages shown in Fig. 4.

At the first stage (Fig. 4a) from the level of the guide beam diaphragm walls were constructed under slurry protection, and secant piles – under casing protection.

Blanket grouting of fissured limestone of izmailovskaya layer was carried out prior to excavation above left subway tunnel. The pit was excavated under protection of 5 m spaced $\phi 630$ mm pipe struts resting on distribution chords of coupled steel beams N. 55B1.

The second stage (Fig. 4b) incorporated arrangement of concrete bed, waterproofing of invert and walls up to a level exceeding the top of the lower level abutment by min. 0.5 m. This work was followed by concreting of the concrete of the invert. Reinforcement of the invert of the vault lining was carried out employing 2.4 m-wide reinforcing space cage, which was manufactured at the site in advance in special guides. Frames were joined during assembly by overlap of the loop-shaped rod ends in cross section and of supplementary individual rods – in longitudinal section.

Inverts of service rooms and the ramp were reinforced with individual rods wire-tied in their cross-shape connection. Concrete mix was fed with „Schwing“ self-propelled concrete pump and buckets.

After concrete of the invert gained 50 % strength, resting on it prefabricated steel modular moving form with veneer boarding was assembled. This work was preceded by disassembly of temporary piles at lower level.

Each of 17,5 m wide sections of this and of subsequently constructed vaults were reinforced with the same type 2,4 m-wide reinforcing space cages.

Stage three (Fig. 4c): After concrete of the lowest floor gained 60 % strength resting on it second set of form was assembled to concrete the intermediate vault. As form sections were removed from under the lower vault (in the opposite to the ramp direction) they were replaced with temporary support posts. Disassembly of temporary posts of the intermediate level was preceded with waterproofing of walls.

The intermediate vault was also concreted in 17,5 m-wide sections.

Stage four (Fig. 4d): After concrete of the lower intermediate vault gained



Podzemní garáže po dokončení
Underground parking-garage after completion

statně časově náročnější a vzhledem k požadovaným termínům ukončení výstavby byla zamítnuta.

Celý postup výstavby lze rozdělit do šesti základních fází, které jsou uvedeny na obr. 4.

První fáze (4a) – z předvýkopu se provádějí podzemní stěny a vrtané piloty.

Před zahájením výkopových prací nad levým tunelem metra byla provedena plošná cementace rozpukaného vápence v jeho nadloží. Výkop se prováděl v jámě rozepřené pomocí ocelových trub o průměru 630 mm ve vzdálenostech 5 m, opírajících se do roznášecích nosníků ze zdvojených ocelových profilů č. 55B1.

Druhá fáze (4b) – provádí se podkladní beton a izolace základové desky a

60 % strength form sections were moved out and replaced by similar support posts and temporary posts of the upper level were dismantled. This work was followed by waterproofing of walls, assembly of the third set of modular form and concreting of the next intermediate vault.

Stage 5 (Fig. 4e): After concrete of each section of the successive intermediate vault gained 60 % strength parts of the form were moved out and replaced by new support posts, the fort set of form was assembled and roof vault was concreted.

Stage six (Fig. 4f): Four-level cast-in-situ reinforced lining was completed. Temporary support posts were disassembled level-wise from top to bottom. Floors were constructed at each level followed by waterproofing and back fill of

stěn do výšky, přesahující min. o 0,5 m horní úroveň patek spodní protiklenby a poté se tato betonuje. Její armatura je vytvořena prostorovými armovacími koši o šířce 2,4 m, zhotovovanými předem na staveništi, které se navzájem propojovaly smyčkovou výztuží v příčném směru a přidatnými pruty ve směru podélném.

Armatura základových desek provozního bloku a rampy byla vázána až na místě samém z jednotlivých prutů. Beton byl dopravován jak pumpami Schwing, tak v koších.

Když beton základové desky dosáhl 50% pevnosti, začalo se s přípravou bednění nejnižšího mezistropu, které se o ni opíralo. Před tím se demontovalo provizorní rozepnutí spodního patra. Bednění bylo ocelové, prefabrikované, vícenásobně použitelné, vlastní bednicí desky měly povrch krytý překližkou.

Armatura každé 17,5 m široké sekce tohoto i všech dalších mezistropů byla rovněž vytvořena z prostorových armokošů o šířce 2,4 m.

Třetí fáze (4c) – po té, co nejnižší mezistrop dosáhne 60% pevnosti je zahájena montáž druhého kompletu bednění, do něhož bude betonován další mezistrop. Mezi tím se osazují dočasné podpěry nejnižšího mezistropu (během posouvání sekcí jeho bednění, které probíhá směrem od rampy), provádí se vytážení pláštové izolace o patro výše a demontuje se dočasné pažení dalšího patra.

Bednáž mezistropu probíhá také po úsecích délky 17,5 m.

Čtvrtá fáze (4d) – po dosažení 60% pevnosti právě vybetonovaného mezistropu se postup opakuje a je zabetonován poslední mezistrop.

Pátá fáze (4e) – za dodržení obdobných zásad a postupů se bední, armuje a betonuje horní deska konstrukce.

Šestá fáze (4f) – hlavní nosná konstrukce je dohotovena, po patrech (shora dolů) se demontují provizorní podpěry, provádějí se podlahy a na konec se izoluje a zasypává horní deska a provádějí se povrchové úpravy.

Při tomto postupu se nejlépe projeví všechny výhody takto navržené konstrukce a jejího provádění. Patří k nim zejména:

- možnost téměř současně betonáže stropních klenbových desek ve více úrovních při použití prefabrikovaného bednění;
- vzájemná zaměnitelnost všech součástí unifikovaného bednění;
- průběžná výroba armokošů na staveništi;
- úplné vyloučení svařování armatury na místě montáže;
- možnost mechanizované dopravy a ukládání velkých objemů betonu.

Bylo dosaženo rychlosti postupu betonáže 90–100 bm za měsíc. Ani tato rychlost však není pro objekty obdobného typu limitní, jelikož v tomto případě došlo ke zdržení z důvodů stojících mimo tuto stavbu (stavební jáma byla použita pro vytážení štítu, kterým se budoval jiný objekt v blízkosti).

Zcela samostatným problémem bylo vyřešení řízených deformací plochých klenb, s nimiž jsme se dosud nikde nesetkali. V projektu byly předpokládány dvě stadia pro každou klenbu. Primární (geometrie bednění) počítala s navýšením 50 mm ve středu rozpětí. Tato hodnota v sobě zahrnovala:

- deformaci od účinku vlastní hmotnosti po odbednění;
- deformaci vlivem stlačení sevřené izolace;
- deformaci od trvalého (konstrukce podlahy) i nahodilého (auta) užitého zatížení;
- deformaci vlivem přitížení vyvolaného zatížením bednění vyššího stopu při jeho betonáži.

Sekundární geometrie je dosaženo po doznění všech deformací vyvolaných výpočtovým zatížením. Z toho plyne, že vnitřní poloměr klenb činí 45 mm, vnější 100 mm.

Po odbednění prvních sekcí bylo zjištěno, že vlivem vlastní hmotnosti a stlačení izolačních pásů dosáhly deformace hodnoty 25–30 mm, což odpovídalo výpočtům. Další deformace cca 10 mm byla vyvolána deformací samotného bednění. Jelikož se bednění i konstrukce projektovaly současně, nebylo možné tuto hodnotu předem zjistit. Při další výstavbě se proto bednění osazovalo s nadvýšením 10 mm.

Zpočátku bylo problémem také správné osazení provizorních podpěr nižších stropů při betonáži vyšších pater. Jejich použití bylo nutné, aby nedošlo k překročení výpočtového zatížení během výstavby. První použití nepříliš únosných pružných podpěr ukázalo, že celkové deformace rychle narůstají až na hodnoty 40–50 mm. Úpravou projektu provádění se dosáhlo vyloučení použití těchto nevyhovujících podpěr a problém byl vyřešen.

ZÁVĚR

Vezmeme-li v úvahu všechna omezení a problémy, plynoucí z urbanistických a inženýrskogeologických podmínek dané lokality, je dosažená rychlost výstavby daného objektu v Rusku bezprecedentní: hlavní stavební práce byly zahájeny 5. prosince 1996 a ukončeny 15. července 1997.

Použitý tvar konstrukce ploché klenby o světlem rozpětí 17,6 m je zcela jedinečný.

Hlavní objemy prací na čtyřpodlažním podzemním parkovišti jsou tyto:

- spotřeba betonu hlavní nosné konstrukce: 86,5 m³/mb
- spotřeba armovací oceli hlavní nosné konstrukce: 11,1 t/mb
- spotřeba betonu mezistropu: 11 m³/m
- spotřeba armovací oceli mezistropu: 156 kg/m³
- spotřeba betonu na horní stropní desku: 15,7 m³/m
- spotřeba armovací oceli na horní stropní desku: 169 kg/m³.

the roof vault and reinstatement and improvement of the site.

The most critical and interesting stage of constructing the vaults commenced from the day (April 4, 1997) when concrete was laid in the first section of the lowest floor vault. This stage showed the advantages of the design and construction technology of the new type of lining, among which were:

- possibility to lay concrete in the vaults at several levels concurrently using
- prefabricated steel modular moving form with veneer boarding;
- interchangeability of all sets of standardized form;
- continuous manufacture on the site of reinforcing space cages of only two basic types both for floor vaults and roof vault;
- total abandonment of welding of reinforcement during assembly;
- possibility to mechanize laying of big volumes of concrete mix.

As a result average rate gained at constructing the vaults was 90 through 100 l.m./month. It is not, however, top rate for such type of lining. Construction of vaults of the underground parking in the Revolution Square was restrained by standstill in the work caused by the fact that shield used for construction of the underground pedestrian passage between future parking and trade complex in the Manege Square was removed from the tunnel and laid in the pit of the constructed parking-garage.

Separate problem of construction was to control sagging of sloping unconventional vault. Our design provided for two configurations of each vault. Initial configuration (configuration of form) allowed for 50 mm construction rise in the crown. This design value incorporated the following settlements:

- under gravity load of the vault after removal of form;
- caused by vault creep when waterproofing material is trampled down with abutments;
- from permanent working load (floor, engineering facilities) and live log duration working load (cars);
- from partial transfer of live duration load (form and laid concrete weight) when concreting the above lying vault.

Vaults acquired derived configuration after stabilization of settlement under the action of all design loads. Thus internal vault radius made up ~ 45 mm, and external vault-floor radius XX 100 m.

After removal of form from the vault sections concreted first measurements of actual combined settlements under gravity load of the vault and vault creep during trampling down of waterproofing material showed ~ 20–30 mm that corresponded to forecast settlement. Further settlement of ~ 10 mm was caused by deformation of form after laying of concrete mix. This value could not be taken into consideration as designing of lining and of the form was carried out concurrently. As a result, form for concreting new sections of the vault was assembled with 10 mm construction rise.

Proper installation of temporary supports which prop up lying below vaults when concreting above lying vaults caused problems at the initial stage. Supports of design carrying capacity were required to preclude transfer to the vaults of loads which exceeded design operating loads. Installation of bendable low carrying capacity supports led to excess of these loads and 40–50 mm summary increase of construction settlements in several concreting sections. At a later stage when individual design of construction works was urgently elaborated no more bendable supports were used and thus the problem solved.

Of course first introduction of such an unusual solution brought about a number of minor problems which the constructors and designers resolved without mutual reproaches and unnecessary fuss.

It is worthy noting that to compensate for experimental nature of construction when selecting strong and crack-resisting reinforcement of the lining we employed besides standard safety factors also supplementary 1.5 coefficient which can be reduced if this solution is employed again.

CONCLUSION

Pace of constructing underground parking-garage in the Revolution Square in complex city designing and construction and geological conditions was unprecedented for such type of structures in Russia. Major construction and mounting works started December 5, 1996 and were completed – July 15, 1997.

17,6 m span clearance of employed configuration of the sloping vault has no analog.

Four-level vault lining of the underground parking-garage in the Revolution Square has the following characteristics:

- consumption of concrete for lining 86,5 m³
 - consumption of reinforcing-bar steel for lining 11,1 t/l.m
 - consumption of concrete per vault-floor 11 m³/m
 - consumption of reinforcing-bar steel per vault-floor 156 kg/m³
 - consumption of concrete per vault-roof 15,7 m³/m
 - consumption of reinforcing-bar steel per vault-roof 169 kg/m³
- Middle speed of the vaults concreting – 90–100 m/month.

NÁVRH PŘÍČNÉHO ŘEZU TUNELU S OHLEDEM NA MOŽNÁ KOLIZNÍ MÍSTA S PRŮJEZDNÍM PRŮŘEZEM

DESIGN DRAFT OF THE TUNNEL CROSS SECTION WITH RESPECT TO POSSIBLE COLLISION PLACES WITH THE TRAFFIC CLEARANCE

ING. LADISLAV PAZDERA

Při návrhu tvaru ostění tunelu se vychází z toho, že konstrukce ostění a všech technologických zařízení osazená na jeho povrchu, nezasahují po skončení a ustálení deformací a k přihlídnutí k nepřesnostem, co průjezdního průřezu.

Dodržení této podmínky vyžaduje, aby při návrhu každého konkrétního tunelu, charakterizovaného kategorií tunelu, dopravním zatížením, délkou a spádem, byla vytypována a vyřešena všechna kolizní místa s průjezdním průřezem, která mohou nastat.

Obecně se v příčném řezu silničního tunelu vyskytují následující kolizní místa:

- mezi ostěním a skosenou částí průjezdního průřezu v horní části,
- na boku nad chodníkem, kde jsou umístěny dopravní značky,
- mezi tělesem osvětlení pod mezistropem,
- mezi značkami pod mezistropem,
- mezi ventilátorem podélného větrání pod mezistropem,
- mezi technologickým zařízením na boku,
- z kabelového kanálu způsobené zmenšením šířky o mezní odchylku.

Rozhodující činitelé, které ovlivňují zásadně rozměry tunelu a polohu líce sekundárního ostění jsou následující:

- průjezdní průřez tunelu,
- systém větrání,
- umístění dopravních značek a zařízení na boku tunelu,
- umístění osvětlení a technologie v horní části tunelu,
- vedení sítí v podélném směru
- mezní odchylky líce ostění,
- inženýrskogeologické poměry a výška nadloží,
- poloměr směrových oblouků,
- konečná povrchová úprava stěn stropu,
- zvláštní požadavky investora.

Průjezdní průřez tunelu je základním podkladem pro návrh tunelu. Stanovuje se v závislosti na kategorii tunelu, návrhové kategorii, třídě, dopravnímu významu a směrovému oblouku komunikace. Novelizovaná ČSN 73 7507 celou řadu parametrů uvádí do relací, jaké jsou běžné v sousedních zemích. Základní výška h průjezdního průřezu se snižuje z 4,80 m na 4,50 m, vypouští se 10 cm zvýšení výšky kvůli opravám vozovky.

Systém větrání, odpovídající dopravnímu zatížení, délce, spádu a poloze portálu, výrazně ovlivňuje rozměry příčného řezu a to zejména při mezistropu. Systém větrání je nutno stanovit na základě podrobného výpočtu již u studie, upřesňovat je možno během dalších stupňů.

Poloha značek a jejich velikost je nutno stanovit na základě rozpracování koncepce dopravního systému. Značky je možno umístit do prostoru na boku nad chodníkem a nebo nad jízdní pruhy. Při jejich rozmístění se přihlíží, aby jejich velikost a poloha nezpůsobily nepřiměřené zvýšení plochy tunelu. Nezanedbatelná je i možnost použít různé veliké značky – 50 cm, 70 cm, 90 cm. Při zmenšené značce je nutno dokladovat projednání a schválení minimálně s investorem.

Při umístění osvětlení a technologických zařízení pod mezistropem se vede přípustných nepřesností vlastní konstrukce mezistropu, zohlední i průhyb od přetlaku v kanálu.

Vedení sítí v kanálu pod chodníky, na bocích nebo v kolektoru, je nutno sta-

Any design draft of a tunnel lining shape must be based on the precondition that the lining and all technological facilities installed on its surface must not interfere in the traffic clearance after any deformation is stabilized and with respect to all inaccuracies.

To observe said precondition, it is necessary to find out and to solve all possible collision places as to the traffic clearance, which may appear. It must be done always when designing every particular tunnel characterized by the tunnel category, by the traffic intensity, length and slope.

The following collision places take place generally in the cross section of a road tunnel:

- between the lining and the bevelled part of the traffic clearance, in its upper part,*
- on the side over the sidewalk, where traffic signs are placed,*
- between the lighting fixture under the suspended ceiling slab,*
- between traffic signs under the suspended ceiling slab,*
- between the longitudinal ventilation fan under the suspended ceiling slab,*
- between the technological facilities on the side walls,*
- in the cable channel caused by diminishing the width by the limit deviation.*

Decisive factors, affecting fundamentally tunnel dimensions and the position of the secondary lining face, are as follows:

- *traffic clearance of the tunnel,*
- *ventilation system,*
- *situating of traffic signs and facilities on the tunnel side,*
- *situating of lighting fixtures and technological elements in the upper part of the tunnel,*
- *mounting of networks in the longitudinal direction,*
- *limit deviation of the lining face,*
- *engineering-geological conditions and the depth of the overburden,*
- *radius of direction bends,*
- *final surface treatment of the walls and ceiling,*
- *special owner's requirements.*

The traffic clearance of the tunnel is the fundamental basis for the tunnel design. It is determined in dependence upon the tunnel category, the design category, the class, the transport importance and the radius of direction curve of the road. The amended standard CSN 73 7507 adapts many parameters into relations as they are usual in neighbouring countries. The basic height h of the traffic clearance is decreased from 4.80 m to 4.50 m, the 10 cm height increase due to roadway repairs is omitted.

The ventilation system corresponding with the traffic intensity, length, slope and portal position affects considerably dimensions of the cross section, viz. particularly as to the suspended ceiling slab. The ventilation system must be determined on the basis of a detailed calculation in the study stage. Any modification can be done during further stages.

The position of traffic signs and their size must be determined on the basis of the traffic system concept. The signs can be placed in the space on the side over the sidewalk or over the driving lanes. When distributing them, it is necessary for their size and position not to cause an inadequate enlarging of the tunnel area.

novit na základě rozpracování technologie a koordinace vedení kabelů podle požadavků investora. Neprovedení tohoto řešení, spolu s možným zmenšením kanálu o mezní odchylky, může být zdrojem komplikací při zpracování prováděcí technologické dokumentace a vlastní realizace.

Směrová a výšková poloha bodů líc sekundárního ostění jsou parametry, které jsou v projektu určeny ke kontrole přesnosti. Proto tak, jako pro každou jinou konstrukci a zařízení, je nutno i pro sekundární ostění stanovit přípustné mezní odchylky. V hodnotě mezní odchylky je zohledněna skutečnost, že nejde jenom o realizaci vlastní konstrukce, ale že ostění tvoří liniovou stavbu s vazbou na projektovanou osu komunikace. Obecně je velikost mezních odchylek dána ČSN, ale s ohledem na specifičnost konstrukce ostění, doporučuje se stanovit tuto hodnotu společně s investorem. Obvyklá velikost těchto mezních odchylek se pohybuje od ± 50 mm do ± 100 mm. Dále doporučuji, aby jejich skutečnost byla pro lepší uvědomění a zviditelnění zakreslena do vzorových příčných řezů. S hodnotou $R - m_2$ je nutno počítat při rozmístění technologického zařízení.

Inženýrskogeologické měry a výška nadloží v konkrétním místě podélného profilu ovlivní přes deformaci horniny polohu primárního ostění a tím i nepřímo polohu rubu sekundárního ostění. Nevhodně stanovené převýšení výrubu při vlastní ražbě, kdy skutečná deformace horniny převyšuje zvolené převýšení a mezi odchylky, je nutno odstranit ihned nebo až při kontrole před pokládáním izolace. Nemělo by se to projevit na nepřipustném překročení mezní odchylky. Tento problém ale není problém projekce ale dodavatele.

Vliv směrového oblouku se projevuje při poloměrech menších než 320 m rozšířením šířky vozovky mezi obrubníky, zvětšením příčného sklonu a rozšířením průřezního průřezu v částí AB. Je nutno posoudit polohu konkrétních zařízení vůči průřeznému průřezu nejenom pro přímou, ale pro levý a pravý oblouk.

Investor může, mimo standardní vybavení a rozmístění technologických zařízení a průřezního průřezu podle ČSN 73 7507, vyžadovat některé další požadavky. Jde například o zajištění mimořádné výšky pro průřez vysokého nákladu, umístění požárního vodovodu mimo prostor pod chodníkem, vybudování

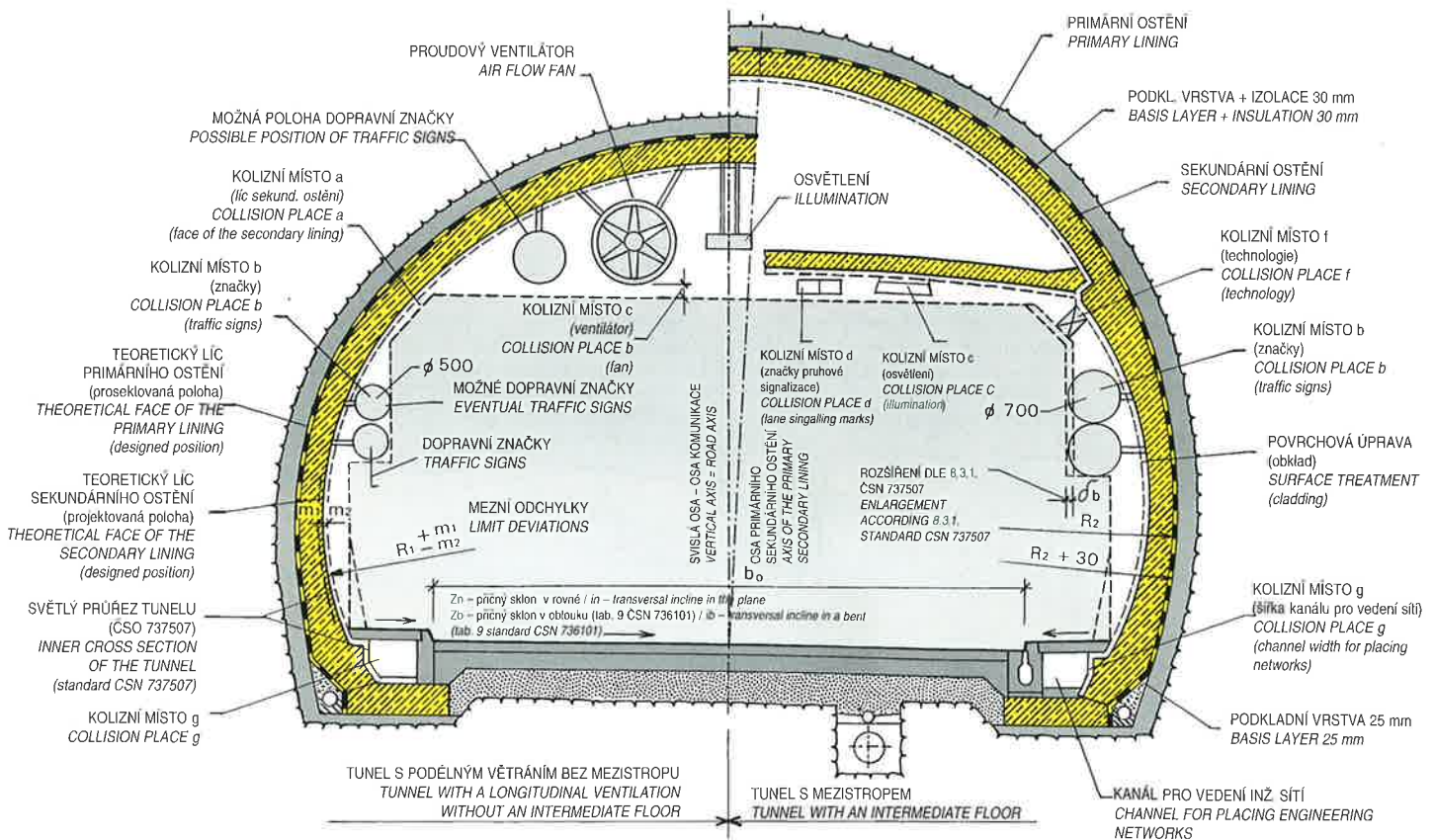
It may be also advantageous to apply various sizes of the traffic marks, viz. of dia 50 cm, 70 cm for 90 cm. If diminished traffic marks come in question, it must be documented that the case was discussed with and approved at least by the investor.

When placing the illumination and the technological equipment under the suspended ceiling slab, one must take into consideration not only allowed inaccuracies of the proper intermediate ceiling slab but the deflection caused by overpressure in the channel as well.

The mounting of networks in channels under sidewalks, on sides or in the utility duct must be determined with respect to the applied technique and to the coordination of cable placing in accordance with client's requirements. If it is not done in this way, it may be, together with diminishing the channel by limit deviations, a source of complications both during the elaboration of the working technological documents and the proper realization.

The direction position and the elevation of points of the secondary lining face represent the parameters designed in the design for inspecting the accuracy. That is why it is important, as for every other structure and equipment, to set limit tolerances even for the secondary lining. In the value of the limit tolerance there must be taken into consideration the fact that it concerns not only the tunnel structure realization, but that the lining forms a line structure work with a mutual relation to the designed road axis. The tolerance value is generally laid down in the standard CSN, but with respect to the specificity of the lining design, it is recommended for said value to be set together with the owner. The usual value of said limit tolerances varies from ± 50 mm to ± 100 mm. I also recommend for their real value to be drawn in typical cross sections, because in such a way they will become unforgettable and more evident. The value $R - m_2$ must be taken into consideration when laying out technological equipment.

Engineering-geological conditions and the overburden depth in a particular place of the longitudinal profile affect, through the rock deformation, the position of the primary lining, and in this way indirectly the position of the secondary lining



Obr. 1

Příčný řez silničním tunelem s vyznačením možných kolizních míst průřezným průřezem, ostěním a technologickým zařízením.

Road tunnel cross section with marking of potential collision places between the traffic clearance, the lining and the technological equipment.

kolektoru pro vedení sítí pod vozovkou. Tyto požadavky se projeví v příčném řezu jiným uspořádáním technologického zařízení a nebo zvětšením rozměru tunelu.

Konečná povrchová úprava stěn v případě provedení keramického nebo jiného obkladu není zcela rozměrově zanedbatelná a měla by se v případě použití v návrhu zohlednit.

Revidovaná ČSN 737507 problematiku návrhu s ohledem na průjezdní průřez, technologická zařízení, přípustné mezní odchylky, řeší. Zavádí a definuje nové pojmy – světlý průřez tunelu, přípustnou mezní odchylku a tolerance. Světlý průřez tunelu je poloha líce konstrukce ostění stanovena s ohledem na přípustné mezní odchylky. Přípustná mezní odchylka je pak hodnota, o kterou je možno zvětšit nebo zmenšit geometrický rozměr, v našem případě poloha líce tunelu, aniž by došlo k nežádoucím změnám.

Tento příspěvek je pokusem o komplexní pohled při návrhu příčného řezu silničního tunelu. Optimální, bezkolizní návrh příčného řezu tunelu není jenom jednorázovou záležitostí a není vůbec záležitostí jenom tuneláře, ale je to činnost která zastřešuje práci celé řady technologických profesí. Vlastní světlý průřez tunelu se stanoví nebo opětovně posoudí po shromáždění všech nových nebo aktualizovaných podkladů jako obalová křivka průjezdního průřezu zvětšeného o technologická zařízení s minimální plochou výrubu a přijatelná pro tvar konstrukce pojízdného bednění sekundárního ostění. Projektovaný tvar líce ostění se postupně během podrobnějších stupňů projektů upřesňuje. Definitivní podobu by měl dostat v dokumentaci pro zadání stavby, kdy je podkladem pro vypracování nabídky dodavatele a podkladem pro prováděcí dokumentaci.

reverse side too. If the camber of the excavation is determined inconveniently for the driving proper in such a way that the real deformation crosses the selected camber and the limit tolerances, the superfluous material must be removed immediately or during the inspection before installation of the insulation. By no means should inadmissible crossing of the limit tolerance remain unrepaired. This is, though, not the problem of the designer but of the contractor.

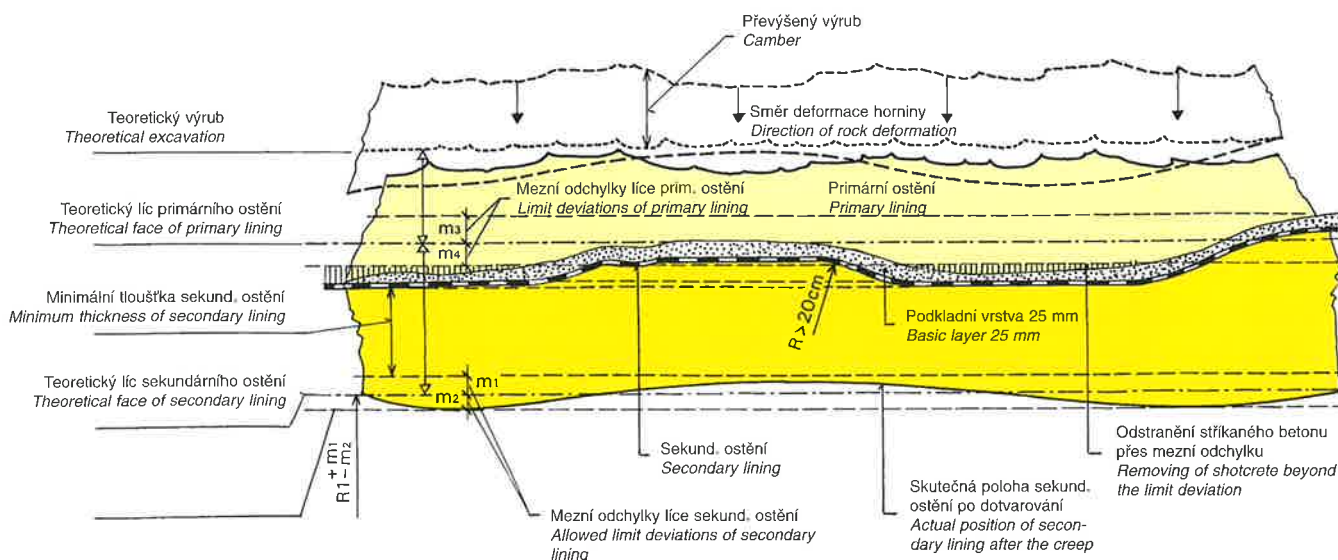
The influence of the direction curve will appear, if it concerns radii smaller than 320 m by widening the roadway between kerb stones, by increasing the cross slope and by enlarging the traffic clearance in the part AB. It is necessary to assess the position of the particular equipment with respect to the traffic clearance not only for a direct alignment, but for a left and right-side curve as well.

The investor, besides usual facilities and layout of the technological equipment, and the traffic clearance according to the standard CSN 73 7507, may ask for fulfilling further requirements, such as ensuring of an extraordinary clearance for passage of a high load, situating of fire water mains outside the space under sidewalks, building of a utility channel for placing networks under the roadway. Said requirements will appear in the cross section in another arrangement of the technological equipment and/or enlarging the tunnel dimension.

The final surface treatment of walls, in case of a ceramic or other lining, is not neglectable as to dimensions, and it should be taken into consideration in the design, if it is to be applied.

The amended standard CSN 73 7507 solves said problem with respect to the traffic clearance, technological equipment and allowed limit deviations. It introduces and defines new concepts such as the inner diameter of the tunnel, the allowed limit deviation and tolerances. The inner diameter of the tunnel is the position of the lining face determined with respect to allowed limit deviations. The allowed limit deviation is the value by which the geometric dimension, in our case the position of the tunnel soffit can be enlarged or diminished, without occurrence of undesirable changes.

The aim of this article resides in presenting a complex view concerning the design of a road tunnel cross section. The optimum design of a tunnel cross section without collisions is not only a matter for a tunneling specialist, but it is an activity which relates to many technological professions. The net tunnel section proper is determined or re-assessed after accumulating all new or updated data, such as the enveloping curve of the traffic clearance, enlarged by various technological equipment, with a minimum excavated profile, and acceptable for the shape of travelling forms for the secondary lining. The designed shape of the lining face will be made more accurate during more detailed stages of the design. It should have the final form in documents for tendering, when it is the basis for elaborating both the contractor's offer and the working design.



Obr. 2

Relace mezi převýšeným výrubem, přípustnými mezními odchylkami primárního a sekundárního ostění a podkladní vrstvou pod izolací.

Relation between the exaggerated excavation, allowed limit deviations of the primary and secondary lining and the basis layer under the insulation.

PEVNOSTNÍ A DEFORMAČNÍ VLASTNOSTI VYSOKOPEVNOSTNÍCH BETONŮ

STRENGTH PROPERTIES AND DEFORMATION ONES OF HIGH-STRENGTH CONCRETE

DOC. ING. MICHAEL LEMBÁK, CSC., MINING UNIVERSITY OSTRAVA
DOC. ING. JULIJ KOTĚTKOV, CSC., STATE UNIVERSITY – TECHNICAL UNIVERSITY, LVOV

V příspěvku jsou popsány některé výsledky experimentálního výzkumu pevnostních a přetvárných vlastností vysokopevnostních betonů při jednoosém krátkodobém namáhání. Uvedeny jsou výsledky zkoušek krychelné a hranolové pevnosti v závislosti na stáří betonu, pevnosti betonů v tahu a moduly pružnosti.

Již z prací Walze [1] vyplynulo, že lze v podmínkách běžné výroby realizovat výrobu betonů o pevnosti 60 až 80 MPa. Jemu se podařilo vyrobit betony o pevnosti 140 MPa, použitím tříděného bazaltového kameniva a vysoce aktivního cementu.

Prof. Berg [2] ve své fundamentální práci proanalyzoval fyzikálně mechanické a přetvárné vlastnosti betonů vysokých pevností při krátkodobém a dlouhodobém zatížení a dospěl k závěru, že použitím těchto betonů se docílí značných úspor stavebních materiálů odhmotněním konstrukcí, zejména velkých rozponů.

Právě z tohoto hlediska by úkolem našich stavebních odborníků mělo být zabezpečení hromadného použití těchto betonů ve stavebnictví.

Ve výrobních betonových prvců a konstrukcí u nás lze pokládat za reálnou možnost výroby těchto prvků z betonu třídy B60 až B80 při použití vysokopevnostních cementů pevnostních tříd 52,5 a 52,5 R a kameniva z místních zdrojů. Pro rozpracování konkrétních legislativních podkladů pro navrhování, projektování a výrobu těchto betonů a z nich vyrobených prvků a ekonomicky efektivních konstrukčních schémat objektů a konstrukcí je však nutno provést specializovaný program experimentálního výzkumu. V tomto směru však můžeme dnes vycházet prakticky jen ze zahraničních výsledků výzkumu.

Podle názorů různých zahraničních odborníků umožňuje zvýšení pevnosti betonu na 60 až 80 MPa snížit hmotnost i objem konstrukcí v průměru o 25 % a tímto výrazně snížit cenu těchto konstrukcí [2, 3].

V poslední době užití vysokopevnostních betonů v zahraničí je značné, o čemž svědčí různé vědecké konference na toto téma [4, 5, 6], avšak u nás aplikace tohoto betonu prozatím je ve stadiu vyhledávacího výzkumu.

Experimenty provedené na Státní univerzitě – Lvovská polytechnika ukázaly, že nejnázde lze v podmínkách průmyslové výroby vyrábět vysokopevnostní betony s použitím velmi rychle tuhnoucích cementů. V tabulkách č. 1 a 2 jsou uvedeny výsledky experimentálního ověření fyzikálně mechanických vlastností těchto betonů, provedeného na krychlích o hraně 200 mm a na hranolech o rozměrech 200 x 200 x 800 mm.

In this article, there are described some results of the experimental research of strength properties and deformation ones of high-strength concrete during a single-axis short-term stress. There are mentioned test results of cube strength and prism strength in dependence upon the concrete age, upon tensile strength of concrete and moduli of elasticity.

From works of Walz [1] resulted that it is possible to realize the production of concrete of strength value 60 to 80 MPa even in conditions of a usual production. He was successful in producing concrete of strength equal to 140 MPa, when he applied graded basalt aggregates and high-active cement.

Prof. Berg [2] in his fundamental work analyzed physical-mechanical and deformation properties of high-strength concrete during a short-term and long-term stress, and he came to the conclusion that, when applying such concrete, one can save a considerable quantity of material by decreasing the structure weight, especially if it concerns large spans.

Just from this point of view it should be the task of our building specialists to ensure a mass application of said concrete in the civil engineering.

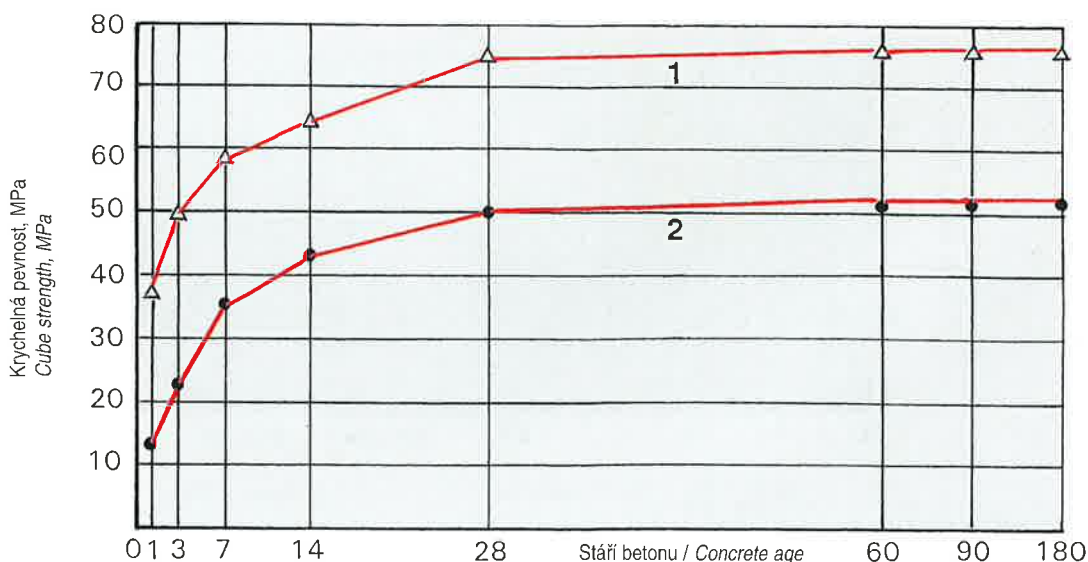
In plants for manufacturing concrete elements and structures in our country, one may suppose as a real possibility to produce said elements of concrete, class B60 up to B80, when applying high-strength cements, strength class 52.5 and 52.5 R and aggregates from local sources. For a detailed specification of particular legal documents for designing and manufacturing said concrete and elements made of it, as well as of economically effective design diagrams of buildings and structures it is, though, necessary to perform a specialized programme of the experimental research. But at present, we can base our knowledge only upon foreign research results.

In opinions of various foreign specialists, the increase of the concrete strength to 60 up to 80 MPa enables to decrease the weight and volume of structures in average by 25 %, and in this way to decrease the price of these structures too [2, 3].

The application of high-strength concrete abroad was considerably high in last years which was proved on various scientific conferences concerning this problem [4, 5, 6], but in our country the application of this concrete is for the time being in the stage of research.

Experiments performed in the State University – Technical University Lvov

Obr. 1
Nárůst pevnosti betonu v tlaku
Increase of concrete compressive
strength



Zkušební tělesa I. série byla provedena z betonu třídy B50 ve složení 1 ku 0,71 : 2,80 (dle hmotnosti) při vodním součiniteli $w/c = 0,33$ s použitím obyčejného portlandského cementu pevnostní třídy 50 a II. série z betonu třídy B75 ve složení 1 : 0,83 : 2,35 při $w/c = 0,30$ s použitím velmi rychle tvrdnoucího cementu pevnostní třídy 70. Pro obě série těles se použil křemičitý písek a žulová drť s max. frakcí do 25 mm.

Na obr. č. 1 je znázorněn nárůst pevnosti betonu v čase. Z uvedených experimentálních hodnot a grafického znázornění vyplývá, že vysokopevnostní beton zhotovený ze zvlášť rychle tvrdnoucího cementu dosahuje již v prvních dnech tvrdnutí značně vyšších hodnot pevnosti v tlaku než betony zhotovené z obyčejného portlandcementu. Již po 1 dnu činí pevnost v tlaku vysokopevnostního betonu 2,8násobek pevnosti obyčejného betonu a ve stáří tří dnů 2,2násobek, což činí současně 67 procent požadované 28denní pevnosti, zatímco u obyčejného betonu je ve stejném stáří dosaženo jen 45% $R_{bcu,28}$.

Rychlého nárůstu pevnosti vysokopevnostního betonu již v prvních dnech pro vybetonování lze s úspěchem využít buď pro dřívější zatížení konstrukcí z těchto betonů vyrobených nebo pro přenos účinků předpětí na beton. Uvedené výhody umožňují značně zkrátit lhůty výstavby a v některých případech mohou dokonce i odstranit nutnost propařování železobetonových prefabrikátů, což ve svém důsledku umožňuje realizovat značnou úsporu energie.

Z výsledků prezentovaných zkoušek rovněž vyplývá, že k ještě intenzivnějšímu nárůstu fyzikálně mechanických vlastností vysokopevnostního betonu dochází u jeho pevnosti v tahu (viz tab. č. 2, obr. č. 2). Již první den dosahuje pevnost vysokopevnostního betonu v tahu R_{btu} 71,7 % konečné (28denní) pevnosti v tahu a za tři dny činí tento podíl 0,835 $R_{btu,28}$. Při tvrdnutí vysokopevnostního betonu v přirozených podmínkách lze tedy uvažovat v průměru cca osmdesátiprocentní pevnost v tahu ve srovnání s požadovanou třídou betonu.

Značné převýšení pevnosti v tahu vysokopevnostního betonu ve srovnání s obyčejným betonem v čase τ přispívá k výraznému zvýšení hodnoty momentu vzniku trhlin a zmenšení přetvárnosti konstrukcí a prvků zhotovených z tohoto materiálu.

Pevnost betonu v tahu podle výsledků zkoušek se poměrně dobře shoduje s pevností vypočtenou podle známého Ferétova vzorce pro obyčejné betony, zatímco u vysokopevnostního betonu jsou tyto teoretické hodnoty 1,2krát menší než skutečné pevnosti experimentálně zjištěné (viz obr. č. 3). Rovněž hranolové pevnosti vysokopevnostního betonu (viz tab. č. 1) přesahují značně tytéž hodnoty u obyčejného betonu, a to v libovolném stáří betonu. Nezávisle na stáří betonu lze hranolovou pevnost určit ve shodě s výsledky experimentu nejlépe dle vzorce Skramtajeve:

$$R_{bu} = 0,7 R_{buc}, \text{ MPa}$$

$$\text{Známy Grozděvův vzorec} - R_{bu} = 130 + R_{buc} \cdot 145 + 3R_{buc} R_{buc}$$

udává poněkud snížené výsledky ve srovnání s experimentálními hodnotami (viz obr. č. 4).

Modul pružnosti vysokopevnostního betonu experimentálně zjištěný při $\sigma = 0,2 R_{bu}$ velmi dobře vyhovuje vzorci:

$$E_b = 6000 \sqrt{R_{buc}}, \text{ MPa}$$

Hodnoty modulu pružnosti vypočtené podle Grafova vzorce

$$E_b = \frac{100\,000}{1,7 + \frac{36}{R_{bu}}}, \text{ MPa}$$

jsou v souladu s experimentálními hodnotami pro obyčejné betony, však značně nižší než tyto hodnoty pro vysokopevnostní betony (viz obr. č. 5a) při $\sigma = 0,2 R_{bu}$,

proved that the easiest way how to produce high-strength concrete in conditions of an industrial production is to apply very quickly setting cements. Results of the experimental verification of physical-mechanical properties of said concrete, performed on cubes of the 200 mm long edge and on prisms of dimensions 200 x 200 x 800 mm, are mentioned in tables No. 1 and 2.

Test pieces of the first series were made of concrete, class B50, in the composition 1 : 0.71 : 2.80 (with respect to weights), at a cement-water ration $w/c = 0.33$, when applying usual portland cement of the strength class 50, and test pieces of the second series were made of concrete, class B75, in the composition 1 : 0.83 : 2.35 at $w/c = 0.30$, when applying very quickly setting cement of the strength class 70. For both series of specimens there was applied quartz sand and crushed granite with maximum fraction up to 25 mm.

On Fig. No. 1 there is shown the strength increase in time. From the mentioned experimental values and graphical demonstration it is evident that the high-strength concrete made of especially quickly setting cement achieves, already in first days of setting, considerably higher values of the crushing strength than concrete made of a usual portland cement. Already after one day, the compression strength of the high-strength concrete is 2.8 times higher than the strength of a usual concrete, and in the age of three days it is 2.2 times higher, which at the same time represents 67 % of the required 28 day strength, while as to the usual concrete of the same age, it represents only 45 % $R_{bcu,28}$.

The quick strength increase of the high-strength concrete in the first days after concreting can be successfully utilized either for an earlier loading of structures made of said concretes or for transferring prestress effects onto concrete. The mentioned advantages make it possible to shorten considerably construction terms and in some case they may even remove the necessity of steam curing of precast segments made of reinforced concrete, which makes it possible to save much power.

The results of presented test also proved that even more intensive increase of physical-mechanical properties of the high-strength concrete takes place at its tensile strength (see Tab. No. 2, Fig. No. 2). Already in the first day, the tensile strength of the high-strength concrete achieves the value R_{btu} 71.7 % of the final (28 days) tensile strength and within three days achieves the value $R_{btu,28}$ 0.835. If the high-strength concrete is setting under natural conditions, one may consider in average about 80 % tensile strength with respect to the required concrete class.

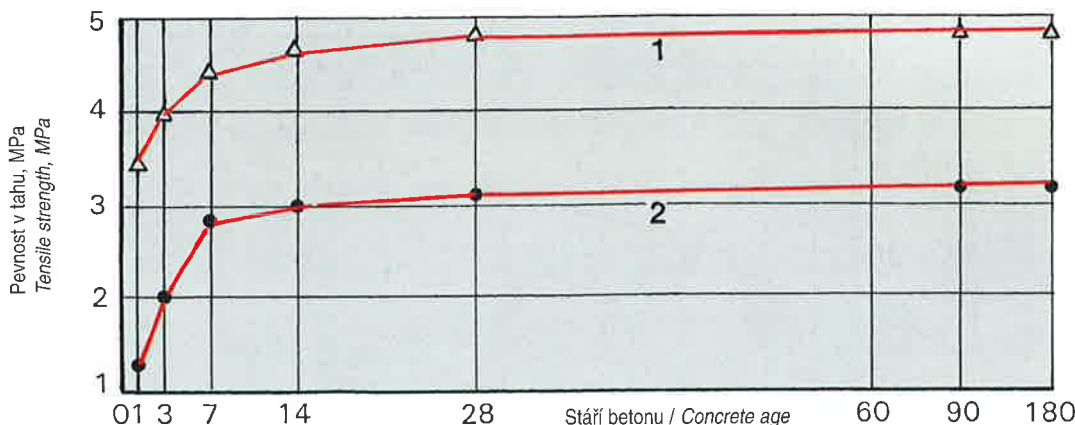
The considerable higher tensile strength of the high-strength concrete, when compared with the usual concrete in the time τ , contributes to a considerable value increase of the moment of the fissure rise and to decreasing deformation of structures and elements made of this material.

The tensile strength of concrete according to tests is approximately the same as the strength calculated according to the known Ferét's formula for usual concrete, while said theoretical values for the high-strength concrete are 1.2 times lower than the real strengths, found out experimentally (see Fig. No. 3). Prism strengths of the high-strength concrete (see Tab. No. 1) are also considerably higher than the same value of the usual concrete, viz. in any age of concrete. The best way for determining the prism strength in accordance with experiment results, independently upon the concrete age, is to apply the Skramtajeve's formula:

$$R_{bu} = 0,7 R_{buc}, \text{ MPa}$$

$$\text{The known Grozděv's formula } R_{bu} = 130 + R_{buc} \cdot 145 + 3R_{buc} R_{buc}$$

provides a little decreased results in comparison with experimental values (see Fig. No. 4).



Obr. 2
Nárůst pevnosti betonu v tahu
Increase of concrete tensile strength

ale dobře korespondují s experimentálními hodnotami pro vysokopevnostní betonu při $\sigma = 0,5 R_{bu}$ (viz obr. č. 5b).

Výzkumem bylo rovněž prokázáno, že zvýšení pevnosti betonu na bázi rychletuhnoucího cementu s časem vede ke zmenšení plastických deformací, které v podstatě mají malý podíl v celkových deformacích vysokopevnostního betonu.

ZÁVĚRY

Růst pevnosti betonu na bázi rychletuhnoucího cementu je značně intenzivnější než u betonů vyrobených s použitím portlandského cementu. Již ve stáří 3 dnů pevnost betonu je velmi blízká hodnotě $R_{bu,28}$.

Pevnost těchto betonů v tahu je značně vyšší, než stejná pevnost betonů z portlandského cementu. Ve stáří 3 dnů dosahuje tato pevnost zhruba $0,8 R_{bu,28}$.

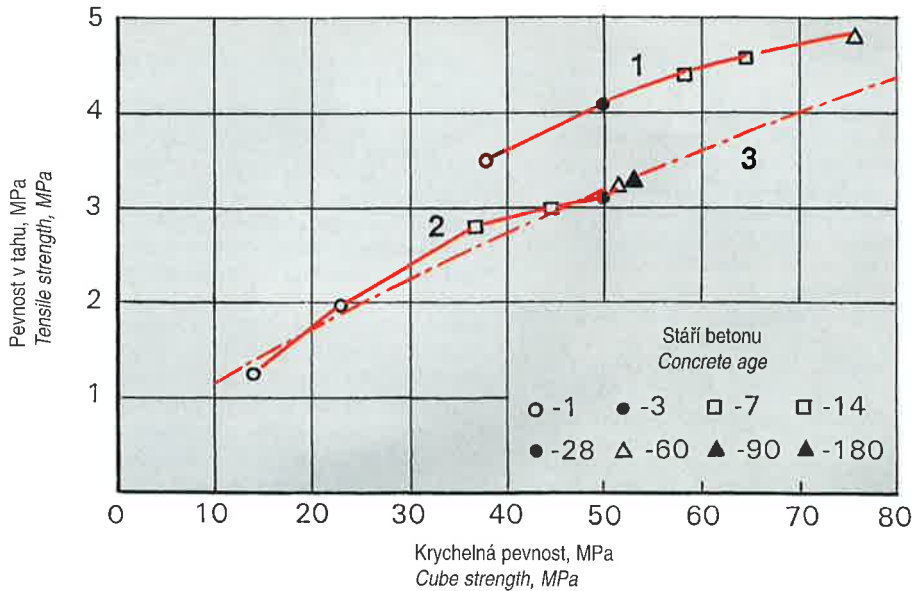
The modulus of elasticity of the high-strength concrete found out experimentally at $\sigma = 0.2 R_{bu}$ corresponds very well with the formula

$$E_b = 6000 \sqrt{R_{bcu}}, \text{ MPa}$$

Values of the modulus of elasticity calculated according to Graf's formula

$$E_b = \frac{100\,000}{1,7 + \frac{36}{R_{bu}}}, \text{ MPa}$$

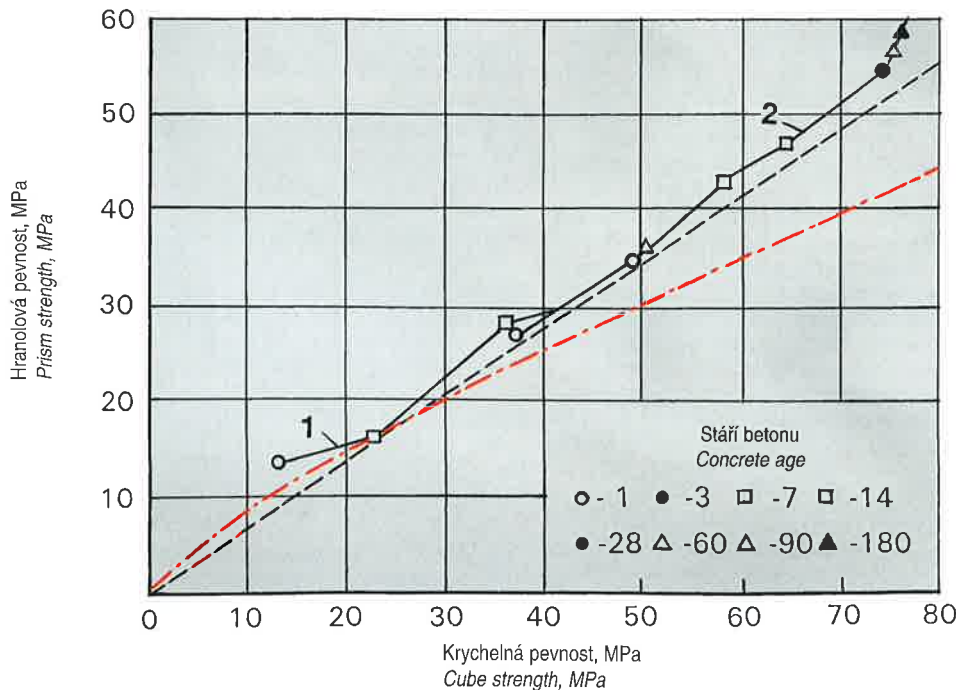
are in accordance with experimental values for usual concrete, but considerably lower than these values for high-strength concrete (see Fig. No. 5a) at $\sigma = 0.2 R_{bu}$ but they are well comparable with experimental values for high-strength concrete at $\sigma = 0.5 R_{bu}$ (see Fig. No. 5b).



Obr. 3

Závislost pevnosti betonu v tahu na krychelné pevnosti: 1 – série II; 2 – série I; 3 – dle vzorce $R_{tu} = 0,5 \sqrt[3]{R_{bcu}}$

Dependence of concrete tensile strength upon cube strength: 1 – series II; 2 – series I; 3 – according to formula $R_{tu} = 0,5 \sqrt[3]{R_{bcu}}$



Obr. 4

Závislost hranolové pevnosti na krychelné: 1 – série I; 2 – série II; - - - dle vzorce $R_{tu} = 0,7 R_{bcu}$; - · - · - dle vzorce $R_{tu} = \frac{130 + R_{bcu}}{145 + 3R_{bcu}} R_{bcu}$

Dependence of prism strength upon cube strength: 1 – series I; 2 – series II; - - - according to formula $R_{tu} = 0,7 R_{bcu}$; - · - · - according to formula $R_{tu} = \frac{130 + R_{bcu}}{145 + 3R_{bcu}} R_{bcu}$

Vcelku můžeme konstatovat, že zvyšování pevnosti betonu v konstrukcích a prvcích umožňuje tedy snižovat hmotnost nebo zmenšovat rozměry konstrukčních prvků a ekonomicky využívat vlastností obou složek – betonu i výztužné oceli.

LITERATURA

- [1] Walz, K.: Über die Herstellung von beton höchster Festigkeit. „Beton“, 16, Jg., N. 8, 1966.
 [2] Berg, O. J. a kol.: Vysokopročnyj beton, Moskva, 1971.
 [3] Lembák, M., Klouda, J.: Železobetonové konstrukce z vysokopevnostních betonů. Novinky pozemního stavitelství, VVÚPS Ostrava, č. 2, 1978.
 [4] Application of High Performance Concrete – Report of the Joint CEB-FIP Working Group, 1994.
 [5] High Performance Concrete-Recommended Extensions to the model Code 90 – Research Needs, 1995.
 [6] Design Aspects of High Strength Concrete, Special Session Dubrovnik, 1989.

Tab. č. 1

Třída betonu a série zkuš. těles Concrete class and series of test pieces	Charakteristika, MPa Characteristics MPa	Stáří betonu ve dnech Age of concrete in days							
		1	3	7	14	28	60	90	180
B50-I	R_{bcu}	13,5	22,7	36,4	43,0	50,2	50,7	51,2	51,5
	R_{bu}	12,9	16,5	27,6	30,3	35,7	35,8	40,2	41,0
	R_{btv}	1,26	1,96	2,81	3,02	3,13	–	3,23	–
	R_{btv}/R_{bcu}	0,995	0,726	0,760	0,705	0,711	0,707	0,776	0,806
	$E_b \cdot 10^{-3}$	23,5	30,5	34,5	36,8	41,0	41,8	44,00	47,1
B75-II	R_{bcu}	37,6	49,7	58,1	64,1	74,3	75,2	75,4	75,7
	R_{bu}	26,9	35,1	42,5	36,3	54,8	58,1	57,0	58,4
	R_{btv}	3,466	4,060	4,460	4,660	4,840	–	4,830	4,870
	R_{btv}/R_{bcu}	0,716	0,706	0,730	0,727	0,738	0,773	0,756	0,771
	$E_b \cdot 10^{-3}$	40,5	43,7	46,5	48,4	49,0	–	49,7	51,8
Porovnání fyzikálně mechanických vlastností betonu I. a II. série Comparison of physical – mechanical properties of concrete of the I st and II nd series in time	R_{bcuI}/R_{bcuII}	2,785	2,189	1,596	1,49	1,48	1,483	1,473	1,47
	R_{btvI}/R_{btvII}	2,085	2,127	1,54	1,528	1,535	1,623	1,418	1,424
	R_{buI}/R_{buII}	2,75	2,071	1,587	1,543	1,546	–	1,495	1,5
	E_{bI}/E_{bII}	1,723	1,433	1,348	1,315	1,195	1,148	1,129	1,11

Tab. č. 2

Rozvoj fyzikálně mechanických vlastností betonu I. a II. série v čase Development of physical – mechanical properties of concrete of the I st and II nd series in time		Stáří betonu ve dnech Age of concrete in days							
		1	3	7	14	28	60	90	180
I	$R_{bcuI} : R_{bcu28}$	0,269	0,452	0,725	0,856	1,000	1,010	1,020	1,025
		0,506	0,670	0,783	0,865	1,000	1,010	1,012	1,020
	$R_{btvI} : R_{btv28}$	0,402	0,626	0,897	0,965	1,000	–	1,030	1,060
		0,717	0,835	0,919	0,960	1,00	–	1,000	1,010

The research also proved that the strength increase of concrete on the basis of a quick-setting cement causes an increase of plastic deformations which, in fact, represent a small portion of total deformations of the high-strength concrete.

CONCLUSIONS

The increase of concrete strength on the basis of a quick-setting cement is considerably more intensive than as to concrete produced with application of portland cement. Already in the age of 3 days, the concrete strength is very near the value $R_{bcu,28}$.

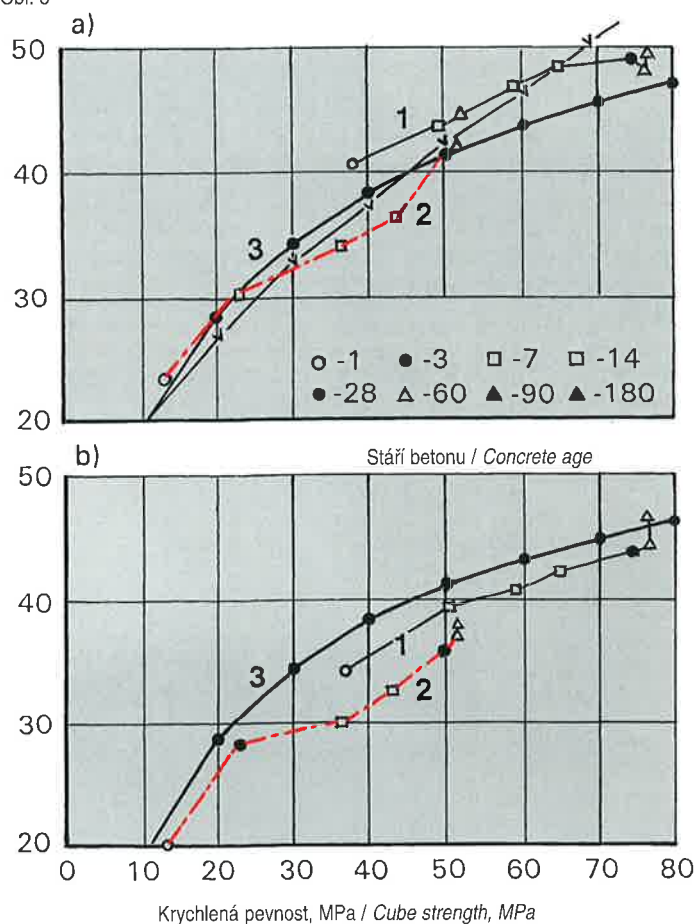
The tensile strength of this concrete is considerably higher than the same strength of portland cement. In the age of three days, this strength achieves approximately 0.8 $R_{btv,28}$.

It may be stated that the increase of the concrete strength in structures and elements makes it possible to decrease the weight or diminish dimensions of structural elements and to utilize economically properties of both components – concrete and reinforcing bars.

BIBLIOGRAPHY

- [1] Walz, K.: Über die Herstellung von beton höchster Festigkeit. "Beton", 16, Jg., N. 8, 1996.
 [2] Berg, O. J. et al.: Vysokopročnyj beton, Moscow, 1971.
 [3] Lembák, M., Klouda, J.: Reinforced Structures Made of High-Strength Concretes. Novelties of Civil Engineering, VVÚPS Ostrava, No. 2, 1978.
 [4] Application of High Performance Concrete – Report of the Joint CEB-FIP Working Group, 1994.
 [5] High Performance Concrete-Recommended Extensions to the model Code 90 – Research Needs, 1995.
 [6] Design Aspects of High Strength Concrete, Special Session Dubrovnik, 1989.

Obr. 5



Závislost modulu pružnosti na pevnosti betonu:

a – při $\sigma = 0,2 R_{bcu}$; b – při $\sigma = 0,5 R_{bcu}$; 1 – série II; 2 – série I;

3 – dle vzorce $E_b = \frac{100\,000}{1,7 + \frac{36}{R_{bcu}}}$; 4 – dle vzorce $E_b = 6000 \sqrt{R_{bcu}}$

Dependence of the elasticity modulus upon the concrete strength:

a – at $\sigma = 0,2 R_{bcu}$; b – at $\sigma = 0,5 R_{bcu}$; 1 – series II; 2 – series I;

3 – according to formula $E_b = \frac{100\,000}{1,7 + \frac{36}{R_{bcu}}}$; 4 – according to formula $E_b = 6000 \sqrt{R_{bcu}}$

DIANA NEBYLA JEN BOHYNĚ LOVU

ING. JIŘÍ KAZDA, ČESKÉ DRÁHY, S. O.

DIANA WAS NOT ONLY THE GODDESS OF HUNTING

Mladá československá republika po rozpadu Rakouska-Uherska v r. 1918 převzala železniční síť orientovanou převážně na hlavní město bývalého c. a k. mocnářství – Vídeň, tj. severojižním směrem. Hospodářské i politické požadavky nově vzniklého státu, jehož území bylo výrazně protaženo v rovnoběžkovém směru, tj. ve směru východ–západ, vyžadovaly však lepší spojení s východními částmi nově vzniklé republiky, se Slovenskem a s Podkarpatskou Rusí. Spojení hlavního města Prahy s moravskou metropolí Brnem a s Bratislavou přes Českou Třebovou rovněž plně nevyhovovalo hospodářským, ani vojensko-politickým požadavkům. Proto byla přijata nová koncepce a posléze byl vypracován projekt nového spojení Prahy s Brnem přes českomoravskou vrchovinu se zcela jiným vedením dvoukolejné rychlíkové trasy mezi Havlíčkovým Brodem (dř. Německým Brodem) a Tišnovem, místo dosavadní údolní trasy s nevyhovujícími směrovými a výškovými poměry, kopírující z velké části silně meandrující tok řeky Sázavy.

Přípravné práce na nové trase byly započaty v r. 1938 a stavební práce pak byly zahájeny v roce 1939, kdy se již schylovalo k začátku druhé světové války. Práce na stavebním úseku z Tišnova do Říkonína byly zadány firmě Ing. Zdeněk Kruliš a na stavebním úseku z Říkonína do Níhova firmě Ing. Bedřich Hlava. Obě tyto firmy byly po 2. světové válce začleněny do národního podniku Stavba silnic a železnic Praha, závod Baraba.

Na úseku firmy Ing. Z. Kruliš byl ražen u Dolních Louček nejdelší ze tří dvoukolejných tunelů u Tišnova, tunel Loučský, dl. 633 m. Tunel byl ražen v poměrně kompaktním rulovém masivu modifikovanou rakouskou metodou, s výjimkou portálů, budovaných v otevřených jamách. Směrová štola byla ražena s obou stran a z ní byly prováděny dostropní zálomy s průběžnými stojkami. V průběhu ražby nebyly zjištěny zvláštní tlaky na výdrvu.

Na úseku firmy Ing. B. Hlava byly raženy dva tunely a sice u Lubného tunel délky 213 m a u Níhova tunel délky 531 m. Oba tyto tunely byly rovněž raženy v rulových masivech, při čemž tunel Lubenský byl ražen bez problémů v pevných horninách, avšak tunel u Níhova procházel s výjimkou krátkého středního úseku délky cca 60 m rozrušenou a lasovitou rulou, která měla za následek zával klenby v délce asi 20 m v pasech č. 11, 12 a 13, i když opěry v uvedených pasech byly již vyzděny. Všechny tunely byly opatřeny rubovou izolací z asfaltových desek.

Práce, na stavbě trati a zejména na tunelech, které se zprvu rychle rozběhly, postupně ochabovaly úměrně políží německé armády na válečných frontách, i na okupovaných územích, až v r. 1943 byly téměř zastaveny. V té době byly už v podstatě stavebně dokončeny tunely na brněnském předměstí v Králově Poli, a všechny 3 tunely u Tišnova.

Královopolský tunel, který od r. 1941 do r. 1943 stavěla v otevřeném zářezu firma Kapsa a Müller Praha, byl až do konce války používán jako podzemní sklad blízko Královopolskou strojírnu Brno a jako protiletectký kryt. Tunely u Dolních Louček, Lubného a Níhova, byly použity pro firmy s krycím názvem Diana G.m.b.H. jako podzemní továrny pro vojenských letecký průmysl. Rovněž tunel na téže rozestavěné trati v bezprostřední blízkosti žst. Německý (nyní Havlíčkův) Brod byl za okupace využit pro zbrojní výrobu.

Diana G.m.b.H. byl původně pobočný a později, po zničení závodů této firmy v Rakousku, vlastně hlavní závod Wiener Neustädter Flugzeugwerke (WNF). Závody v Rakousku byly rozmístěny ve Vídeňském Novém Městě, kde se vyráběly trupy a motory stíhacích letadel Messerschmitt Me 109 a údajně i Me 110. Tam bylo i podnikové zkušební letiště. V nedalekém Neudorfu se vyráběla kormidla a na předměstí Vídně Fischamendu křídla. Ve Vídeňském Novém Městě se počátkem války vyrábělo asi 30 letadel denně, což představovalo více než polovinu celoněmecké produkce. Po 28 těžkých náletech spojenců na Vídeňské Nové Město a jeho okolí, zahájených 13. 8. 1943, po nichž se Vídeňské Nové Město ocitlo v troskách (z 65 000 obyvatel zbylo 800 a ze 4 000 domů zůstalo 17 nepoškozených), bylo rozhodnuto o přestěhování WNF do tunelů u Tišnova.

The young Czech Republic, after the breaking up of the Austrian - Hungarian Monarchy in the year 1918, took over the railway network orientated mostly to the capital of the former E. and K. Monarchy – Vienna, i.e. in the north-southern direction. Economical and political requirements of the newly arisen state, the territory of which was considerably lengthened in the west – east direction, required better connection with eastern parts of the newly arisen republic, i.e. with Slovakia and with Subcarpathian Ukraine. The connection of the capital Prague with the Moravian metropolis Brno and with Bratislava via Česká Třebová was not fully acceptable both for economical and for military-political requirements. That is why a new conception was accepted and later on there was elaborated a design of a new connection of Prague with Brno through Bohemian–Moravian Uplands by means of a completely other double-track route for fast trains between Havlíčkův Brod (formerly Německý Brod) and Tišnov, instead of the hitherto existing valley route with inconvenient direction conditions and elevation ones, copying mostly the meandering flow of the Sázava river.

Preparation works on the new line were started in the year 1938 and construction works started in the year 1939, when only several months were missing to the beginning of the second world war. Works on the construction section from Tišnov to Říkonín were ordered at the firm Ing. Zdeněk Kruliš, and on the construction section from Říkonín to Níhov at the firm Ing. Bedřich Hlava. After the end of the second world war, both firms were included in the national enterprise Stavba silnic a železnic Praha (Construction of Roads and Railways Prague), establishment Baraba.

On the section of the firm Ing. Z. Kruliš, near the community Dolní Loučky, there was driven the longest of three double-track tunnels at Tišnov, the Loučky tunnel, 633 m long. The tunnel was driven in relatively massive gneiss massif by means of a modified Austrian method, except portals which were constructed in open pits. The pilot adit was driven from both sides and from it there were made headings to top of arch with running posts. In the course of driving, no special pressures on the timber support were found out.

On the section of the firm Ing. B. Hlava there were driven two double-track tunnels, viz. near the community Lubná a tunnel 213 m long, and near Níhov a tunnel 531 m long. Both tunnels were also driven in gneiss massifs. The Lubná tunnel was driven without any problems in compact rocks, but the Níhov tunnel, except the short middle section, approximately 60 m long, was driven through a not very massive gneiss which resulted in a vault collapse in the length of 20 m in parts No. 11, 12, 13, in spite of the fact that supports in said parts have been already bricked. All tunnels were provided with insulation made of bituminous boards on the external circumference of the lining.

All works on the railway line and in tunnels which first went on quickly, were later delayed step by step due to difficulties of the German army on lines of battle and in occupied territories. In the year 1943, all works were stopped completely. In that time tunnels in Královo Pole, the suburb of Brno, and all three tunnels near Tišnov were completed from the constructional point of view.

The tunnel in Královo Pole which was constructed from the year 1941 till the year 1943 in an open cut by the firm Kapsa and Müller Prague, was used till the war end by the near engineering plant both as an underground storehouse and as an air-raid shelter. Tunnels near Dolní Loučky, Lubná and Níhov were used by the firm with a fictive name Diana G.m.b.H., as underground works for the military aircraft industry. The tunnel on the same uncompleted railway line in the proximity of the railway station Německý (at present Havlíčkův) Brod was utilized during the German occupation for the armament industry.

Diana G.m.b.H. was first an auxiliary plant and later, after the plants of this firm in Austria had been destroyed, it became the main factory of the firm Wiener Neustädter Flugzeugwerke (WNF). The plants in Austria were situated in the Wiener Neustadt, where fuselages and engines for fighter-planes Messerschmitt Me 109 and probably Me 110 as well were produced. A test airport took place also there. At Neudorf, not too far from there, rudders and elevators were manu-

První obhlídka terénu v okolí tunelů u Tišnova proběhla v dubnu 1944 a v červnu se už betonovaly podlahy těchto tří tunelů. U Loučského tunelu byla v pase č. 4 vyražena dodatečně kolmo k ose tunelu štola délky 16,35 m jako přístup do kotelny, pro kterou byl na konci štoly vylomen prostor 8,5 x 18,1 x 9 m. Kromě toho byla z prostoru kotelny vyražena do prostoru před portálem ještě jedna štola (3,0 x 2,5 m). Obezdní těchto štól však nebylo dokončeno a po skončení války byly obě štoly zaplněny kamennými rovinaninami. V pase č. 30 vpravo trati byla prorážena rovněž kolmo k ose tunelu úniková štola vyústující v úbočním svahu dvěma východy. Vstup do této štoly z tunelu byl v r. 1946 v délce 10 m rovněž zarovnan a zazděn.

Koncem léta 1944 se započalo v tunelech s vlastní válečnou výrobou. Stěhování do těchto tří tunelů probíhalo s maximálním urychlením a s využitím veškerého místního potenciálu. Práce na tělese železničního spodku ještě nebyly úplně dokončeny a v okolí tunelů nebyly na nové trati ještě postaveny železniční mosty. Bylo však nutno zpřístupnit portály tunelů, situované vysoko ve stráních. Proto byla pro dopravu materiálů, pracovníků i pro odvoz hotových letadel postavena z nádraží Tišnov až do údolí mezi Níhovským a Lubenským tunel úzkorozchodná dráha (rozchod 960 mm), s odbočkami k některým objektům, situovaným podél této dráhy.

K tunelovým portálům byly zřízeny svážnice. Na stavbu úzkorozchodné dráhy i na stěhování WNF byly převedeny obě stavební firmy s celým svým místním potenciálem, včetně většiny pracovníků. Podél celé trasy úzkorozchodné dráhy byly vybudovány pomocné sklady, dílny a ubytovny pro zaměstnance. V tunelech byly pro rozšíření podlahové plochy některé úseky rozděleny dřevěnou konstrukcí na dvě podlaží. Pomocné objekty a kanceláře byly dále zřízeny v Tišnově, s ředitelstvím v gymnáziu, v Předklášteří, Štěpánovicích, Dolních Loučkách, Újezdě, Říkoníně, Kutínách a zejména v Kuřimské Nové Vsi. Zde v místě zvaném „Na podlazi“ bylo velké ubytovací středisko strážní služby, pomocné provozy a také stříkací boxy křidel, protože tuto práci nebylo možno provádět v tunelech. Od Níhovského a Lubenského tunelu sem přes téměř 50 m hluboké údolí říčky Haldy vedle úzkorozchodka po odvážně konstruovaném dřevěném mostě (vzpěradlová konstrukce), připomínající techniku mostů z divokého západu. Most postavila firma Ing. B. Hlava.

Denní obrat železničních vozů se na tišnovském nádraží s příchodem Diany zvýšil asi desetkrát, z původních 8 až 10 vozů na 80 až 100 železničních vozů. Podle jejich označení A, B nebo C byl materiál vykládán a odvážen do skladů určených pro takto označené tunely. Početní ani kvalitativní kontroly došlého materiálu však nebyly prováděny. K vykládání vagonů byla používána skupina trestanců, vesměs brněnských šmelinářů s nižšími tresty, hlídaných českou vězeňskou stráží.

Do tunelů byl materiál dopravován jednak ze skladů po úzkorozchodné železnici, jednak bylo využíváno okolí zemědělců s povozy.

K zahájení výroby letadel Messerschmitt Me 109 G (Bf 109) došlo na sklonku léta 1944. Výroba letadel v tunelech byla organizována tak, že v Níhovském tunelu označovaném jako „C“ byly vyráběny plechové dílce a části draků letadel s tepelným zpracováním duralových nýtů a plechů v solných lázních. Na výrobu všech dílců byly používány vrtačí a nýtovací šablony a montážní rámy. Všechny hlavní díly letadel byly záměnné. Větší plechové výlisky byly k montáži do tunelů dodávány jako polotovary, protože jejich výroba v tunelech nebyla možná pro nemožnost dopravy těžkých a rozměrných lisů do tunelů a pro malou světlou výšku v tunelech.

V Lubenském tunelu, označovaném jako „B₁“, byla vyráběna křídla a vybavována elektroinstalací a hydraulikou. Odtud byla křídla dopravována přes most „Na podlazi“, kde byla v lakovně opatřena povrchovou úpravou a doplněna výsostnými znaky a auty odvážena na nádraží do Tišnova. Pracovní skupina šesti lidí vyrobila za 12ti hodinovou směnu jedno křídlo.

Do Loučského tunelu (označovaném jako tunel „A₁“), přicházel na počátku montážní linky holý trup, který byl postupně vybavován a posunoval se na další montážní stanoviště. Zásobování montážní linky materiálem se provádělo v celé délce tunelu pomocí polní drážky. Byly to zejména motory, podvozky včetně kol, hydraulická a pneumatická výzbroj, kryty kabin, směrová a výšková kormidla dřevěné konstrukce, vrtulové listy, palubní zbraně, přístrojové desky a tisíce dalších drobných součástí. Na konci tunelu „A“ nad údolím řeky Loučky vycházel úplně dokončený trup bez křidel. Po odzkoušení radiostanic a jejich opětovném vyjmutí (byly připravovány vzdušňák), byl trup letadla zakrytý a opatřen koženkovými potahy přes vrtulové kužely, motor a kabinu. Z třílístvé vrtule byl pro dopravu ponechán jen jeden list. Trup byl pak spuštěn pomocí vrátku do údolí a odvezen na nádraží v Tišnově. (Vrátke obsluhoval též pozdější známý čs. „lovec komet“, – astronom Antonín Mrkos). Z tišnovského nádraží byly trupy a křídla odesílány drahou do Olomouce nebo do Prostějova a do Prahy.

Na práci byli „totálně nasazení“ dělníci nejružnějších národností. Základ tvořili Češi, přičtení sem z celé střední Moravy, ostatní pracovníci byla směsice všech možných národů: Rakušané, Němci, Francouzi, Jihoslované, Belgičané, Ukrajinci, Litevci, Chorvaté, Poláci, dokonce i jeden Američan, také bezdomovci

factured, and wings in the Vienna suburb Fischamend. In the Wiener Neustadt there were manufactured, at the beginning of the war, about 30 aircraft daily which was more than one half of the whole German production. After 28 blitzes onto the Wiener Neustadt and its environs which were started on August 13, 1943, the Wiener Neustadt was in ruins (800 inhabitants of 65 000 survived and 17 houses of 4 000 stayed undamaged). That is why it was decided to move WNF to tunnels near Tišnov.

The first inspection of the area in the environs of Tišnov tunnels took place in April 1944 and floors of these three tunnels have been built already in June. As to the Loučky tunnel there was additionally driven, in the part No. 4, a gallery normal to the tunnel axis, 16.35 m long, as an access to the furnace room for which, at the end of the gallery, a space 8.5 x 18.1 x 9 m was excavated. Besides that, another gallery (3.0 x 2.5 m) was driven from the furnace room to the space before the portal. The brick lining of said galleries was not completed and both galleries were filled with stony material after the war end. An escape gallery with two exits in the outside slope was driven in the part No. 30 on the right side of the line, also normal to the tunnel axis. In the year 1946, the entrance into said gallery, being 10 m long, was bricked up too.

At the summer end 1944, the war production proper was started in the tunnels. The moving into these three tunnels was made very quickly and with utilizing all local sources. Works on the roadbed were not yet finished and in tunnel environs no new bridges were constructed. It was, though, necessary to make the tunnel faces, situated high in slopes, accessible. That in why it was necessary for transporting material and workers, as well as for transport of completed aircraft, to build up a narrow gauge track (track gauge 960 mm) from the railway station Tišnov up to the valley between the Níhov tunnel and the Lubná tunnel, with branchings to some constructions situated along said line.

Self-acting planes were made to tunnel portals. Both building firms, together with the most part of their workers, technological outfit and machinery, were directed to build the narrow gauge track and to move WNF. Along the whole narrow gauge track there were built auxiliary storehouses, workshops and dormitories for employers. In the tunnels, for enlarging the floor area, some sections were separated by means of a wooden structure to two storeys. Further auxiliary workplaces and offices were established in Tišnov (the management took place in the building of the high school), in Předklášteří, Štěpánovice, Dolní Loučky, Újezd, Říkonín, Kutiny, and particularly in Kuřimská Nová Ves. In that community, on the place named „Na podlazi“, there was located a big accommodation centre of the guard service, auxiliary workshops, boxes for spraying wings, because such a work could not be done in the tunnels. The narrow gauge track was led from Níhov tunnel and Lubná tunnel up to here through the nearly 50 m deep valley of the Halda river over a courageously designed wooden bridge (strutted frame structure) commemorating bridges of the Wild Western. The firm Ing. J. Hlava performed the construction of said bridge.

The number of waggons passing through the Tišnov railway station, after the works in Diana were started, was increased about ten times every day, i.e. from 8 up to 10 waggons to 80 up to 100 waggons. According to their marking A, B or C, material was unloaded and transported to storehouses designed for tunnels marked in this way. No inspections concerning the quantity and quality of delivered material were performed. Waggons were unloaded by a group of convicts, altogether Brno black marketeers with lower punishments watched by the Czech prisoner guard.

Material was transported into tunnels from storehouses by means of the narrow gauge track. Farmers with their carts were also utilized for said purpose.

The production of aircraft Messerschmitt Me 190 G (Bf 109) started at the end of the year 1944. The aircraft production in tunnels was organized as follows: metal sheet parts and aircraft airframes with heat treatment of duraluminium rivets and sheets in salt baths were produced in the Níhov tunnel, marked as „C“. Drilling and rivetting fixtures and assembly frames were applied for manufacturing all construction elements. All main aircraft parts were changeable. Bigger pressed pieces made of sheet were delivered into tunnels for assembly as semi-products. Their production in tunnels was impossible because the transport of heavy and bulky presses into the tunnels could not be performed due to a low clearance height of the tunnels.

In the Lubná tunnel, marked as „B“, wings were produced and equipped with the electric and hydraulic outfit. Then the wings were transported by lorries over the bridge to the place „Na podlazi“, where they were provided with surface treatment in a paint shop and completed with nationality marking, and from there to the Tišnov railway station. A working group of six workers made one wing within a 12 hour shift.

Into the Loučka tunnel (marked as tunnel „A“), to the beginning of the assembly line, there was delivered a bare body which was gradually equipped and shifted to further assembly place. All material was delivered to the assembly line along the whole tunnel length, and it was represented particularly by engines, undercarriages including wheels, hydraulic and pneumatic outfit, cabin covers, rudders and elevators of a wooden structure, propellers, deck weapons, instrument panels and thousands other small parts and elements. At the end of the tunnel „A“, over the Loučka river, there went out a fully completed body without wings. After radio stations had been tested and taken away again (they were

a další méně početné skupiny Bulharů, Řeků, Italů, Holanďanů. Zřejmě lidé, které chtěli mít protektorátní úředníci soustředěny pro přehled na jednom místě. Zajatecký nebo koncentrační tábor v oblasti Diany za války nebyl. Na žádost početné skupiny Belgičanů a Francouzů, kteří přišli z Rakouska, byly obdobně jako ve Vídeňském Novém Městě, slouženy v neděli a ve svátek (pracovali se i o nedělích a svátcích) i mše v německém jazyce, při kterých byla věřícím přečtena epištoly, evangelium a přednesena krátká promluva. Na rozdíl od Vídeňského N. Města však tyto mše byly slouženy nikoliv večer, ale v 6 hod. ráno. Přesto však byly hojně navštěvovány. V prvních dnech měsíce října 1944 Belgičané a Francouzi odjeli a ranní mše byly zrušeny.

Vedoucí místa v Dianě zastávali přirozeně Němci a zaměstnanci z WNF. Pracovní podmínky pro dělníky v podzemí však nebyly lehké. Vlhko, chladno a průvan a osvětlení rtuťovými výbojkami, z něhož docházelo k častým zánětům spojivek. Při vyhlášení náletu se z pracovišť neodcházelo a práce se nepřerušovala. Lubenský a Níhovský tunel byly uzavřeny jen dřevěnými stěnami s vraty a neměly nouzové východy. Loučský tunel měl u portálů betonové clony proti rozletu střepin při bombardování. Mimoto měl jako nouzový východ vyraženou boční stolu s rozvětvením na dva východy na vzdušnou stranu údolí. Ochrana objektů proti náletům k nimž však nikdy nedošlo, byla poměrně chabá: jedno kulometné hnízdo mezi Lubenským a Níhovským tunelem a kulometná hnízda u obou portálů tunelu Loučského.

V září r. 1944 vyrábělo Německo asi 110 stíhacích letadel denně, z toho v Dianě asi 8 kusů. V letech 1936 až do dubna 1945 bylo vyrobeno celkem 35 000 letadel Me 109 v různých modifikacích. Kulmináčním bodem výroby v Dianě byl podzim r. 1944. Později se začínají zvyšovat měrou projevovat zásobovací potíže, některá letadla se vrací zpět, prostřílená hloubkovými letci, aniž došly po železnici na místa svého určení. Začíná se projevovat blízkost fronty a zvyšuje se i aktivita partyzánských skupin na Tišnovsku, i počet sabotáží ve výrobě. Někteří totálně nasazení zaměstnanci přecházejí k partyzánským jednotkám a ilegální odbojové organizace vznikají přímo v pracovním táboře v Kutinách. Po počáteční sabotážní činnosti v Dianě dochází i k ozbrojeným střetům s ustupujícími Němci v býv. tišnovském okrese. Tak dochází k rozkladu celé výroby. Poslední letadla byla vyrobena v březnu 1945. K 1. dubnu 1945 vydává německé velení nařízení k zastavení výroby všech stíhacích letadel s pístovými motory a sází vše na proudové stíhače. Dochází k chaotickému odvozu přístrojů a vybavení, které je možno pro výrobu těchto letadel použít. Výroba v Dianě se zastavuje. Citlivé letecké přístroje jsou házeny na otevřené železniční vagony, které však stejně již daleko nedorazí. Výměnný obchod dovršuje konec. Letecké dynamo za dvě cigarety Viktoria, kompas za čtyři, výškoměr za jednu. Když slavná Göringova Luftwaffe se ocitá na bleším trhu. Dne 25. 4. 1945, v den tří náletů na Tišnov, hoří skladiště Diany v Mezihoří „Pod kaštany“. Není známo, zda šlo o následek náletu, nebo záměrné ničení materiálu ustupující armádou, nebo zda sklad zapálil skladník, Francouz, který měnil materiál za cigarety, aby zahladil stopy. V následujících dnech hoří hala u Štěpánovic. Většina materiálu a zařízení však zůstává na místě a stává se válečnou kořistí Rudé armády, která osvodila Tišnov 9. května 1945 ve večerních hodinách. Do konce roku 1945 bylo strojní vybavení jako válečná kořist demontováno a odvezeno, zbylý materiál byl předán Národnímu výboru, rozebrán některými leteckými továrnami a nebo odvezen do šrotu. Tak zanikla nejen Diana, ale stejný osud postihl i závod WNF v Rakousku.

Při likvidaci Diany byli použiti také němečtí váleční zajatci. Tábor pro ně byl zřízen po 15. srpnu 1945 v barácích u Újezda, na místě zvaném „v ostrovech“. Tito zajatci vyklíželi Loučský tunel a byli zde ubytováni do 23. října 1945.

Ihned po skončení války byl v bývalých objektech Diany v prostoru Kutin zřízen shromažďovací zajatecký tábor pro invalidní, přestárlé a mladistvé válečné zajatce, neschopné transportu do SSSR. Tábor spadl pod SNB v Dolních Loučkách a velitelem tábora byl čs. podplukovník MUDr. Vlk. Přišlo sem asi 1000 zajatců, mezi nimiž byla vysoká úmrtnost, i když se s nimi bylo slušně zacházeno. Zajatcům však nehrozila obezita z nadbytku potravy. Na zřízení vojenském hřbitově na břehu Libochůvky jich bylo do 15. 7. 1946, kdy zajatci byli z Kutin přemístěni a tábor zrušen, pochováno 118. Diana v té době byla již zlikvidována.

Práce na dokončení stavby dráhy se po tříleté přestávce znovu rozběhly a elektrizovaná dráha mezi Havlíčkovým Brodem a Tišnovem je již téměř 50 let v provozu a čas zahladil stopy. Cestující obdivují z rychlíků malebná údolí, romantickou krajinu, odvážné stavby vysokých mostů a na ně navazujících tuneľů. Málokdo ví, co všechno se zde před třiapadesáti lety událo.

Upraveno podle vlastivědného čtvrtletníku „Tišnovsko, ročník XXV“

transported separately), the aircraft fuselage was provided with covers, and the propeller cone, engine and cabin were leatherette covered. Only one propeller blade of the three-blade propeller remained at its place during the transport. Then the body was let down by means of a winch into the valley and hauled to the Tišnov railway station. (The winch was later operated by the known Czechoslovak "comet hunter" – astronomer Antonín Mrkos). Fuselages and wings were dispatched from the Tišnov railway station to Olomouc or to Prostějov, and also to Prague.

The work was performed by „totally ordered“ workers of various nationalities. Most of them were Czechmen from the whole middle Moravia, other workers were represented by a mixture of all possible nations: Austrians, Germans, Frenchmen, Yugoslavians, Belgians, Ukrainians, Lithuanians, Croats, Poles, and even one American was there, but there were also homeless people and other less numerous groups of Bulgarians, Greeks, Italians, Dutchmen, i.e. people which should be concentrated in one place for a better knowledge of their stay and activities. Neither a camp for prisoners of war nor a concentration camp existed in the Diana area during the war. At the request of the numerous group of Belgians and Frenchmen who came from Austria, masses, even in the German language, were celebrated on Sundays and holidays as in the Wiener Neustadt (the work was performed even on Sundays and holidays). During the mass the believers heard an epistle, gospel and a short preaching. Said masses, unlike to Wiener Neustadt were celebrated not in the evening but at 6 a. m. In spite of it, the attendance was very high. Belgians and Frenchmen left this area within the first days of October 1944, and the masses were stopped.

The management in Diana consisted, of course only of Germans and employees of WNF. Working conditions for underground workers, though, were not easy and pleasant. There took place damp, cold, draught and illumination by means of mercury-arc lamps which caused repeated inflammations of eyes. If an air-raid was announced, nobody was allowed to leave his workplace and the work went on. The Lubná tunnel and the Níhov one were closed only by means of wooden walls with gates and they were provided with no emergency escapes. The Loučky tunnel was provided with concrete protections at portals against splinters during bombing. More over, there was driven a side gallery as an emergency escape with two exits to the open side of the valley. The protection of constructions against air-raids which, though, were never realized, was insufficient: one machine-gun nest between the Lubná tunnel and the Níhov one and machine-gun nests at both tunnel faces of the Loučky tunnel.

In September 1944, Germany produced daily about 110 fighter-aircraft, of them 8 pieces in Diana. Within the years 1936 till April 1945 there were produced 35 000 aircrafts Me 109 in various modification. The top point of the production in Diana was in autumn 1944. Later on there appeared supply problems, some aircraft were returned because they were shot through by dive-bombers during the railway transport. The battle line was approaching, the activity of guerilla groups in the Tišnov area was increased and acts of sabotage in the production increased too. Some totally ordered workers entered in guerilla groups, and illegal resistance units took rise just in the working camp in Kutiny. After the initial acts of sabotage in Diana, armed clashes and fights with receding Germans in the former Tišnov district took place. In that time, the production was completely disrupted. Last aircraft were manufactured in March 1945. To April 1, 1945, competent German authorities ordered to stop the production of all fighter-aircraft with piston engines and drew attention to jet fighter-aircraft. Devices and equipment which could be utilized for aircraft production were transported chaotically away. Production in Diana was stopped. Sensitive aircraft devices were thrown onto open waggons which could not go too far. An exchange business crowned the end. Aircraft dynamo had the value of two cigarettes Viktoria, compass of four cigarettes, altimeter of one. Once glorious Göring's Luftwaffe found its end on the flea market. On April 25, 1945, when three air-raids were directed to Tišnov, the storehouse of Diana in Mezihoří "Pod kaštany" burnt out. It was not known whether it was caused by the air-raid, whether material which was stocked there, was intentionally damaged by the receding German army, or whether the storehouse was ignited by the storeman, Frenchman, who changed material for cigarettes, to remove traces. In following days the hall near Štěpánovice is in fire. Most of the material and equipment stayed on their places and fell pray to Red Army which liberated Tišnov on May 9, 1945 in the evening. Till the end of 1945, the machine equipment was dismantled and dispatched as the war pray. Remaining material was handed over to the National Committee, dismantled by some aircraft factories or scrapped. So Diana became extinct and the same lot had the plant of WNF in Austria.

For liquidation of Diana, German war prisoners were also utilized. A camp for them was organized after August 15, 1945, in jerry-built houses near Újezd, on the place named „v ostrovech“. Those war prisoners evacuated the Loučky tunnel and they were living in the camp till October 23, 1945.

Just after the end of the war, in former structures of Diana, in the area of Kutin, a camp for war prisoners, viz. invalids, old people and juveniles, who were not able to be transported to the USSR was established. The camp was

TECHNICKÉ ZAJÍMAVOSTI
TECHNICAL MATTERS OF INTEREST
ODVODNĚNÍ ROZLEHLÝCH PODZEMNÍCH PROSTOR S MALÝM SPÁDEM
POUŽITÍ VAKUOVÉHO ODVODNĚNÍ V SYSTÉMU KOLEKTORŮ V CENTRU PRAHY C1A A PŘÍKOPY
DRAINAGE OF LARGE UNDERGROUND SPACES WITH LOW DECLIVITY
APPLICATION OF VACUUM DRAINAGE IN THE SYSTEM OF UTILITY TUNNELS IN THE CENTRE OF PRAGUE C1A AND PŘÍKOPY
ING. Š. MOUČKA, KO-KA, S. R. O.

Při výstavbě kolektoru C1A a přípravě výstavby kolektoru Příkopy v Praze jsme byli jako projektanti postaveni před problémem řešit odvodnění systému štol celkové délky 3500 m umístěných v husté zástavbě centra Prahy.

Výškové řešení tunelů bylo nutno přizpůsobit téměř rovinnému terénu a navíc respektovat stávající podzemní stavby z nichž nejvýznamnější je kanalizace. Stoky jsou v centru Prahy vejděné ve spádu který místy nepřekračuje 0,2 %, a všechny byly vystavěny za c. k. Rakouska. Dalším omezujícím prvkem je poměrně vysoká hladina spodní vody. Kolektory jsou v této oblasti navrženy do prostoru pod stoky a pokud možno nad hladinu spodní vody s minimálním spádem 0,5 %. Tím na trase vzniká velké množství spádových lomů, další spádové lomy vznikly díky změnám nivelety při nutnosti reagovat na stávající podzemní překážky. Gravitační odvodnění systému kolektorů do jednoho místa je tedy vyloučeno. Díky této skutečnosti vzniklo v systému 12 míst, z nichž je nutno řešit odvedení vody. Jedná se o vody jak průsakové, které mohou do tunelu vniknout netěsností obezdívky, tak o vody z čištění tunelu během jeho provozu, případně o vody z netěsnosti vodovodního potrubí, které je v kolektoru umístěno s ostatními sítěmi.

Návrh vlastního odvodnění musel respektovat podmínky výstavby s tím, že z celého systému je nutno veškeré vody svést do jednoho místa. Běžný způsob pomocí malých čerpacích stanic v trase je náročný na údržbu čerpadel (pro každou stanicí 2 kusy). Celkem 24 čerpadel s odpovídajícími armaturami a dálkovým i místním ovládním, navíc značný nárok na rozvod elektrické energie. Při posuzování tohoto, pro podzemní stavby běžného způsobu, jsme hledali provozně jednodušší řešení, které by vykonalo stejnou službu. Jako možné řešení jsme posuzovali systém podtlakové kanalizace, běžně používaný k odvedení splaškových vod v rovinném území.

Podtlakový systém se skládá z podtlakové stanice, podtlakového potrubí a ventilů. Podtlaková stanice vytváří vývěvami v síti podtlak. Na podtlakovém potrubí jsou v místech, kde se shromažďuje voda podtlakové ventily, které jsou klíčovými místy celého systému. Tyto ventily pracují na pístovém principu, při otevření pustí podtlak do sacího potrubí a odsají vodu z inkriminovaného místa. Protože pracují na pneumatickém principu, nepotřebují na své otevření přípojku elektrické energie. Impulsem pro jejich otevření je stoupající hladina vody, která prostřednictvím senzorové trubice a řídicí jednotky ventil otevře. Po odsátí vody je ještě přisáto určité množství vzduchu, který jde spolu s vodou do podtlakové stanice odkud je voda dále přečerpána.

Pro vlastní návrh vakuového odvodnění jsme se spojili s firmou Vakan, která je specializována na vakuové kanalizace. Již při návrhu a potom i při vlastní realizaci stavba vzbudila zaslouženou pozornost firmy AIRVAC (výrobce a dodavatel technologických součástí z USA), jejíž zařízení se ve světě pro účely vakuových kanalizací používá desítky let. S tímto využitím se dosud nikde neuvažovalo.

Přestože výpočty i projekty dokazovaly naprostou spolehlivost a teoretickou bezchybnost navrženého systému, teprve provozní zkoušky, které proběhly na části podtlakového odvodnění v rámci kolektoru C1A v červenci 98, přesvědčily bezesbýtku i poslední pochybovače, že podtlakové odvodnění je stejně funkční jako přetlakové při menší složitosti, nižších provozních nákladech, a teprve čas dokáže i větší spolehlivost.

Tímto bych chtěl poděkovat jak investorovi odboru městského investora MhM Prahy zastoupeného Zavos s. r. o., tak budoucímu uživateli Kolektory Praha, že nám svěřil svou důvěru a dovolil realizovat tento systém odvodnění v podzemní stavbě ve světové premiéře.

When building the utility tunnels C1A and preparing the construction of the utility tunnel Příkopy in Prague, we, as designers, had the problem to solve drainage of the system of galleries situated in a dense housing of the Prague centre, the total length of which was 3500 m.

The elevation solution of tunnels had to be adapted to the nearly level ground and more over there had to be respected existing underground structures, the most important of which is the sewerage. Sewers in the Prague centre are ovoid-shaped, brick-built, in bottom descent which does not cross 0.2 % on some places, and all were constructed during E. K. Austria. A relatively high water table is another limiting element. Utility tunnels have been designed in this area into the space under sewers and, if possible, over the water table with a minimum slope of 0.5 %. In this way there arise many vertical bends. Further vertical bends arose due to changes of the level line because of existing underground impediments. To divert water by means of gravitation drainage to one place of the utility tunnel system is then impossible. Due to said fact, there arose 12 places in the system, from which water must be drained. It concerned both percolation water which can penetrate due to lining untightness, and water used for cleaning the tunnel during its operation, eventually water dripping from water piping, situated in the utility tunnel together with other networks, due to its untightness.

The design of the proper drainage had to respect construction conditions, viz. that it is necessary to divert all water into one place. The usual method by means of small pumping stations in the route is exacting as to the maintenance of pumps (for each station 2 pieces). It means 24 pumps with respective fittings and remote control and local one. More over there are considerable requirements as to the distribution of electric power. When evaluating this method which is usual for underground works, we looked for an operationally simpler solution which would perform the same service. As one of possible solutions, we judged the system of underpressure sewerage, usually applied for draining sewage water in a level territory.

The underpressure system consists of an underpressure station, underpressure piping and valves. The underpressure station forms underpressure in the network by means of a vacuum pump. The underpressure piping is provided, on spots where water accumulates, with underpressure valves which are the most important element of the whole system. Said valves work on the piston principle. When opened, they give rise to underpressure in the suction piping, and water is sucked off from the respective place. As they work on a pneumatic principle, they need not a power connection for their opening. An increasing water level is the pulse for their opening. The increasing water level opens the valve by means of a sensor tube and control unit. After water has been sucked off, there is also sucked a definite air quantity which goes together with water into the underpressure station, from where water is repumped.

As to the proper design of the vacuum drainage, we contacted the firm Vakan which is specialized in vacuum sewerage. The structure draw the deserved attention, during the design and then during the realization proper, of the firm AIRVAC (manufacturer and supplier of technological components from U.S.A.), the equipment of which have been used in the world for purposes of vacuum sewerage for decades. Such a utilization was nowhere considered till the present time.

In spite of the fact that calculations and the design proved the absolute reliability and theoretical trouble-free function of the designed system, only operational tests which were performed on a part of the underpressure drainage within the C1A utility tunnel in July 1998, persuaded completely even the last doubting Thomas that the underpressure drainage is equally functional as the overpressure one, and more over, it is less complicated and operational costs are lower. The future will prove even its higher reliability.

In this way I would like to express my thanks both to the client of the department of the municipal investor MhM Prague, represented by Zavos s. r. o., and to the future user Kolektory Praha, that they trusted us and allowed to realize said drainage system in the underground structure in the world premiere.

TECHNICKÁ DATA

Kolektor C1A: 2,0 km – 5 míst k odvodnění
 Kolektor Příkopy: 1,5 km – 7 míst k odvodnění
 Max. současný příkon vak. stanice: 9 kW
 4 kW vývěva, 5 kW čerpadlo

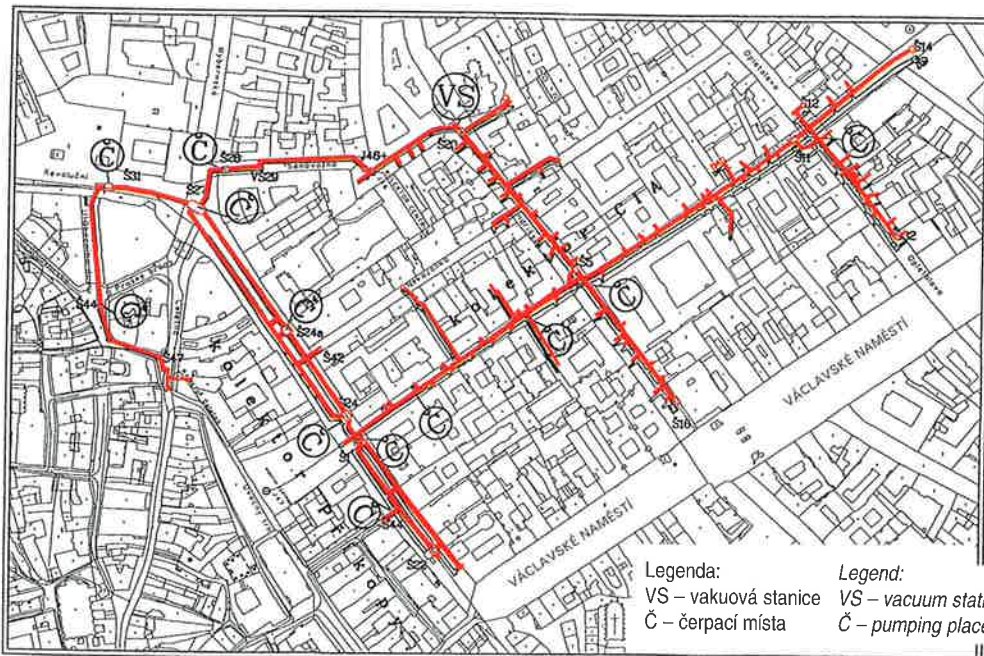
Pro případ poruchy je 100% rezerva
 Při přítoku 3 l/s denní spotřeba el. en. 70 kWh

Ing. Štěpán Moučka, KO-KA, s. r. o.

TECHNICAL DATA

Utility tunnel C1A: 2.0 km – 5 drained places
 Utility tunnel Příkopy: 1.5 km – 7 drained places
 Max. present-day power input of the vacuum station – 9 kW
 (vacuum pump – 4 kW, pump – 5 kW)

In case of a defect there is a 100% reserve.
 With the inflow of 3 litres per sec., the daily consumption of electric power represents 70 kWh



Mrázovka tunnels design - computer simulation of drive-through



ARCHITECTURAL, ENGINEERING, CONSULTING AND CONSTRUCTION MANAGEMENT SERVICES

- tunnels, galleries, shafts, underground structures
- infrastructures, special foundations
- apartments, civil and industrial buildings

Sokolská 32, 120 00 Praha 2, ☎ (420 2) 2426 6808, 2426 6810 ■ (420 2) 2426 7173, 9618 0603 e-mail: SATRA@pha.pvtnet.cz

ZPRAVODAJSTVÍ SLOVENSKEHO TUNELÁRSKEHO KOMITÉTU ITA/AITES SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

Na rozhraní rokov sa spravidla treba aj obzrieť, aby sme lepšie vedeli kam treba ísť ďalej. Retrospektívne hodnotenie roka 1998 za Slovenský tunelársky komitét (STK) sme vo veľkej miere vyčerpali v spravodajskej rubrike predchádzajúceho čísla časopisu Tunel. Ďalšie hodnotenie tunelárskych udalostí v SR uvádza úvodník tohoto čísla. Preto len niekoľko doplnujúcich informácií o tunelových stavbách v SR.

At the turn of the old year and the new one, it is usually needed to look back for us to find out where to aim our working effort. The retrospective evaluation of the year 1998 for the Slovak Tunnelling Committee (STC) was made public in the information part of the preceding issue of the TUNEL journal. A further evaluation of tunnelling activities in the Slovak Republic is included in the leader of this issue. That is why only an additional information concerning tunnel constructions in the Slovak Republic follows.

V uplynulom roku výrazne pokročila stavba tunela Branisko. Za 12 mesiacov bolo vyrazených viac než 3,1 km tunela včítane štyroch úsekov so zväčšenými profilmi pre núdzové zálivy (tri jednostranné a jeden obojstranný). Priemerný výkon oboch razičských firiem pritom v druhej polovici roku dosahoval priemerne 300 m za mesiac. Tiež bolo vyrazených cca 300 m priečných prepojení s prieskumnou štôľňou, ktoré budú slúžiť ako únikové cesty pre osoby. Môžeme s potešením konštatovať, že razienie tunela je oproti plánnému harmonogramu v trojmesačnom predstihu. Na druhej strane došlo v uplynulom roku k posunu začiatku prác na sekundárnom ostení až na rok 1999, po predpokladanom prerazení kaloty tunela. Dôvodom bol najmä fakt, že súťaž na technologické vybavenie tunela bola ukončená až vo februári 1998, takže súbeh prác nebol možný vzhľadom na nedostatok podkladov pre realizačný projekt sekundárneho ostenia.

Druhým diaľničným tunelom, ktorého výstavba už začala, je 0,6 km dlhý tunel Horelica na úseku diaľnice D18. V súčasnosti sa razí prieskumná štôľňa v profile budúceho tunela (v dne kaloty), razienie tunela by malo začať v tomto roku.

V apríli 1998 bola prerazená prieskumná štôľňa tunelu Ovčiarsko dĺžky 2,3 km. Výstavba tunela by mala začať v tomto roku, pričom by v tejto fáze malo ísť i výstavbu jednej tunelovej rúry. Začiatok výstavby tunela bude ale závisieť od nového harmonogramu výstavby diaľničnej siete, ktorý je v súčasnosti v procese schvaľovania.

Intenzívne postupovala i príprava výstavby najdlhšieho z diaľničných tunelov – 7,5 km dlhého tunela Višňové pri Žiline. Paralelne s projektovou prípravou prebiehala záverečná fáza inžiniersko-geologického prieskumu. Na konci roku začali práce na razení prieskumnej štôľne od oboch portálov, pričom od východného portálu je štôľňa razená pomocou plnoprofilového raziaceho stroja. V priebehu roku boli spracované dokumentácie predpokladajúce výstavbu tunela pomocou raziaceho stroja priemeru 11,8 m. Investor vypísal na dodávku stroja medzinárodný tender, do ktorého zaslali svoje ponuky dvaja uchádzači. Ďalší postup prípravy tejto stavby bude tiež závisieť od nového harmonogramu výstavby diaľničnej siete.

Medzi pripravované veľké tunelové stavby nepatria na Slovensku len diaľničné stavby ale tiež výstavba nosného dopravného systému pre hlavné mesto SR Bratislavu – metro. V rámci jeho prípravy boli spracované príslušné projektové dokumentácie, umožňujúce začať s jeho realizáciou. Vzhľadom na obrovskú finančnú náročnosť tohto projektu sa nepredpokladá začiatok výstavby skôr než v horizonte dvoch až troch rokov.

Zlepšeniu dopravnej situácie v Bratislave by mal napomôcť aj pripravovaný úsek diaľnice D2 v úseku Lamačská cesta–Staré grunty, ktorý zahŕňa tunel Sitina, s dvomi tunelovými rúrami dĺžky 1,5 km. Na financovanie tejto stavby sú zabezpečené zahraničné zdroje, pričom vláda považuje výstavbu tohto úseku za jednu z priorit.

V uplynulom období sa na Slovensku naštartovali celospoločenské zmeny, ktoré môžu silne ovplyvniť budúcnosť slovenského tunelového staviteľstva. Po septembrových parlamentných voľbách a nástupe novej vládnej garitúry došlo k významnému posunu priorít v oblasti smerovania verejných výdavkov. Výstavba diaľnic celkom určite spadla z prvej priečky politologickej priority, len sa nevie akú novú priečku zaujme. Zároveň je celkom jasné, že výstavba diaľnic, a tiež tunelov, musí pokračovať ďalej. Potreba rozširovania diaľničnej siete je neodškriepiteľná, ak sa Slovensko aspoň trochu chce vyrovnáť so zaostalosťou dopravnej infraštruktúry voči krajinám EU, ku ktorým sa chce priblížiť.

Významným úspechom, ktorý možno na základe doterajších výsledkov výstavby tunelov potvrdiť je suverenita, s akou si všetci účastníci na tunelových stavbách počínajú. Odstránila sa tým jedna z často opakovaných pochybností, či Slovensko po odbornej stránke na to má dostatok kapacít. Dnes už o kladnej odpovedi nemôže nikto pochybovať.

Vitalita tunelárskeho diania je výsledkom nielen lobizmu profesionálov, ale aj praktickým preukázaním schopnosti organizovať a viesť celý proces výstavby. Jednou z úloh, ktorú vo svojom programe STK má, je aj riadenie vzťahov s verejnosťou. Členmi STK sú organizácie, pre ktoré pracujú inžiniersko-technickí pracovníci dlhodobo spätí s tunelárskou problematikou a hlboko racionálne presvedčení o potrebe tunelov. Svoje presvedčenie sa usilujú preniesť mnohými použiteľnými formami a spôsobmi na príslušné miesta rozhodovacej sféry ako aj

In the course of the last year, the Branisko tunnel construction went on considerably. More than 3.1 km of the tunnel, including four sections of enlarged profiles for emergency lay-bys (three on one side and one on both sides). The average advance of both mining firms achieved in the second half on the year 1998 about 300 m per month. There was also excavated about 300 m of cross passages to the trial gallery, which will serve as escape ways for persons. We may state with pleasure, that the factual tunnel driving is three months in advance with respect to the valid programme. But, sorry to state, in the last year there was postponed the start of works concerning the secondary lining till the year 1999, viz. after the supposed breakthrough of the tunnel calotte. It was reasoned by the fact that the tender for the technological equipment of the tunnel was at the end only in February 1998, so that the coordination of works was not possible with respect to a lack of documents for detailed design of the secondary lining.

The Horelica tunnel, 0.6 km long, in the section of the motorway D18 was the second motorway tunnel, the construction of which has already started. At present a trial gallery in the profile of the future tunnel (in the calotte bottom) is driven, and the tunnel driving should start in this year.

A trial gallery of the Ovčiarsko tunnel, 2.3 km long, was holed through in April 1998. The tunnel construction should start in this year. The present stage should concern a construction of one tunnel tube. The start of the tunnel construction will depend, though, upon the new construction programme of the motorway network which is at present in the process of approving.

The construction preparation of the longest of the motorway tunnels – Višňová tunnel near Žilina, 7.5 km long continued in a very intensive way. Parallel to the design preparation there passed the final stage of the engineering-geological survey. Works concerning heading of the trial gallery from both tunnel faces started at the end of the year. The gallery from the eastern portal is driven by means of a full-face tunnel boring machine. Documentation planning the tunnel construction by means of a TBM of the diameter 11.8 m was elaborated in the course of the year 1998. The client called an international tender for delivering such a machine. Two applicants sent their offers. The further progress of preparation of this construction will also depend upon the new programme of development of the motorway network.

Not only a construction of motorways ranks among prepared large tunnel structures in Slovakia, but the construction of the main transport system for the capital of the Slovak Republic, Bratislava, viz. the Metro, as well. Within its preparation there were elaborated respective designs and working plans, making it possible to start with its construction. With respect to its very high exacting character of financial means, the start of the Metro construction is supposed to start after two or three years.

The prepared section of the motorway D2, in the section Lamačská Cesta–Staré Grunty, which comprises the Sitina tunnel with two tunnel tubes, 1.5 km long, should also improve the traffic situation in Bratislava. For financing said structure there are ensured foreign sources, and the government takes the construction of said section as one of the priorities.

Changes in the whole society, started in the Slovak Republic in the last period, could influence considerably the future of the Slovak tunnel engineering. After parliament elections in September and the rise of the new government, the priorities in the sphere of public expenses were significantly changed. The motorway construction fell surely from the first position of the political priorities, but nobody knows which position it will take now. At the same time it is evident that the construction of motorways and tunnels must go on. The necessity to enlarge the motorway network is out of any discussion, as far as Slovakia wants to approach, at least a little, its backward transport infrastructure to the transport situation in the EU countries.

The professional level and skill of all workers at tunnel construction forms an important success which may be stated on the basis of hitherto existing construction of tunnels. Said fact removed one of often repeated doubts, whether Slovakia has sufficient professional capacities. These days, nobody can doubt on a positive answer.

The vitality of tunnelling activities is not only the result of lobbying of professionals, but also the result of practical abilities to organize and to control the whole construction process. One of the tasks, included in the STC programme, is the control of public relations too. Institutions, at which engineering-technical workers, persuaded of the need of tunnels and occupying themselves for a long time

na širší odbornou, případně laickou veřejnost. Verejná mienka je významnou zložkou politickospoločenského diania, preto aj v tejto oblasti sa členovia STK usilujú systematicky pôsobiť publicitou a medializáciou v príslušných sférach.

Z vnútroorganizačného života STK bude významnou udalosťou roku 1999 valné zhromaždenie, na ktorom sa budú voliť noví členovia vrcholových orgánov na ďalšie štvorročné obdobie.

Ing. Jozef Frankovský

with tunnelling problems, are members of the STC. They try to affect by their belief the respective authorities, as well as the professional and lay public. The public meaning is an important component of political activities and that is why, also in this sphere, the STC tries to affect by publicity and medialization the decisive authorities.

As to the internal life of the STC, the General Meeting will be one of the most important events of the year 1999, because new members of top STC bodies for the further period of four years will be elected.

Ing. Jozef Frankovský

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

PRACOVNÍ ZASEDÁNÍ ČTuK

se konalo v Ostravě-Porubě dne 21. 10. 1998 za účasti delegátů členských organizací a individuálních členů. Hostitelem byla a. s. VOKD a prostory poskytl Ústav geoniky AV ČR. Delegáti schválili návrh na využití finančních prostředků ČTuK při uplatňování, vybraných odborných příspěvků na zahraničních konferencích, na organizování společných tematických zájezdů a odborných seminářů. Součástí pracovního zasedání byly i zajímavé exkurze na stavbu tunelu Kohoutkova, pracoviště Ústavu geoniky a do unikátního geologického muzea.

MEZINÁRODNÍ VELETRH INTERTUNNEL '98 V BASILEJI

byl cílem společného autobusového zájezdu členů ČTuK ve dnech 8.–10. 12. 1998. Kromě odborně zajímavých expozic veletrhu měli účastníci možnost prohlédnout si předvánoční Basilej s jejími bohatými kulturními a architektonickými památkami.

SEMINÁŘ NA TÉMA „KAVERNOVÝ ZÁSOBNÍK PLYNU PŘÍBRAM“

uspořádal dne 16. 12. 1998 ČTuK ve spolupráci s a. s. SG Geotechnika v rámci koordinace profesních společností zainteresovaných v podzemním stavitelství a příbuzných oborech. V rámci programu byl promítán film o průběhu výstavby. V přednáškách a diskusích vystoupili odborníci z oblasti projekce, průzkumu, realizace stavby, monitoringu, technické kontroly a provozních zkoušek. Na semináři se prezentovalo 32 účastníků vesměs z organizací podílejících se na výstavbě. Odborné články týkající se této zajímavé stavby přinese náš časopis ve svém příštím čísle.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2000

– takový je název konference, kterou začal ČTuK připravovat jako již devátou v pořadí od roku 1977. ČTuK je pořádá pravidelně v tříletých cyklech. Konference PS PRAHA 2000 bude tematicky zaměřena na čtyři oblasti:

- Ekologické aspekty podzemních staveb
- Vývoj, výzkum, průzkum a projektování podzemních staveb
- Provádění a vybavení podzemních staveb
- Údržba, sanace a rekonstrukce podzemních staveb.

Konference se bude konat od 9. do 11. 10. 2000.

REDAKČNÍ RADA ČASOPISU TUNEL

se sešla dne 8. 1. 1999 na svém pravidelném zasedání, na němž přijala závazná usnesení týkající se edičního plánu našeho časopisu na běžný rok. TUNEL bude nadále vydáván dvojjazyčně v barevné úpravě při zachování jeho tradičního image. RR se seznámila s ekonomickým výsledkem edice 1998, jejíž rozpočet i při zvětšení obsahu 4. čísla byl zhruba dodržen.

Předpokládá se, že dvojjazyčná úprava a zvýšená distribuce do zahraničí zvýší podstatně zájem o inzerci a to nejen mezi členy ČTuK. Číslo 1/99 bude ještě zaměřeno na tunel Mrázovka, číslo 2/99 na kavernový zásobník plynu Příbram.

Ing. Karel Matzner

WORKING SESSION OF THE CTuC

took place in Ostrava-Poruba on October 21, 1998, at the presence of delegates both of member institutions and individual members. VOKD a. s. was the host, and the Institute of Geonics of the Czech Academy of Sciences provided the needed rooms. The delegates approved the proposal how to utilize financial means of the CTuC, when applying selected professional lectures at foreign conferences, for organizing common thematic trips and professional seminars. Interesting field trips to the Kohoutkov tunnel construction, to the workplace of the Institute for Geonics and to the unique geological museum formed a part of the working session.

INTERNATIONAL FAIR INTERTUNNEL '98 IN BASEL

was the place of destination of a common bus trip for members of the CTuC, organized within October 8 and October 10, 1998. Besides professionally interesting fair expositions, the participants had the opportunity to have a look at Basle before Christmas with its cultural and architectural monuments.

SEMINAR NAMED „PŘÍBRAM CAVERN GAS STORAGE“

was organized on December 16, 1998, by CTuC in cooperation with SG Geotechnika, a. s., within the cooperation of professional companies interested in underground civil engineering and related lines. Within the programme there was shown the film concerning the construction. In lectures and in the discussion there appeared specialists in the line of the design, investigation, construction execution, monitoring, technical inspection and operational testing. 32 participants, mostly specialists of companies taking part in the construction, were present at the seminary. Professional articles concerning this interesting structure, you will find in the next issue of our journal.

UNDERGROUND STRUCTURES PRAHA 2000

– this is the name of the conference which CTuC started to prepare as the ninth one since the year 1977. The CTuC organizes said conference regularly every three years. The conference UNDERGROUND STRUCTURES PRAHA 2000 will be aimed at four problems:

- Ecological aspects of underground structures
- Development, research, investigation and design of underground structures
- Performance and outfit of underground constructions
- Maintenance, rehabilitation and reconstruction of underground structures.

The conference will take place within October 9 to 11, 2000.

THE EDITORIAL BOARD OF THE TUNEL JOURNAL

met on January 8, 1999 at its regular session where it took weighty resolutions concerning the editorial plan of our journal for the current year. The TUNEL will be edited as a bilingual journal in a colour arrangement and at keeping its traditional image. The Editorial Board got acquainted with the economic result of the edition 1998, the budget of which, in spite of the increased contents of the 4th issue was approximately observed.

It is supposed that the bilingual arrangement and the increased distribution into foreign countries will increase the advertisement interest not only among the CTuC members. The issue No. 1/99 will be aimed still at the Mrázovka tunnel, the issue No. 2/99 at the Příbram cavern gas storage.

Ing. Karel Matzner

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

4. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM O TUNELECH A PODZEMNÍCH STAVBÁCH – LUBLJAŇ

Ve dnech 23.–25. září 1998 se uskutečnilo již čtvrté tunelářské sympozium, které se koná vždy v sudých letech v hlavním městě Slovinska – Lublani. Součástí sympozia byla výstavka a prezentace firem a exkurze na tunelové stavby v blízkosti města.

Vlastní sympozium zahrnovalo 38 referátů, rozdělených do 5 tématických sekcí:

1. Geotechnika
2. Stavba a sanace tunelů
3. Ochrana životního prostředí a podzemní stavby
4. Podzemní ukládání odpadů
5. Materiály a zařízení

Prezentované referáty zahrnovaly velmi širokou problematiku; zmíním se o těch nejzajímavějších. V první sekci byl velmi zajímavý referát Mandler a Kostiova o geofyzikálním průzkumu stavu starých železničních tunelů pomocí georadaru, jehož výsledky sloužily jako podklady pro projektované sanační práce. Cenný je zejména obsáhlý soubor konkrétních případů, zahrnujících řešení kvality obzdivky, struktury a porušení hornin, drenážního systému apod. Dalším velmi zajímavým příspěvkem v této sekci byl rozbor metod měřických a geodetických prací při výstavbě tunelů s využitím satelitního navigačního systému GPS autorů Koželje a Potočnika.

V sekci o výstavbě a sanaci tunelů mne nejvíce zaujala skupina příspěvků, zabývajících se ražením a vyztučováním tunelů v podmínkách velmi slabých hornin, reprezentovaných karbonskými břidlicemi s velmi nízkými pevnostními vlastnostmi a vysokým stupněm porušení a anizotropie. Tyto příspěvky autorů Likar aj. popisují situaci v současné době ražených dálničních tunelů Golovec, které byly navštíveny v rámci odborné exkurze. Horninový masiv v těchto podmínkách se vyznačuje nízkou stabilitou a vysokými deformacemi jak svahů v oblasti portálů tak hornin v blízkosti čelby raženého tunelu. Zajištění stability raženého tunelu si vyžádalo nákladné zpevnování hornin v blízkosti čelby hustou sítí dlouhých zavrtávaných svorníků (typ IBO) po celém obvodu díla.

V této sekci byly také prezentovány dva české příspěvky, zabývající se výstavbou tunelů v zastavěné oblasti (M. Uhlík – Subterra) a přihradovou vyztuží tunelů (autor těchto řádků).

Doprovodná výstava firem, uplatňujících se při výstavbě tunelů zahrnovala především domácí firmy. Z velkých světových firem se prezentovaly především Atlas Copco, dále Sika, Weidmann aj.

Celkově lze konstatovat, že ve srovnání s předchozím sympoziem z roku 1996 poněkud poklesl zájem zahraničních účastníků, což souvisí jednak s určitým rozdělením trhu (výrazný podíl Atlas Copco ve spojení se státní firmou SCT), jednak s nižším tempem realizovaných tunelářských prací proti původním záměrům. To však nic neubírá na zajímavosti a úrovni prezentovaných odborných poznatků.

Ing. Richard Šňupárek, CSc.

SYMPOZIUM „HORNICKÁ PŘÍBRAM VE VĚDĚ A TECHNICE – 1998“

Do programu symposia „Hornická Příbram ve vědě a technice“ byla v roce 1998 zařazena po desetileté přestávce sekce Geotechnika se zaměřením na geotechnickou problematiku podzemního stavitelství. Sekce se skládala ze tří podsekcí a to anomální projevy horninového masivu při budování podzemních staveb, negativní vlivy podzemních staveb na stabilitu povrchu a povrchových objektů a problematika velkoprofilových důlních děl. V rámci I. sekce bylo předneseno celkem 17 přednášek. Jednáni sekce se zúčastnili zástupci všech špičkových organizací a firem, které se výše uvedenou problematikou v naší republice zabývají. Sekce byla s mezinárodní účastí. Mezi nejzajímavější přednášky patřily: přednáška prof. Ing. J. Aldorfa, DrSc., na téma členění výrub při ražbě tunelů, dále pak přednáška Ing. M. Kolečkáře na téma stávající geotechnické poznatky získané při ražbě velkoprofilových tunelů a přednáška RNDr. V. Rudajeva, DrSc., na téma negativní vlivy umělé seismicity a důlních otřesů na povrchové stavby. V oficiálních a neoficiálních diskusích byla věnována zvýšená pozornost problematice negativních vlivů hlubinné exploatace hydrotermálních žilných a zónových ložisek uložených v pevných skalních horninách na stabilitu povrchu a povrchových objektů a problematice velkoprofilových tunelů. Bylo konstatováno, že problematice vlivů dobývání na povrch byla a je v naší republice věnována nedostatečná pozornost i přesto, že v minulosti došlo k řadě závažných propadů. Z tohoto důvodu se předsednictvo sekce obrátilo na vědeckou radu symposia s žádostí o zařazení sekce Geotechnika se zaměřením na problematiku negativních vlivů dobývání na povrch a na problematiku staveb na poddolovaném území do programu symposia v roce 2000. Tento návrh byl přijat.

Ing. Jiří Růžička, CSc., SG – Geotechnika, a. s.

4TH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TUNNEL CONSTRUCTION AND UNDERGROUND STRUCTURES – LJUBLJANA

The tunnelling symposium which takes place every two years, was held on September 23–25, 1998 in the capital of Slovenia – Ljubljana. The part of symposium was also exhibition and excursion to nearby tunnelling structures.

The symposium included 38 papers, divided into 5 topics:

1. Geoen지니어ing
2. Construction and Rehabilitation of Tunnels
3. Environmental Protection and Underground Construction
4. Underground Deposition of Waste Materials
5. Materials and Equipment

Presented papers involved broad relevant questions, I notice the most interesting articles. In the first section it was the paper of Mandler and Kostiov, dealing with GPR survey of old railway tunnels, serving for design of rehabilitation. Especially extensive set of real cases, including interpretation of quality of lining, structure and failures of rocks, water drainage system and s. .o., is very worthwhile. Another paper of interest deals with analysis of using GPS for surveying in tunnel construction (authors Koželj and Potočnik).

In the section of construction and renovation of tunnels I was interested in the group of papers dealing with driving and supporting of tunnels under the conditions of very weak rocks represented by carboniferous slates with low strength properties and high degree of fracturing and anisotropy. Those articles of authors Likar et al. describe experience of recently built highway tunnels Golovec, which were visited during technical field trips. The rock mass is noted for a low stability and large deformations as on the slopes in the area of portals as nearby the excavated tunnel face. To ensure safe heading of tunnel it was necessary to improve rocks nearby the excavated tunnel face with expensive dense network of long rock bolts (type IBO) round the all periphery of tunnel.

In the section also two Czech contributions were presented. They deal with tunnel construction in urban areas (M. Uhlík – Subterra) and with lattice girders as tunnel support (author of this article).

Accompanying technical exhibition included first of all Slovenian firms. Large worldwide firms were represented by Atlas Copco, Sika, Weidmann a. o.

Generally it seems that in comparison with the last symposium in 1996 the interest of external participants declined, which is connected partly with division of market (big share of Atlas Copco with state-owned company SCT), partly with the lower progress in tunnelling towards original schedule. But the fact does not reduce point of interest and professional level of presented topics.

Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ústav geoniky, AV ČR

SYMPOSIUM “MINING PŘÍBRAM IN SCIENCE AND TECHNOLOGY – 1998”

After a ten year break, the section Geotechnology, aimed at geotechnological problems of the underground engineering was included in the agenda of the symposium „Mining Příbram in Science and Technology – 1998“. The section consisted of three subsections, viz. anomalous effects of a rock mass upon underground constructions, negative effects of underground structures upon the stability of surface and surface constructions, and problems of large-profile mining works. In the section there were made 17 lectures. In the section proceedings there took part representatives of all top institutes and firms which are interested in said problems in the Czech Republic, and even specialists from other countries. Among the most interesting lectures the following ones may be mentioned: the lecture of Prof. Ing. J. Aldorf, DrSc., concerning the excavation sequence during the tunnel driving, then the lecture of Ing. M. Kolečkář concerning the existing geotechnical knowledge gained when driving large-profile tunnels, and the lecture of RNDr. V. Rudajev, DrSc., concerning the negative effects of artificial seismicity and mining shocks upon surface constructions. In official and unofficial discussions there was drawn an increased attention to the issue of negative effects of a deep exploitation of hydro-thermal seam deposits and zone ones, deposited in consolidated rock massifs, upon the stability of the surface and of surface constructions, as well as to problems of large-profile tunnels. It was stated that an insufficient attention is paid in our republic to problems of mining effects upon the surface, in spite of the fact, that, in the past, many serious cave-ins occurred. Due to said reasons the section directorate asked the Scientific Board of the Symposium, for the sect on Geotechnology, aimed at problems of negative mining effects upon the surface and upon problems of constructions built on an undermined territory, to be included in the agenda of the symposium taking place in the year 2000. Said proposal was accepted.

Ing. Jiří Růžička, CSc., Geotechnika a. s.

**BIBLIOGRAFIE ČLÁNKŮ A STATÍ UVEŘEJNĚNÝCH V ČASOPISU TUNEL
ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU
ITA/AITES V ROCE 1998**

ING. PAVEL POLÁK

**BIBLIOGRAPHY OF ARTICLES BEING PUBLISHED IN THE JOURNAL „TUNEL”
OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND THE SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE
ITA/AITES WITHIN THE YEAR 1998**

	Číslo Issue	Strana Page		Číslo Issue	Strana Page
ÚVODNÍK EDITORIAL					
Ing. Petr Kuchár	1/98	1	Příspěvek ke statice sekundárního ostění při NRTM <i>Contribution to Statics of the Secondary Lining in NATM</i>	1/98	13
Ing. Petr Pohl	2/98	1	Ing. Aleš Zapletal, DrSc.		
Ing. Ivan Šesták	3/98	1	Význam podzemní laboratoře pro návrh a realizaci hlubinného úložiště vyhořelého jaderného paliva <i>Significance of the Underground Rock Laboratory</i>	1/98	20
Ing. Jindřich Hess	4/98	1	Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc.		
PODZEMNÍ URBANISMUS, VÝHLEDOVÉ STAVBY, NORMY UNDERGROUND PLANNING, PROSPECTIVE PROJECTS, STANDARDS					
Inženýrskogeologické poměry a podmínky pro ražení tunelů na dálnici D8, tunel Prackovice <i>Engineering Geological Conditions for Tunnels Driving on the D8 Highway, Prackovice tunnel</i>	1/98	22	Stabilita příhradové výztuže do stříkaného betonu tunelových staveb <i>Stability of the Framework Reinforcement Used into Shotcrete Tunnel Lining</i>	2/98	4
RNDr. Otakar Tesař			Ing. Richard Šňupárek, CSc. Doc. Ing. Petr Horyl, CSc.		
Podzemní voda a příčný řez tunelem <i>Ground Water in the Tunnel Cross Section</i>	2/98	8	Vyhledávání podzemních dutin geofyzikálními metodami <i>Looking for Underground Cavities Using Geophysical Methods</i>	2/98	11
Ing. Ladislav Pazdera			Ing. Milan Stoniš		
O maceškách a dětských hřištích <i>About Pansies and Playgrounds</i>	2/98	28	Razenie tunelov trhavinami s použitím válcových zálomov <i>Design of Blasting in Tunnels by using Cylindric Cuts</i>	2/98	26
Ing. František Polák			Prof. Ing. Ondrej Dojčár, CSc. Ing. Andrea Molnárová		
Inženýrskogeologické poměry a podmínky pro ražení tunelů na dálnici D8, tunel Radejčín <i>Engineering Geological Conditions for Tunnels Driving on the D8 Highway, Radejčín Tunnel</i>	2/98	24	Význam trojdimenzionálních konvergenčních měření výrubov při ražení tunelov NRTM <i>Importance of Three-dimensional Convergence Measurements for New Austrian Tunnelling Method</i>	3/98	2
RNDr. Otakar Tesař			Prof. Ing. František Klepsatel, CSc.		
Dálniční tunely <i>Highway Tunnels</i>	3/98	5	Mechanismy lidského oka při osvětlení dálničního tunela <i>The Mechanism of Human's Eye by Illumination of a Highway Tunnel</i>	3/98	10
Ing. Blažena Svitavská			Ing. Stanislav Kučera Doc. Ing. Ján Michalík, CSc.		
Revize normy pro projektování tunelů podzemních komunikací <i>Revised Standard for Design of Highway Tunnels</i>	3/98	7	Certifikace a stříkaný beton <i>Certification and Shotcrete</i>	3/98	12
Ing. Pavel Minařík			Ing. Pavel Polák		
Tunel Klimkovice <i>Tunnel Klimkovice</i>	3/98	20	Návrh tunelovacieho stroja (TBM) určeného na razenie tunelov Višňové, Korbelka, Havran a Čebrať <i>Tunnel Boring Machine (TBM) Intended for Use with Tunnels Višňové, Korbelka, Havran a Čebrať</i>	3/98	17
Ing. Jiří Pechman			Ing. Martin Bakoš, CSc. Ing. Viktória Chromová Ing. Oldřich Vlašic Ing. Ján Godan		
Inženýrskogeologické poměry třebovického tunelu <i>Engineering-geological Conditions of the Třebovice Tunnel</i>	4/98	39	Pohled na vývoj českého podzemního stavitelství za posledních 35 let očima firmy Subterra a. s. <i>Look at the Development of the Czech Underground Engineering during the Last 35 Years from the Point of View of the Firm Subterra a. s.</i>	4/98	2
Ing. Jiří Pavlík, CSc.			Ing. Miroslav Uhlík		
TEORIE, VÝZKUM, SLEDOVÁNÍ THEORY, RESEARCH, MONITORING					
Razenie tunelov trhavinami s použitím válcových zálomov <i>Design of Blasting in Tunnels by Using Cylindric Cuts</i>	1/98	2	Statika NRTM: Kvasireologická formulace výpočtu vlivu zrání a dotvarování stříkaného betonu na únosnost a přetvoření primárního ostění <i>Structural Engineering in the NATM: Quasirheological Analysis of Shotcrete hardening and Creep Effects on the Stress and Strain of Primary lining</i>	4/98	8
Prof. Ing. Ondrej Dojčár, CSc. Ing. Andrea Molnárová			Ing. Aleš Zapletal		
Observační měření na přesypávaném dopravním tunelu v lomu Hvíždalka <i>Observation Measuring of the Earth – Covered Traffic Tunnel Structure in the Quarry Hvíždalka</i>	1/98	6			
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. Mgr. Jaromír Macháček Ing. Jaroslav Pacovský					

	Číslo Issue	Strana Page		Číslo Issue	Strana Page
PROVÁDĚNÉ STAVBY PROJECTS UNDER CONSTRUCTION			<i>Structure in the Quarry Hvíždalka</i> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. Mgr. Jaromír Macháček Ing. Jaroslav Pacovský	1/98	6
Observační měření na přesypávaném dopravním tunelu v lomu Hvíždalka <i>Observation Measuring of the Earth – Covered Traffic Tunnel Structure in the Quarry Hvíždalka</i> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. Mgr. Jaromír Macháček Ing. Jaroslav Pacovský	1/98	6	Fotoreportáž ze tří dokončených tunelů (Hřebeč, Strahovský tunel, Brno – pražská radiála) <i>Photoreport on Three Completed Tunnels</i> Josef Husák David Švábenický	1/98	17
Kolektor Příkopy <i>The Driving Kollector Příkopy</i> Ing. Jan Sochůrek Ing. Radko Rieger	1/98	10	Podzemní voda a příčný řez tunelem <i>Ground Water in the Tunnel Cross Section</i> Ing. Ladislav Pazdera	2/98	8
Fotoreportáž ze tří dokončených tunelů (Hřebeč, Strahovský tunel, Brno – pražská radiála) <i>Photoreport on Three Completed Tunnels</i> Josef Husák David Švábenický	1/98	17	Severní portál tunelu Mrázovka <i>Northern portal of the Mrázovka Tunnel</i> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.	2/98	14
Výstavba raženého energetotunelu Praha-Červený vrch <i>Driven Cable tunnel Construction Praha-Červený vrch</i> Ing. Petr Pohl	2/98	2	Metro – Bratislava <i>Metro – Bratislava</i> Ing. Pavel Vlček	2/98	18
Severní portál tunelu Mrázovka <i>Northern portal of the Mrázovka Tunnel</i> Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.	2/98	14	Výstavba diaľničného tunela Königsheiner Berge v SRN <i>Construction of the Königsheiner Berge Tunnel in the Federal Republic of Germany</i> Prof. Ing. František Klepsatel, CSc.	2/98	22
Výstavba diaľničného tunela Königsheiner Berge v SRN <i>Construction of the Königsheiner Berge Tunnel in the Federal Republic of Germany</i> Prof. Ing. František Klepsatel, CSc.	2/98	22	Revize normy pro projektování tunelů podzemních komunikací <i>Revised Standard for Design of Highway Tunnels</i> Ing. Pavel Minařík	3/98	7
Stoka XIII Liberec <i>Trunk Sewer XIII Liberec</i> Ing. Otakar Fabián	3/98	23	Čtvrtý tunel pod Labem <i>The 4th Tube of the Elbe Tunnel</i> Ing. Stanislav Drábek	3/98	25
Čtvrtý tunel pod Labem <i>The 4th Tube of the Elbe Tunnel</i> Ing. Stanislav Drábek	3/98	25	Čtvrtý provozní úsek trasy B pražského metra je uveden do provozu <i>The Forth Operational Section of the Line B of the Prague Metro is set into Operation</i> Ing. Josef Kutil Ing. Georgij Romancov Ing. Petr Vozarik	4/98	15
Pohled na vývoj českého podzemního stavitelství za posledních 35 let očima firmy Subterra a. s. <i>Look at the Development of the Czech Underground Engineering during the Last 35 Years from the Point of View of the Firm Subterra a. s.</i> Ing. Miroslav Uhlík	4/98	2	Tunel pod Mrázovkou v Praze <i>The Tunnel under the Mrázovka Hill in Prague</i> Ing. Pavel Krásný Ing. Zdeněk Nekvasil	4/98	23
Čtvrtý provozní úsek trasy B pražského metra je uveden do provozu <i>The Forth Operational Section of the Line B of the Prague Metro Is SET to Operation</i> Ing. Josef Kutil Ing. Georgij Romancov Ing. Petr Vozarik	4/98	15	Řešení tunelu pod Mrázovkou <i>Solution of the Tunnels under the Mrázovka Hill</i> Ing. Josef Dvořák Ing. Michal Gramblička Ing. Jaroslav Němeček Ing. Ludvík Šajtár	4/98	28
Tunel pod Mrázovkou v Praze <i>The Tunnel under the Mrázovka Hill in Prague</i> Ing. Pavel Krásný Ing. Zdeněk Nekvasil	4/98	23	Tunel Branisko – zmeny v procese projektovej prípravy stavby <i>The Branisko Tunnel – Changes in the Process of the Design Preparation of the Structure</i> Ing. Miloslav Frankovský	4/98	35
Řešení tunelu pod Mrázovkou <i>Solution of the Tunnels under the Mrázovka Hill</i> Ing. Josef Dvořák Ing. Michal Gramblička Ing. Jaroslav Němeček Ing. Ludvík Šajtár	4/98	28			
Tunel Branisko – zmeny v procese projektovej prípravy stavby <i>The Branisko Tunnel – Changes in the Process of the Design Preparation of Its Structure</i> Ing. Miloslav Frankovský	4/98	35			
DOPRAVNÍ STAVBY TRANSPORT PROJECTS			METRO		
Observační měření na přesypávaném dopravním tunelu v lomu Hvíždalka <i>Observation Measuring of the Earth – Covered Traffic Tunnel</i>			Metro – Bratislava <i>Metro – Bratislava</i> Ing. Pavel Vlček	2/98	18
			Čtvrtý provozní úsek trasy B pražského metra je uveden do provozu <i>The Forth Operational Section of the Line B of the Prague Metro Is SET to Operation</i> Ing. Josef Kutil Ing. Georgij Romancov Ing. Petr Vozarik	4/98	15
			KANALIZACE, KOLEKTORY, MALÉ PROFILY SEWERAGE, UMLITY TUNNELS, SMALL PROFILE TUNNELS		
			Kolektor Příkopy <i>The Driving Kollector Příkopy</i> Ing. Jan Sochůrek Ing. Radko Rieger	1/98	10

	Číslo Issue	Strana Page		Číslo Issue	Strana Page
Rekonstrukce stoky „C“ <i>Rehabilitation of the Trunk Sewer „C“</i> Ing. Miloš Hrachovec	1/98	24	Z ČINNOSTI ODBORNÝCH SPOLEČNOSTÍ ZAJINTERESOVANÝCH DO PODZEMNÍCH STAVEB ACTIVITIES OF PROFESSIONAL CORPORATIONS INTERESTED IN UNDERGROUND CONSTRUCTION		
Výstavba raženého energetotunelu Praha-Červený vrch <i>Driven Cable Tunnel Construction Praha-Červený vrch</i> Ing. Petr Pohl	2/98	2			
Stoka XIII Liberec <i>Trunk Sewer XIII Liberec</i> Ing. Otakar Fabián	3/98	23	Zápis z 2. koordinační schůzky zástupců profesních společností zabývajících se problematikou zemního a horninového prostředí a jeho vyztučováním Ing. Karel Matzner	1/98	29
SANACE, REKONSTRUKCE, ÚDRŽBA, OPRAVY REHABILITATION, RENOVATION, MAINTENANCE, REPARATIONS			Konference společnosti ISTT – No-dig 98 v Lausanne Ing. Igor Fryč	3/98	31
Rekonstrukce stoky „C“ <i>Rehabilitation of the Trunk Sewer „C“</i> Ing. Miloš Hrachovec	1/98	24	ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS		
Inženýrskogeologické poměry třebovického tunelu <i>Engineering-geological Conditions of the Třebovice Tunnel</i> Ing. Jiří Pavlík, CSc.	4/98	39	Zápis z plenárního pracovního zasedání ČTuK ITA/AITES ze dne 25. 11. 1997 Ing. Karel Matzner	1/98	30
ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTION			Z jednání předsednictva ČTuK, Světový tunelářský kongres v Sao Paulo, Valné shromáždění ITA/AITES Ing. Karel Matzner	2/98	32
Havárie tunelu saopaulského metra budovaného metodou NRTM Ing. Miloslav Novotný	1/98	26	Valné shromáždění ČTuK Ing. Karel Matzner	3/98	31
Falsmouth – vylepšení kanalizační sítě Ing. Miloslav Novotný	1/98	26	Český tunelářský komitét (ČTuK) – česko-anglická informace	4/98	49
Prerážka prieskumnej štôlne tunela Branisko Ing. Jozef Frankovský	1/98	27	SPRAVODAJSTVO ZO SLOVENSKEHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE REPORTS		
Výstavba tunelu Engelberg v SRN Ing. Vladimír Prajzler	1/98	27	Medzinárodná výstava a sympósiu Tunely '98 Ing. Jozef Frankovský	1/98 3/98	31 32
Alternativní využití podzemních prostor Doc. Ing. Milan Kašpar, CSc.	2/98	29	Slovenský tunelářský komitét (STK) – slovensko-anglická informácia Ing. Juraj Keleši	4/98	50
Podzemní stavby a hydroenergetika v Zillertalských Alpách Ing. Miloslav Novotný	3/98	26	KALENDARIUM ITA/AITES CALENDAR ITA/AITES		
TECHNICKÉ ZAJÍMAVOSTI TECHNICAL MATTERS OF INTEREST			Kalendář ITA/AITES pro rok 1998 a částečně 1999 Sekretariát ČTuK	1/98	31
Transjaponská dálniční tepna v provozu Ing. Karel Matzner	2/98	30	Kalendář akcí ITA/AITES, tunelářských kongresů a konferencí k 21. 10. 1998	4/98	50
Podzemní elektrárna na stlačený vzduch Ing. Richard Šňupárek, CSc.	3/98	28	INFORMACE INFORMATION		
TUNELÁŘSKÉ OSOBNOSTI TUNNELLING PERSONALITIES			Co můžete nalézt v knihovně ČTuK ITA/AITES Upozornujeme TKPD – Tunely, podzemní objekty a galerie Rozdělení gesci mezi členy redakční rady časopisu Tunel Přirůstky knihovny ČTuK Fotbalový turnaj tunelářů Přirůstky knihovny ČTuK	1/98 1/98 1/98 2/98 3/98 3/98 4/98	32 32 32 32 32 32 51
Prof. Ing. František Ržiha, tvůrce teorie tunelového stavitelství Ing. Jiří Kazda Prof. Ing. Jiří Mencl	3/98	29	RŮZNÉ VARIOUS		
ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ ITA/AITES NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES			Bibliografie článků a statí uveřejněných v časopisu Tunel Českého tunelářského komitétu a Slovenského tunelářského komitétu ITA/AITES v roce 1997 Ing. Pavel Polák	2/98	příloha supplement
Konference STUVA Tagung '97 v Berlíně Ing. Libor Kubiček	1/98	29	Jmenný rejstřík autorů statí časopisu Tunel za rok 1997 Ing. Pavel Polák	2/98	příloha supplement
Mezinárodní tunelářský kongres 1998 Ing. Karel Matzner	3/98	29			
Pracovní skupiny ITA/AITES – jejich současné činnosti a zpracovávaná témata Ing. Václav Valeš	3/98	30			
Mezinárodní konference v Sankt Peterburgu 8. až 10. 9. 1998	4/98	47			
Ještě jednou k světovému tunelářskému kongresu v Sao Paulo: Open session	4/98	48			

JMENNÝ REJSTŘÍK AUTORŮ STATÍ ČASOPISU TUNEL ZA ROK 1998

Jméno	Číslo	Strana	Jméno	Číslo	Strana
B					
Bakoš Martin, Ing.	3/98	17	Minařík Pavel, Ing.	3/98	7
Barták Jiří, Prof. Ing., DrSc.	1/98	6	Molnárová Andrea, Ing.	1/98	2
Barták Jiří, Prof. Ing., DrSc.	2/98	14	Molnárová Andrea, Ing.	2/98	26
D			N		
Dojčár Ondrej, Prof. Ing., CSc.	1/98	2	Nekvasil Zdeněk, Ing.	4/98	23
Dojčár Ondrej, Prof. Ing., CSc.	2/98	26	Němeček Jaroslav, Ing.	4/98	28
Drábek Stanislav, Ing.	3/98	25	Novotný Miloslav, Ing.	1/98	26
Dvořák Josef, Ing.	4/98	28	Novotný Miloslav, Ing.	3/98	26
F			P		
Fabián Otakar, Ing.	3/98	23	Pacovský Jaroslav, Ing.	1/98	6
Frankovský Jozef, Ing.	1/98	27	Pavlík Jiří, Ing., CSc.	4/98	39
Frankovský Jozef, Ing.	3/98	32	Pazdera Ladislav, Ing.	2/98	8
Frankovský Miloslav, Ing.	4/98	35	Pechman Jiří, Ing.	3/98	20
Fryč Igor, Ing.	3/98	31	Pohl Petr, Ing.	2/98	1
G			Pohl Petr, Ing.	2/98	2
Godan Ján, Ing.	3/98	17	Polák František, Ing.	2/98	28
Gramblička Michal, Ing.	4/98	28	Polák Pavel, Ing.	3/98	12
H			Polák Pavel, Ing.	2/98	příloha
Hess Jindřich, Ing.	4/98	1	Prajzler Vladimír, Ing.	1/98	27
Horák Vlastimil, Ing.	3/98	20	R		
Horyl Petr, Doc. Ing., CSc.	2/98	4	Rieger Radko, Ing.	1/98	10
Hrachovec Miloš, Ing.	1/98	24	Romancov Georgij, Ing.	4/98	15
Husák Josef	1/98	17	S		
CH			Sochůrek Jan, Ing.	1/98	10
Chromová Viktória, Ing.	3/98	17	Stoniš Milan, Ing.	2/98	11
K			Svitavská Blažena, Ing.	3/98	5
Kašpar Milan, Doc. Ing., CSc.	2/98	29	Š		
Kazda Jiří, Ing.	3/98	29	Šajtár Ludvík, Ing.	4/98	28
Kazda Jiří, Ing.	4/98	46	Šesták Ivan, Ing.	3/98	1
Keleši Juraj, Ing.	4/98	50	Šňupárek Richard, Ing., CSc.	2/98	4
Klepsatel František, Prof. Ing., CSc.	2/98	22	Šňupárek Richard, Ing., CSc.	3/98	28
Klepsatel František, Prof. Ing., CSc.	3/98	2	Švábenický David	1/98	17
Krásný Pavel, Ing.	4/98	23	T		
Kubiček Libor, Ing.	1/98	29	Tesař Otakar, RNDr.	1/98	22
Kučera Stanislav, Ing.	3/98	10	Tesař Otakar, RNDr.	2/98	24
Kuchár Petr, Ing.	1/98	1	V		
Kutil Josef, Ing.	4/98	15	Valeš Václav, Ing.	3/98	30
M			Vaniček Ivan, Prof. Ing., DrSc.	1/98	20
Macháček Jaromír, Mgr.	1/98	6	Vlašic Oldřich, Ing.	3/98	17
Matzner Karel, Ing.	1/98	29	Vlček Pavel, Ing.	2/98	18
Matzner Karel, Ing.	1/98	30	Vožarík Petr, Ing.	4/98	15
Matzner Karel, Ing.	2/98	30	U		
Matzner Karel, Ing.	2/98	32	Uhlík Miroslav, Ing.	4/98	2
Matzner Karel, Ing.	3/98	29	Z		
Matzner Karel, Ing.	3/98	31	Zapletal Aleš, Ing., DrSc.	1/98	13
Matzner Karel, Ing.	4/98	49	Zapletal Aleš, Ing., DrSc.	4/98	8
Mencl Jiří, Prof. Ing.	3/98	29			
Mencl Jiří, Prof. Ing.	4/98	46			
Michalík Ján, Doc. Ing., CSc.	3/98	10			



METROPROJEKT Praha

akciová společnost

I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2, Česká republika

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

NEJEN PRAŽSKÉ METRO REPREZENTUJE NAŠI PRÁCI

Spojení: Ředitel společnosti tel.: [420]-(0)2/96 204 120
Technický náměstek tel.: [420]-(0)2/96 204 124
telefonní ústředna: 420-2/96 154 111 fax: [420]-(0)2/96 204 122
e-mail: metroprojekt@metroprojekt.cz



ANKRA, spol. s. r. o.

Kontaktní adresa:

U Tesly 1
735 41 PETŘVALD U KARVINÉ

TEL.: 069/6541792
069/6541113
FAX: 069/6541798

Výroba a servis vyztužovacích prvků důlních děl, podzemních staveb a tunelů

Vyrábíme a dodáváme :

- △ HYDRAULICKY UPÍNATELNÉ SVORNÍKY SYSTÉMU BOLTEX
- △ INJEKTÁŽNÍ SVORNÍKY
- △ SN-KOTVY
- △ MECHANICKY UPÍNATELNÉ SVORNÍKY
- △ PŘÍHRADOVÉ VÝZTUŽE
- △ SAMOZÁVRTNÉ KOTVY
- △ LANOVÉ SVORNÍKY

Provádíme :

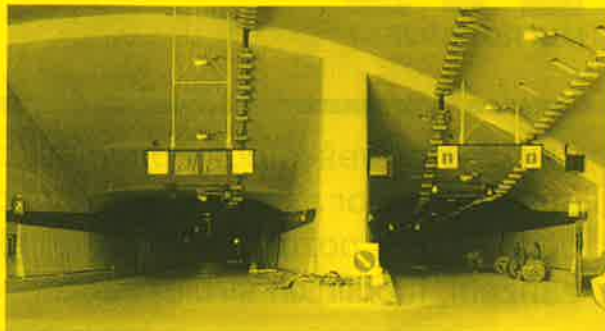
- ❖ OPRAVY KANALIZAČNÍCH SÍTÍ BEZVÝKOPOVOU TECHNOLOGIÍ
- ❖ INJEKTÁŽNÍ PRÁCE, KOTVENÍ HORNIN A ZEMIN



První česká společnost
dodávající komplexní technické vybavení silničních tunelů

REALIZUJEME KOMPLEXNÍ DODÁVKY:

- Projektovou dokumentaci
- Integrovaný řídicí systém KERBERUS
- Dopravní systém
- Bezpečnostní systém
- Osvětlení
- Řízení vzduchotechniky
- Řízení energetiky
- Automatické zjišťování nehod



ŘÍDÍCÍ SYSTÉM MINIMALIZUJE PROVOZNÍ NÁKLADY

Realizované zakázky:

Tunel **HŘEBEČ** (Svitavy), **STRAHOV** (Praha), **KOHOUTOVA** (Brno)

ELTODO, akciová společnost

Novodvorská 14, 142 01 Praha 4
tel.: 02/6134 1111, fax: 02/6171 0669

CENÍK INZERCE V ČASOPISU „TUNEL“

PRICE LIST OF ADVERTISING IN THE JOURNAL „TUNEL“

Pro členy ČTuK a tuzemské organizace:

For CTuC members:

UVNITŘ ČASOPISU

celostránkový inzerát černobílý 11 000 Kč
celostránkový inzerát barevný 14 000 Kč
půstránkový inzerát černobílý 5 500 Kč

NA OBÁLCE ČASOPISU

celostránkový inzerát barevný
– 3. strana 20 000 Kč
celostránkový inzerát barevný
– 4. strana 25 500 Kč

Inzerce v celém ročníku – sleva 10 %

Redakce si vyhrazuje právo regulace inzerce s ohledem na druh a velikost podle počtu zájemců a jejich požadavků.

Ceník schválen Redakční radou časopisu 8. 1. 1998.

For CTuC non-members from abroad:

One page 1A advertisement in colour 2 000 DM
Half-page advertisement in colour 1 000 DM
Advertising in the entire year's volume - reduction 10%

SUBTERRA

CIVIL ENGINEERING

TRANSPORT MANAGEMENT, INDUSTRIAL, WATER
AND APARTMENT BUILDINGS

CONSTRUCTION AND MODERNISATION OF RAILWAY
TRACKS

CONSTRUCTIONS AND RECONSTRUCTION OF BRIDGES
AND TUNNELS

UNDERGROUND CIVIL ENGINEERING AND MINE
STRUCTURES

DESIGN AND ENGINEERING ACTIVITIES,
ACCREDITED LABORATORY

SUBTERRA a.s.

**Bezová 1658
147 14 Prague 4
Czech Republic**

**Tel.: +420/2/4406 1111
Fax: +420/2/24446 6179
E-mail: info@subterra.cz**



CONSULTING ENGINEER'S COMPANY SPECIALIZED IN WATER MANAGEMENT AND HYDROPOWER DEVELOPMENT

**WITH ALMOST FORTY FIVE YEARS OF INTERNATIONAL EXPERIENCE IN DESIGNING
ENGINEERING STRUCTURES**



OUR SERVICES:

- * ENGINEERING, PLANNING AND DESIGN OF WATER MANAGEMENT FACILITIES
- * CONSULTATION AND ASSESSMENT
- * ENGINEERING ACTIVITIES
- * TURNKEY DELIVERY

Botanická 56, 656 32 BRNO

tel.: +420/5/41554 111, fax: +420/5/4121 1205
E-mail: aquatis@aquatis.cz, <http://www.aquatis.cz>

Office Praha

Dělnická 12, 170 04 PRAHA 7
tel.: +420/2/6679 3313, fax: +420/2/6671 0973

TERRAPROJEKT a.s.



**PROJEKČNÁ, INŽINIERSKA
A KONZULTAČNÁ ČINNOSŤ
V ODBOROCH :**

- tunely a podzemné stavby
- cesty, diaľnice a železnice
- inžinierske siete - vodovody, kanalizácie
- vodohospodárske stavby
- ekologické stavby
- pozemné stavby

TERRAPROJEKT a.s., Podunajská 24, 821 06 Bratislava, Slovensko
tel.: 004217 455 23 771-9, fax: 004217 455 23 103, e-mail: terraprojekt@gtinet.sk